

Manual Técnico de Drenagem e Esgoto Sanitário

Tubos e Aduelas de Concreto
**Projetos, especificações
e controle de qualidade**

ABTC
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA
DOS FABRICANTES DE
TUBOS DE CONCRETO

União em prol das boas práticas

Há mais de 70 anos, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) trabalha para garantir qualidade, excelência e competitividade no mercado para os produtos à base de cimento. Para isso, desenvolve várias atividades técnico-promocionais, entre elas ações de boas práticas e material técnico para os diversos produtos à base de cimento. E com os tubos de concreto para sistemas de drenagem e esgotamento sanitário não poderia ser diferente.

Para atender a demanda de órgãos do governo e das concessionárias de serviços públicos, assim como de projetistas e de consultores por produtos com qualidade, em 2001, foi criada a Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC).

A união dos fabricantes em torno da ABTC em conjunto com as ações da ABCP na promoção de melhoria de qualidade dos tubos de concreto, proporcionou um ambiente favorável na busca de atendimento das especificações das normas técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT.

A busca pela qualidade e a integração organizada proporcionada pela ABTC entre fabricantes, fornecedores, consumidores e meio técnico têm resultado em ações importantes para toda a cadeia. O reflexo deste trabalho é a reunião de profissionais representando todos estes setores para a elaboração deste manual técnico para disseminação de boas práticas.

Desenvolvido com o objetivo de ajudar projetistas, fiscais de obra, construtoras, consumidores de tubos e aduelas de concreto e a alunos promissores neste segmento, deverá ajudar a garantir o melhor desempenho dos sistemas construtivos para saneamento e drenagem.

A ABCP se sente orgulhosa de fazer parte dessa iniciativa e contribuir para que de alguma forma esse manual gere obras com qualidade e cada vez mais duráveis.

Ao praticar a boa engenharia com produtos de qualidade, o consumidor ganha, o Brasil cresce e todos nós ganhamos.

Renato José Giusti
Presidente da ABCP

*Manual Técnico de Drenagem
e Esgoto Sanitário*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES DE TUBOS DE CONCRETO

Todos os direitos reservados e protegidos pela Lei 9.610 de 19/02/1998.

Nenhuma parte deste livro, sem autorização prévia por escrito da editora, poderá ser reproduzida ou transmitida sejam quais forem os meios empregados: eletrônicos, mecânicos, fotográficos, gravação ou quaisquer outros.

Autores: Alírio Brasil Gimenez, Antonio Domingues Figueiredo, Cláudio Oliveira Silva, Francisco Van Langendonck, José Roberto Hortêncio Romero, Marcos Augusto Jabôr, Milton Tomoyuki Tsutiya, Mounir Khalil El Debs, Pedro Jorge Chama Neto, Regina Bannoki.

Coordenação: Pedro Jorge Chama Neto

Revisão: Alírio Brasil Gimenez e Vanini dos Anjos Gonçalves Perez

Capa e Projeto Gráfico: FFW Propaganda - (16) 3627.1682 - www.ffwpropaganda.com.br

Editora: Associação Brasileira dos Produtores de Tubos de Concreto - ABTC

Impressão: São Francisco Gráfica e Editora Ltda.

FICHA CATALOGRÁFICA

Manual Técnico de Drenagem e Esgoto Sanitário / Alírio Brasil Gimenez, Antonio Domingues Figueiredo, Cláudio Oliveira Silva, Francisco Van Langendonck, José Roberto Hortêncio Romero, Marcos Augusto Jabôr, Milton Tomoyuki Tsutiya, Mounir Khalil El Debs, Pedro Jorge Chama Neto, Regina Bannoki.

Edição 01 - 332 pgs.: il.; fots.; grafs.; tabs.

Ribeirão Preto - São Paulo

Editora: Associação Brasileira dos Produtores de Tubos de Concreto - ABTC

Ano da publicação: 2008

ISBN 978-85-61442-00-2

Inclui Bibliografia

1. Histórico e Principais Aplicações. 2. Sistemas de Drenagem. 3. Sistemas de Esgotamento Sanitário. 4. Projeto Estrutural 5. Materiais para Concreto 6. Produção de Tubos. 7. Especificação e Controle de Qualidade. 8. Processos de Produção, Problemas e Dificuldades Encontradas na Fabricação de Tubos e Aduelas de Concreto. 9. Execução de Obras. 10. Jacking Pipe. 11. Drenagem em Rodovias não Pavimentadas.

Endereço para correspondência:

Associação Brasileira dos Produtores de Tubos de Concreto - ABTC

Av. Torres de Oliveira, 76 - CEP 05347-902 - São Paulo/SP

Tel.: 11.3763.3637 - email: atendimento.abtc@abtc.com.br - www.abtc.com.br

OBJETIVO

O principal objetivo do saneamento é a saúde. Sem coleta e tratamento de esgoto não há saúde, não se preserva o meio ambiente, não há desenvolvimento, não se constrói um País justo. Hoje, apenas 48% da população brasileira têm acesso à coleta de esgoto. Para um País que pretende ser uma potência econômica esse número é inaceitável, principalmente, porque quem tem mais sofrido com essa situação são nossas crianças. O governo, a iniciativa privada e a sociedade têm nas mãos a possibilidade de mudar esse cenário, trabalhando juntos.

O Instituto Trata Brasil entende que somente com o engajamento e a soma de esforços será possível vencer o desafio de levar a coleta e o tratamento de esgoto para 100% dos lares brasileiros. A criação de infra-estrutura básica atrai novos negócios e por consequência gera mais empregos e renda, especialmente para a população mais carente.

A iniciativa da ABTC com a publicação deste manual, certamente, fortalece nossa crença de que a ampliação do conhecimento técnico dos profissionais do setor, a conformidade e a qualidade dos produtos são fundamentais para qualificar a aplicação dos recursos financeiros em saneamento básico.

Raul Pinho
Diretor-Executivo do Instituto Trata Brasil
www.tratabrasil.org.br

INTRODUÇÃO

A ABTC – Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto continua, com a publicação deste manual, lutando para atingir a meta estratégica de ampliar o conhecimento técnico de seus associados e a qualidade dos produtos por eles desenvolvidos. Essa Associação, criada em 2001 durante a realização de um congresso internacional sobre tubos de concreto para sistemas de drenagem, realizado no Rio de Janeiro, continua atuando no sentido de motivar e organizar um segmento que se encontrava disperso, sem objetivos definidos e sem iniciativas que propiciassem seu desenvolvimento, absolutamente fundamental num momento onde a discussão do Saneamento Básico é pauta de todos os projetos, investimentos e atitudes governamentais e políticas.

Nascida da associação inicial de dez empresas com o apoio da ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, passou a enfrentar o grande desafio de reunir as empresas envolvidas direta e indiretamente no setor de sistemas de drenagem e saneamento para discussão de temas relevantes e inerentes deste o processo produtivo até o atendimento adequado da demanda.

Conseguiu desde sua fundação realizar inúmeras atividades como a criação de estatuto interno de funcionamento que, com objetividade, organização e credibilidade, possibilita a realização de inúmeras ações com regularidade e suporte jurídico. Dessa forma, tem aumentado ano a ano o número de empresas interessadas e associadas.

Desenvolvendo um grande trabalho de divulgação de suas ações, tornou-se reconhecida em todo o país, notadamente junto às empresas fornecedoras de equipamentos e matérias-primas, às empresas projetistas e aos consumidores, dos setores público e privado.

Em sua busca constante pelo desenvolvimento do mercado de forma sustentável, tem conseguido o aprimoramento dos produtos com qualidade, contribuindo com o desenvolvimento de novas pesquisas e métodos de produção inovadores, e neste sentido, ao longo destes anos de trabalho, foram criadas várias ferramentas e desenvolvidas inúmeras ações, entre elas a participação ativa junto à ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, nas seguintes ações:

- Revisão de todas as Normas sobre tubos de concreto e elaboração de um único texto, que reuniu as 14 Normas existentes sobre o assunto, a ABNT NBR 8890 / 2003;
- Criação da ABNT NBR 15396 / 2006 – Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas – Requisitos e métodos de ensaios;
- Revisão da ABNT NBR 8890 / 2003, melhorando e incrementando os requisitos mínimos e métodos de ensaios, introduzindo os Tubos de Concreto reforçados com fibra de aço, até então novidade para o mercado de tubos no Brasil;
- Criação da ABNT NBR 15319 / 2007 – Tubos de Concreto, de seção circular, para cravação – Requisitos e métodos de ensaio.
- Criação da ABNT NBR 15645 / 2008 - Execução de obras de esgoto sanitário e drenagem de águas pluviais utilizando-se tubos e aduelas de concreto;
- Criação da ABNT NBR 16085 / 2012 - Poços de visita e poços de inspeção para sistemas enterrados - Requisitos e métodos de ensaio;

Desenvolveu por meio de equipe técnica graduada, ferramentas importantes e disponibilizou para todo o setor programas para dimensionamento estrutural dos tubos de concreto, para escolha da classe de resistência mecânica dos tubos de concreto; para dimensionamento estrutural e hidráulico das galerias celulares de seção transversal fechada; para dimensionamento estrutural das galerias celulares de seção transversal aberta (canal).

Mantêm um programa permanente de palestras e cursos técnicos em todo o país, através da contratação de profissionais competentes e com vasta experiência, para contato com universitários, técnicos e consumidores.

Dessa maneira, o livro “Manual Técnico de Drenagem e Esgoto Sanitário”, é mais uma ação que deve inicialmente suprir a carência e as deficiências de informações técnicas sobre um assunto de tanta relevância e deve tornar-se um centro de referência e informação.

Fruto de cuidadoso trabalho de pesquisa essa publicação pioneira aborda questões relevantes e fundamentais para o entendimento do assunto e, para isso convidou profissionais especialistas que desenvolvem cada tema a ser abordado, abrangendo todos os assuntos de interesse do setor.

Nesse sentido, o presente Manual procura oferecer o máximo de informação técnica e a aplicação prática dessas informações dependerá exclusivamente de cada leitor.

Desde já ficam os nossos agradecimentos a todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho, com atenção especial aos nossos Associados, Patrocinadores e Autores.

DIRETORIA DE 2008.

Manual Técnico de Drenagem e Esgoto Sanitário

COORDENAÇÃO: PEDRO JORGE CHAMA NETO

**AUTORES: ALÍRIO BRASIL GIMENEZ
ANTONIO DOMINGUES FIGUEIREDO
CLÁUDIO OLIVEIRA SILVA
FRANCISCO VAN LANGENDONCK
JOSÉ ROBERTO HORTÊNCIO ROMERO
MARCOS AUGUSTO JABÔR
MILTON TOMOYUKI TSUTIYA
MOUNIR KHALIL EL DEBS
PEDRO JORGE CHAMA NETO
REGINA BANNOKI**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES DE TUBOS DE CONCRETO

AUTORES

Alírio Brasil Gimenez

Engenheiro Civil pelo Instituto de Ensino de Engenharia Paulista (1984). Diretor da Empresa Fermix Indústria e Comércio Ltda.

Antonio Domingues Figueiredo

Engenheiro Civil formado em 1987, possui mestrado (1992) e doutorado (1997) em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo. Professor da área de materiais de construção civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo desde 1989.

Cláudio Oliveira Silva

Engenheiro Civil pela Universidade de Guarulhos (1993). Mestre em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP (2003), Engenheiro da Associação Brasileira de Cimento Portland.

Francisco Van Langendonck

Consultor Técnico, especialização em aplicação de equipamentos para pré-fabricados de concreto, Alemanha, Itália, Espanha e outros (1974 – 2007), formado pela Universidade Mackenzie (1976).

José Roberto Hortêncio Romero

Engenheiro Civil pelo Instituto Politécnico de Ribeirão Preto (1978). Especialização em Saneamento Básico pelo Instituto Politécnico de Ribeirão Preto (1983). Especialização em Pavimentação Asfáltica pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (1983). Diretor por 18 anos do Grupo Leão Engenharia. Diretor da Empresa Engmed - Engenharia Consultiva.

Marcos Augusto Jabôr

Engenheiro Civil pela Escola Engenharia Kennedy (1978). Especialista em Engenharia Rodoviária pela PUC-MG. Gerente da Divisão de Estudos Hidrológicos e Projeto de Drenagem/Diretoria de Projetos do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais - DER/MG. Consultor e Especialista Independente em Hidrologia e Drenagem Urbana e de Rodovias.

Milton Tomoyuki Tsutiya

Engenheiro Civil pela Escola Politécnica da USP (1975). Mestre em Engenharia pela Escola Politécnica da USP (1984). Doutor em Engenharia pela Escola Politécnica da USP (1990). Professor do Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da USP.

Mounir Khalil El Debs

Engenheiro Civil pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo - EESC/USP (1972). Mestre em Engenharia de Estruturas (1976) e Doutor em Engenharia – Área de Estruturas (1984) pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Livre-docente (1991) e Professor Titular (2006 até o presente) junto ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

Pedro Jorge Chama Neto

Engenheiro Civil pela Escola de Engenharia Civil de Araraquara (1980). Mestre em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP (2002). Engenheiro da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP e Professor da Universidade Paulista – UNIP.

Regina Bannoki

Engenheira Civil pela Universidade de Engenharia São Paulo (1985). Engenheira Civil e Gerente Nacional de Desenvolvimento e Mercado pela empresa Chryso LTDA.

DIRETORIA, PATROCINADORES E ASSOCIADOS DE 2017

A Diretoria da ABTC – Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto, gestão de 2017, é composta pelos profissionais:

Presidente Executivo: Carlos Alberto Santana Rocha
Empresa: Incomprel Indústria de Concreto Premoldado Ltda
Cidade: Feira de Santana-BA

Diretor Financeiro: Raphael Petrucchi Neto
Empresa: Engetubo - Olivial Indústria de Comércio Ltda
Cidade: Araras-SP

ASSOCIADOS FABRICANTES



BAHIA

IBPC Pré-moldados de Concreto Ltda.

Rua José Roberto Ottoni, nº1080, Valéria
CEP 41301-325 - Salvador - BA
Fone: (71) 3291-1125
E-mail: ibpc@ibpc.com.br
Site: www.ibpc.com.br



Incomprel Indústria de Concreto Pré-Moldado Ltda.

Rod. BR 116, Km 07, Trecho Feira - Serrinha, Caixa Postal 93
CEP 44001-970 - Feira de Santana - BA
Fone: 0800-0751621
E-mail: comercial@incomprel.com.br
Site: www.incomprel.com.br



DISTRITO FEDERAL

Premoldados 3 Irmãos

SDMC QD.01 Lotes 01, 03, 05 e 07 - Ceilândia Norte
CEP: 72265-700 - Brasília - DF
Fone: (61) 3585-8833
E-mail: junior@premoldados3irmaos.com.br
Site: www.premoldados3irmaos.com.br



Tubomix Pré-Moldados Ltda-EPP.

Rod. DF 205 Km 3,5 - Fazenda Queima Lençol - Sobradinho
CEP 73070-043 - Sobradinho - DF
Fone: (61) 3363-6043
E-mail: vendas@tubomix.com.br
Site: www.tubomix.com.br



MARANHÃO

São Luis Premoldados de Concreto Ltda.

Rod. BR 135, Km 08, Gleba Ribeira - Maracanã
CEP 65099-110 - São Luis - MA
Fone: (98) 3241-0960 / (98) 3241-0984
E-mail: saoluis.premoldados@gmail.com / engenharia.saoluis@gmail.com



MATO GROSSO

J. Marques Indústria de Artefatos de Cimento Ltda

Rod. Palmiro Paes de Barros, 1051
CEP 78090-700 - N.S Aparecida - Cuiabá - MT
Fone: (65) 3661-1006
E-mail: constubos@constubos.com.br
Site: www.constubos.com.br



MATO GROSSO DO SUL

LAJ Artefatos de Cimento Lucas LTDA

Av. Cônsul Assaf Trade nº 6977, Nova Lima
CEP: 79017-135 - Campo Grande - MS
Telefone: (67) 3358-2200
E-mail: lajlucas@lajlucas.com.br
Site: www.lajlucas.com.br

ASSOCIADOS FABRICANTES



MINAS GERAIS

Artec Artefatos de Cimento Ltda.
Rua Doutor José Perminio da Silva, 200 - Cinco
CEP 32341-590 - Contagem - MG
Fone: (31) 3352-2030
E-mail: artectubos@terra.com.br
Site: www.artectubos.com.br



Artecon - Artefatos e Construções Ltda - EPP.
Av. Rebeca, 655, Jardim Canaã
CEP 37890-000 - Muzambinho - MG
Fone: (35) 3571-1096
E-mail: artecon@milbr.net
Site: www.artefatoseconstrucoes.com.br



Crabi Ind. e Com. de Pré-Moldados e Mat. Const. Ltda.
Elói Mendes: Rodovia BR 491, 570 - MG - CEP: 37110-000 - Fone: (35) 3264-1613
Varginha: Av. do Contorno 4240-B - Vila Muradi - MG - CEP: 37062-760
Fone: (35) 3212-3751
E-mail: cesar@crabi.com.br
Site: www.crabi.com.br

PARANÁ



Concrepar - Marco Tubos
Rod. BR 227, km 108 s/n, Timbotuva
CEP 83608-000 - Campo Largo - PR
Fone: (41) 3555-1626
E-mail: vendas@concrepar.com.br
Site: www.concrepar.com.br



Inpreart Ind. de Pré-Moldados e Artefatos de Concreto Ltda.
Rua Abel Scussiato, 2995 - Atuba
CEP 83408-280 - Colombo - PR
Fone: (41) 3675-7007
E-mail: inpreart@inpreart.com.br
Site: www.inpreart.com.br



Royer Pré Moldados Ltda.
Av. das Industrias 1042
CEP: 83650-000 - Balsa Nova - PR
Fone: (41) 3636-1321
E-mail: rpm@rpm.ind.br
Site: www.rpm.ind.br

RIO GRANDE DO SUL



Bento Concretos Ltda
Rua Francisco Ferrari, 800 - Bairro Barracão
CEP: 95700-000 - Bento Gonçalves/ RS
Telefone: (54) 2105-3750
Site: www.bentoconcretos.com.br
E-mail: comercial@bentoconcretos.com.br



Concretos do Sul Tubos e Pré-Moldados Ltda.
Estr. Municipal Julio de Castilhos, 5700 - B/ Arroio da Manteiga
CEP 93140-600 - São Leopoldo - RS
Fone: (51) 3568-0947
E-mail: vendas@concretosdosul.com.br
Site: www.concretosdosul.com.br

ASSOCIADOS FABRICANTES



Construsinos Ind. e Com. de Artefatos de Cimento Ltda.
Construsinos Ind. e Com. de Artefatos de Cimento Ltda.
Av. Parobe, 3355, Scharlau
CEP 93140-000 - São Leopoldo - RS - Fone: (51) 3588-5674
E-mail: construsinos@construsinos.com.br
Site: www.construsinos.com.br



D'Agostini Indústria de Concreto Ltda.
Estrada Martins Félix Berta, 3098, Mário Quintana
CEP 91270-650 - Porto Alegre - RS
Fone: (51) 3382-1400
E-mail: dagostini@dagostini.ind.br
Site: www.dagostini.ind.br



Indústria Florense de Artefatos de Cimento Ltda.
Rua Frades Capuchinhos, 1009, Colina das Flores
CEP 95270-000 - Flores da Cunha - RS
Fone: (54) 3292-1330
E-mail: florense@concretosflorense.com.br
Site: www.concretosflorense.com.br

RIO DE JANEIRO



Artsul - Ind. e Com. de Pré-Moldados Cruzeiro do Sul Ltda.
Rod. Presidente Dutra, 24000, Austin
CEP 26084-000 - Nova Iguaçu - RJ
Fone: (21) 2667-2337
E-mail: contato@grupoartsul.com.br
Site: www.grupoartsul.com.br



Multibloco Ind. e Com. de Artefatos de Concreto Ltda
Rod. Pres. Dutra, km 197, Rua C, Nº 270 - Bairro Distrito Industrial
CEP: 26360-100 - Queimados - RJ
Fone: (21) 2663-1510
E-mail: vendas@multibloco.com.br
Site: www.multibloco.com.br

SÃO PAULO



Aca Indústria, Comércio e Construção Ltda.
Rodovia Presidente Dutra, Km 194,5
Caixa Postal 01
CEP 07400-970 - Arujá - SP
Fone: (11) 4654-1188
E-mail: acatubos@acatubos.com.br
Site: www.acatubos.com.br



Blocasa Pré Moldados de Concreto Ltda.
Rua José Ribeiro de Campos, 145 - Vila Nova Tatuí
CEP 18178-335 - Tatuí - SP
Fone: (15) 3251-3279
E-mail: contato@blocasapre.com.br
Site: www.blocasapre.com.br



Copel Engenharia, Indústria e Comércio Ltda.
Rodovia Marechal Rondon, Km 534,5
CEP 16025-440 - Araçatuba - SP
Fone: (18) 3636-7200
E-mail: vendas@tuboscopel.com.br
Site: www.tuboscopel.com.br

ASSOCIADOS FABRICANTES



SÃO PAULO

Engetubo - Olivial Indústria e Comércio Ltda.

Av. Luiz Carlos Tunes, 4715, Distrito Industrial IV
CEP 13607-470 - Araras - SP
Fone: (19) 3551-4200
E-mail: engetubo@engetubo.com.br
Site: www.engetubo.com.br



Fermix Indústria e Comércio Ltda.

Rua Manoel Fernandes Garrote, 1035 - Jardim Novo Portugal
CEP 07160-520 - Guarulhos - SP
Fone: (11) 2469-1666
E-mail: fermix@fermixtubos.com.br
Site: www.fermixtubos.com.br



Fortmix Comércio de Concreto Ltda.

Via de Acesso Pedro Lopes Torres, S-1300, Caixa Postal 133
CEP 17280-000 - Pederneiras - SP
Fone: (14) 3283-3311
E-mail: fortmix@fortmix.com
Site: www.fortmix.com



Guarani Material para Construção Ltda.

Rua Catarina Maria de Jesus, 815, Bonsucesso
CEP 07175-500 - Guarulhos - SP
Fone: (11) 2436-1341
E-mail: guaranitubos@guaranitubos.com.br
Site: www.guaranitubos.com.br



IPT - Indústria de Postes Teixeira Ltda.

Avenida Antonio Donato Sanfelice, 520 - Jardim Industrial
CEP 15105-000 - Potirendaba - SP
Fone: (17) 3827-9100
E-mail: ipt@iptteixeira.com.br
Site: www.iptteixeira.com.br



MERIBÁ Tubos de Concreto

Rodovia Comandante João Ribeiro de Barros, Km 442 + 700 mts
CEP 17519-780 - Marília - SP
Fone: (14) 3451-4545
E-mail: contato@meribatubos.com.br
Site: www.meribatubos.com.br



Noromix Concreto Ltda

Rod. Pericles Belini, s/nº - Km 121,7 - SP-461
CEP: 15507-000 - Votuporanga - SP
Telefone: (17) 3726-7500
E-mail: noromix@demop.com.br
Site: www.noromix.com.br



RIBPAV Engenharia de Pavimentação S.A

Rodovia SP/255, Km 04, Caixa Postal 386
CEP 14001-970 - Ribeirão Preto - SP
Fone: (16) 3434-5615
E-mail: vendas@ribpav.com.br
Site: www.ribpav.com.br



Tecnopref Indústria Ltda.

Estrada das Três Cruzes, 99
CEP: 02285-000 - São Paulo - SP
Fone: (11) 2455-1533
E-mail: tecnopref.vendas@terra.com.br
Site: www.tubosmidea.com.br

ASSOCIADOS COLABORADORES



Associação Brasileira de Cimento Portland

Av. Torres de Oliveira, 76, Jaguaré - CEP 05347-902 - São Paulo - SP
Fone: (11) 3760-5300 / 3670-5376
Email: dcc@abcp.org.br
Site: www.abcp.org.br



ArcelorMittal Brasil S/A

Alameda Santos, 700, 13º andar - Cerqueira César - CEP 01418-100 - São Paulo - SP
Fone: (11) 3638-6591
Email: arcelormittalnet@arcelormittal.com.br
Site: www.arcelormittal.com.br



Fábrica de Concreto Internacional

FCI - Fábrica de Concreto Internacional

R. Mourato Coelho, 1046 - Pinheiros - CEP: 05417-002 - São Paulo - SP
Fone: + 55 (11) 3034-5521
latinamerica@pci-worldwide.com - Email: vendas@revistafci.com.br
Site: www.revistafci.com.br e www.pci-worldwide.com



Hawkeye Pedershaab

506 S. Wapello Street, Mediapolis, Iowa - USA - CEP: 52637
Phone: +1 319 394 3197 - Fax: +1 319 394 3977
Email: djhaar@hawkeye-pipe.com - Site: www.hawkeye-pipe.com
Representante Comercial no Brasil: (19) 3936-9060



Kinsel Advogados Associados

Av. Caçapava, 527 - Petrópolis - CEP:90460-130 - Porto Alegre - RS
Fone: (51) 3059-0138
Email: fabio@kinsel.com.br
Site: www.kinsel.com.br



Prisma - Soluções Construtivas com Pré-Fabricados de Concreto

Fone: (11) 3337-5633
Email: prisma@revistaprisma.com.br
Site: www.revistaprisma.com.br



Votorantim Cimentos

Praça Professor José Lannes, 40 / 9º andar - Cidade Monções
CEP: 04571-100 - São Paulo - SP - Fone: (11) 2132-7666
Email: votorantim@votorantim.com.br
Site: www.votorantim.com.br

A ArcelorMittal tem aço com a qualidade que a sua empresa exige.

No seu negócio, use somente aço garantido pela maior produtora do mundo. A ArcelorMittal tem todo o aço que você precisa para Construção Civil. **Confira!**



Ligue Aço: 0800 0151 221.
Conheça toda a nossa linha de produtos:
acesse longos.arcelormittal.com.

ArcelorMittal é aço.



ArcelorMittal

Segmento Indústria

Com resultados de valor, construímos relações duradouras.



Conhecimento que gera alta performance, serviços customizados, atendimento técnico permanente e estrutura fabril presente onde sua empresa precisa.

Tudo isso aliado a um portfólio de produtos completo, com o desenvolvimento de cimentos a granel com formulações de altíssima qualidade e soluções ideais para a aplicação em tubos de concreto, garantindo durabilidade a ambientes agressivos, produtividade e alta resistência.

Esses são os pilares da **Votorantim Cimentos** para construir resultados de valor e relações duradouras com as **indústrias da Construção Civil**.



ARTEFATOS DE CONCRETO  ARGAMASSA  PRÉ-MOLDADOS  FIBROCIMENTO 

Conheça o nosso portfólio completo de agregados e cimentos de alta performance acessando www.vcimentos.com.br

www.votorantimcimentos.com.br/mapadaobra

ÍNDICE

Capítulo 1 - HISTÓRICO E PRINCIPAIS APLICAÇÕES

1.1 INTRODUÇÃO	29
1.2 SISTEMAS DE DRENAGEM E ESGOTAMENTO SANITÁRIO	30
1.2.1 Período pré-1800	30
1.2.2 Período de 1800 a 1880	31
1.2.3 Período de 1880 a 1930	32
1.2.4 Período posterior a 1930	33
1.3 CENÁRIO BRASILEIRO	34
1.3.1 Esgotamento Sanitário	35
1.3.2 Drenagem Urbana	36
1.4 PRINCIPAIS APLICAÇÕES	37
1.4.1 Redes de Esgoto Sanitário	37
1.4.2 Redes de Águas Pluviais	37
1.4.3 Sistema de Abastecimento de Água	38
1.4.4 Outras Aplicações	39
1.4.5 Execução de Túneis - Sistema "Jacking Pipe"	40
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	41

Capítulo 2 - SISTEMAS DE DRENAGEM

2.1 ESTUDOS HIDROLÓGICOS	45
2.1.1 Hidrologia	45
2.1.2 Ciclo Hidrológico	45
2.1.3 Pluviometria	46
2.1.3.1 Medida das Precipitações	46
2.1.3.2 Tipos de Chuvas	47
2.1.3.3 Coleta de Dados	47
2.1.3.4 Processamento dos dados Pluviográficos e Pluviométricos	47
2.1.3.4.1 Otto Pfafstetter	47
2.1.3.4.2 Método das Isozonas	48
2.1.4 Tempo de Recorrência	48
2.1.4.1 Considerações Gerais	48
2.1.4.2 Tempo de Recorrência recomendado por alguns Órgãos Rodoviários	48
2.1.5 Estudo das Bacias de Contribuição ou Bacias Hidrográficas	49
2.1.5.1 Estudo das Características Físicas	49
2.1.5.1.1 Características Topográficas	50
2.1.6 Tempo de Concentração	50
2.1.6.1 Tempo de Concentração para o Método Racional em bacias com Área < 4km ²	51
2.1.7 Coeficiente de Escoamento ou Coeficiente de Deflúvio	55
2.1.7.1 Coeficiente de Deflúvio a ser adotado em Função da Área da Bacia	55
2.1.7.1.1 Área < 4km ²	55
2.1.7.1.2 Área: 4km ² < Área < 10km ² - Burkli-Ziegler	56
2.1.7.1.3 Área > 10km ² - "U.S.A. Soil Conservation Service"	56
2.1.7.1.4 Definição do Solo Hidrológico	56
2.1.7.1.5 Número de Deflúvio – CN	57
2.1.8 Cálculo das Vazões das Bacias Hidrográficas	58
2.1.8.1 Método Racional	58
2.1.8.1.1 Método Racional - Área < 4km ² (tempo de concentração de Peltier-Bonnefant)	58
2.1.8.1.2 Método Racional - Área < 4km ² (tempo de concentração de Kirpich)	58
2.1.8.1.3 Método Racional com Coeficiente de Retardo 4km ² < Área < 10km ²	58
2.1.8.1.4 Hidrograma Triangular Sintético "U.S.A. Soil Conservation Service" - Área > 10km ²	59
2.1.9 Exemplos de Cálculo de Vazões das Bacias Hidrográficas	59
2.1.9.1 Área < 4,0km ²	59

2.1.9.2 Método Racional com Coeficiente de Retardo: $4\text{km}^2 < \text{área} < 10\text{km}^2$	62
2.1.9.3 Método do Hidrograma Triangular Sintético: Área $> 10\text{km}^2$	63
2.2 PROJETO DE DRENAGEM	65
2.2.1 Introdução	65
2.2.2 Obras de Arte Correntes / Drenagem de Grotas	65
2.2.2.1 Exemplo de Dimensionamento Hidráulico	70
2.2.3 Obras de Arte Especiais	71
2.2.4 Drenagem Superficial	71
2.2.4.1 Valetas de Proteção de Corte e Aterro	72
2.2.4.1.1 Dimensionamento Hidráulico	72
2.2.4.2 Sarjetas de Corte e Aterro	73
2.2.4.2.1 Sarjeta de Corte	73
2.2.4.2.2 Sarjeta de Aterro	76
2.2.4.3 Saídas d'água de Aterro	77
2.2.4.4 Saídas d'água de Corte	77
2.2.4.5 Descida d'água em Aterro	77
2.2.4.6 Descida d'água em Corte	78
2.2.4.7 Dissipadores de Energia	79
2.2.4.8 Caixas Coletoras	79
2.2.4.9 Sarjetas de Banqueta de Corte e Aterro	79
2.2.5 Drenagem Profunda	80
2.2.5.1 Dreno Profundo Longitudinal	80
2.2.5.2 Dreno Espinha de Peixe	81
2.2.5.3 Dreno Sub-Horizontal	81
2.2.5.4 Colchão Drenante	81
2.2.5.5 Terminal de Dreno Profundo	81
2.2.5.6 Dreno Subsuperficial de Pavimento	82
2.2.5.6.1 Drenos Laterais de Base	82
2.2.5.6.2 Drenos Transversais	82
2.2.5.7 Permeabilidade	82
2.2.5.8 Considerações para Concepção e Construção de Drenos de Pavimento	82
2.2.5.8.1 Permeabilidade dos Materiais	82
2.2.5.8.2 Processo Executivo	83
2.2.5.8.3 Manutenção	84
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84

Capítulo 3 - SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

3.1 INTRODUÇÃO	87
3.2 TIPOS DE SISTEMAS DE ESGOTOS	87
3.2.1 Sistema Unitário	87
3.2.2 Sistema Separador Absoluto	89
3.2.3 Sistema Separador Parcial	89
3.2.4 Sistema Utilizado no Brasil	90
3.3 SITUAÇÃO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL	90
3.4 DEFINIÇÕES DAS TUBULAÇÕES EM SISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DE ESGOTO SANITÁRIO	91
3.5 PROJETO DE REDES COLETORAS DE ESGOTO SANITÁRIO	91
3.5.1 Considerações Gerais	91
3.5.2 Determinação das Vazões de Dimensionamento	92
3.5.3 Condições para a Auto-Limpeza das Redes	92
3.5.4 Controle de Sulfetos	93
3.5.5 Critérios de Dimensionamento	93
3.6 INTERCEPTORES DE ESGOTO	98

3.6.1 Introdução	98
3.6.2 Determinação das Vazões	98
3.6.2.1 Vazões de Esgotos	98
3.6.2.2 Contribuição Pluvial Parasitária	99
3.6.3 Dimensionamento Hidráulico	99
3.6.3.1 Regime de escoamento	99
3.6.3.2 Declividade Mínima	100
3.6.3.3 Declividade Máxima	100
3.6.3.4 Velocidade Crítica	100
3.6.3.5 Lâmina D'água	101
3.6.3.6 Controle do Remanso	101
3.6.3.7 Traçado do Interceptor	101
3.6.4 Condições Específicas a Serem Atendidas em Projeto	101
3.6.4.1 Poços de Visita	101
3.6.4.2 Dissipadores de Energia	102
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103

Capítulo 4 - PROJETO ESTRUTURAL

4.1 TUBOS DE CONCRETO	107
4.1.1 Noções Gerais sobre o Comportamento Estrutural de Tubos Enterrados	107
4.1.1.1 Ações a Considerar	110
4.1.1.2 Tipos Básicos de Instalações	110
4.1.1.3 Características dos Solos para Cálculo das Ações	112
4.1.2 Cálculo das Cargas Produzidas pelo Solo	112
4.1.2.1 Preliminares	112
4.1.2.2 Instalação em Vala	112
4.1.2.3 Instalação em Aterro com Projeção Positiva	114
4.1.2.4 Instalação em Aterro com Projeção Negativa	115
4.1.2.5 Tubos Instalados por Cravação	116
4.1.3 Cálculo das Cargas Produzidas por Sobrecargas na Superfície	117
4.1.3.1 Efeito de Forças Parcialmente Distribuídas Aplicadas na Superfície	117
4.1.3.2 Sobrecargas Rodoviárias	121
4.1.3.3 Outras Sobrecargas	124
4.1.4 Fatores de Equivalência	126
4.1.4.1 Tubos Instalados em Vala	126
4.1.4.2 Tubos Instalados em Aterro com Projeção Positiva	129
4.1.4.3 Tubos Instalados em Aterro com Projeção Negativa	131
4.1.4.4 Tubos Instalados por Cravação	131
4.1.5 Determinação da Classe do Tubo	131
4.1.5.1 Cálculo da Força Correspondente ao Ensaio de Compressão Diametral	131
4.1.5.2 Coeficiente de Segurança	131
4.1.5.3 Especificação da Classe	132
4.1.6 Dimensionamento da Armadura	132
4.1.6.1 Materiais	132
4.1.6.2 Cobrimento da Armadura	133
4.1.6.3 Diretrizes para o Dimensionamento das Paredes do Tubo	133
4.1.6.4 Esforços Solicitantes para Dimensionamento	134
4.1.6.5 Arranjos da Armadura	134
4.1.6.6 Cálculo da Armadura para as Solicitações Normais	137
4.1.6.7 Resistência à Força Cortante	138
4.1.6.8 Verificação do Limite de Abertura de Fissura	139
4.2 GALERIAS CELULARES PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO ARMADO (ADUELAS)	140
4.2.1 Preliminares	140

4.2.1.1	Noções Gerais sobre o Comportamento Estrutural de Tubos de Seção Retangular	140
4.2.1.2	Ações a Considerar	141
4.2.2	Cálculo das Pressões Produzidas pelo Solo e pela Água	142
4.2.2.1	Pressões Verticais	142
4.2.2.2	Pressões Horizontais	142
4.2.2.3	Efeito de Arqueamento	143
4.2.3	Cálculo das Pressões Produzidas por Sobrecargas na Superfície	144
4.2.3.1	Força Uniformemente Distribuída Aplicada na Superfície	144
4.2.3.2	Força Parcialmente Distribuída Aplicada na Superfície	144
4.2.3.3	Sobrecargas Rodoviárias	145
4.2.3.4	Outras Sobrecargas	149
4.2.4	Modelagem e Considerações de Cálculo	149
4.2.4.1	Esquema Estático	149
4.2.4.2	Coeficiente de Reação do Solo	150
4.2.4.3	Consideração da Não-Linearidade Física	150
4.2.5	Situações de Projeto e Coeficientes de Ponderação Ações	151
4.2.5.1	Estados Limites Últimos	151
4.2.5.2	Estados Limites de Serviço	152
4.2.5.3	Situações Transitórias (manuseio)	152
4.2.6	Dimensionamento da Armadura	152
4.2.6.1	Materiais	152
4.2.6.2	Cobrimento da Armadura	153
4.2.6.3	Diretrizes para o Dimensionamento	153
4.2.6.4	Arranjo da Armadura	154
4.2.6.5	Cálculo da Armadura para as Solicitações Normais	154
4.2.6.6	Verificação da Fadiga da Armadura	155
4.2.6.7	Verificação da Resistência à Força Cortante	156
4.2.6.8	Verificação do Limite de Abertura de Fissura	157
4.2.6.9	Verificação da Situação de Manuseio	157
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	157

Capítulo 5 - MATERIAIS PARA CONCRETO

5.1	AGREGADOS	161
5.1.1	Classificação quanto a Origem	161
5.1.2	Classificação quanto a Obtenção	162
5.1.3	Composição Granulométrica	163
5.1.4	Forma e Textura Superficial	164
5.1.5	Absorção de Água e Umidade Superficial	165
5.1.6	Massa Específica e Massa Unitária	166
5.1.7	Impurezas Orgânicas	167
5.1.8	Argila e Materiais Friáveis	167
5.1.9	Material Pulverulento	168
5.1.10	Contaminação com Açúcar	168
5.1.11	Contaminação por Sais	169
5.1.12	Reatividade do Agregado	169
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	170
5.2	CIMENTO PORTLAND	172
5.2.1	Fabricação	172
5.2.2	Composição do Cimento Portland	173
5.2.3	Hidratação do Cimento Portland	173
5.2.4	Tipos de Cimento	174
5.2.5	Aplicações do Cimento Portland	175
5.2.6	Especificações Normativas	175

5.2.7 Resistência ao Ataque por Sulfatos	176
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	178
5.3 AÇO PARA COMPONENTES DE CONCRETO	179
5.3.1 O sistema Ferro-Carbono	179
5.3.2 A fabricação do Aço	179
5.3.3 Conformação a Frio	180
5.3.4 Aços para Concreto Armado	183
5.3.5 Tela Soldada	188
5.3.6 Durabilidade do Aço no Concreto Armado	191
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	195
5.4 FIBRAS DE AÇO PARA TUBOS DE CONCRETO	197
5.4.1 Comportamento Básico do Concreto com Fibras	197
5.4.2 A Interação Fibra-Matriz	199
5.4.3 Aspectos Tecnológicos Fundamentais	200
5.4.4 O Controle Específico do Tubo de Concreto com Fibras	203
5.4.5 Trabalhabilidade	207
5.4.6 Uso de Fibras de Aço para Redução de Perdas	210
5.4.7 Dosagem do Concreto com Fibras	212
5.4.8 Durabilidade	212
5.4.9 Comentários Finais	213
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	213
5.5 ADITIVOS PARA CONCRETO	215
5.5.1 Classificação, Fundamentos e Mecanismos	215
5.5.1.1 Classificação	215
5.5.1.1.2 Plastificantes	215
5.5.1.2 Aplicações, Fundamentos e Mecanismos de Ação	216
5.5.1.3 Composição Química	216
5.5.1.4 Influência nas Propriedades do Concreto Fresco e Endurecido	217
5.5.2 Aceleradores de Endurecimento	217
5.5.2.1 Aplicações	217
5.5.2.2 Composição Química	218
5.5.2.3 Influência nas Propriedades do Concreto Fresco e Endurecido	218
5.5.3 Introdutores de Ar	218
5.5.3.1 Composição Química	218
5.5.3.2 Influência nas Propriedades do Concreto Fresco e Endurecido	218
5.5.4 Desmoldantes	219
5.5.5 Critérios de Seleção e Dosagem	219
5.5.6 Recepção de Aditivos: Controle de Qualidade e Armazenagem	220
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	220

Capítulo 6 - PRODUÇÃO DE TUBOS

6.1 INTRODUÇÃO	225
6.2 DOSAGEM	225
6.2.1 Conceitos e Princípios Fundamentais	226
6.2.1.1 Dosagem e Traço	226
6.2.1.2 Proporção de Argamassa	226
6.2.1.3 Umidade do Concreto Fresco ou Teor Água / Materiais Secos (H)	226
6.2.1.4 Massa Unitária do Concreto Fresco	227
6.2.1.5 Resistência à Compressão	227
6.3 PROCESSOS DE PRODUÇÃO	227
6.3.1 Equipamentos de Vibrocompressão	227
6.3.1.1 Detalhes Técnicos e Comerciais dos Equipamentos de Vibrocompressão	231
6.3.2 Equipamentos de Compressão Radial	231

6.3.2.1 Detalhes Técnicos e Comerciais do Equipamento de Compressão Radial	232
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	232
6.4 SISTEMA DE DOSAGENS E MISTURA	233
6.4.1 Dosagens e Transporte dos Agregados	233
6.4.2 Dosagens Volumétricas (litros ou m ³)	233
6.4.3 Dosagens Gravitacionais (peso)	234
6.4.4 Aglomerantes (cimento)	235
6.4.5 Correções das Dosagens x Umidade dos Agregados	235
6.4.6 Transportes do Cimento e Agregados	236
6.4.6.1 Cimento	236
6.4.6.2 Agregados	236
6.4.6.3 Mistura	237
6.4.6.4 Dosagem de Água e Correção da Umidade no Misturador	240
6.4.7 Transporte do Concreto Fresco Misturado	241
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	241

Capítulo 7 - ESPECIFICAÇÃO E CONTROLE DE QUALIDADE

7.1 TUBOS DE CONCRETO PARA ÁGUAS PLUVIAIS E ESGOTO SANITÁRIO	245
7.1.1 Amostragem	245
7.1.2 Inspeção Visual	245
7.1.3 Avaliação Dimensional	245
7.1.4 Ensaio de Resistência à Compressão Diametral	247
7.1.5 Ensaio de Absorção de Água	250
7.1.6 Ensaio de Permeabilidade e Estanqueidade da Junta em Tubos para Águas Pluviais e Esgoto Sanitário Providos de Junta Elástica	251
7.1.7 Ensaio de Permeabilidade em Tubos de Concreto para Águas Pluviais Providos de Junta Rígida ...	253
7.2 TUBOS DE CONCRETO PARA CRAVAÇÃO	253
7.2.1 Amostragem	253
7.2.2 Inspeção Visual	253
7.2.3 Avaliação Dimensional	254
7.2.4 Ensaio de Resistência à Compressão Diametral	255
7.2.5 Ensaio de Resistência à Compressão Axial	256
7.2.6 Ensaio de Absorção de Água	257
7.2.7 Ensaio de Estanqueidade e Permeabilidade da Junta	258
7.3 GALERIAS CELULARES (ADUELAS)	258
7.3.1 Amostragem	258
7.3.2 Inspeção Visual	259
7.3.3 Avaliação Dimensional	259
7.3.4 Absorção de Água	260
7.3.5 Resistência à Compressão do Concreto	261
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	262

Capítulo 8 - PROCESSOS DE PRODUÇÃO, PROBLEMAS E DIFICULDADES ENCONTRADAS NA FABRICAÇÃO DE TUBOS E ADUELAS DE CONCRETO

8.1 INTRODUÇÃO	265
8.2 PROCESSOS PARA FABRICAÇÃO DE TUBOS E ADUELAS DE CONCRETO	265
8.2.1 Processo Vibratório	265
8.2.2 Processo de Compressão Radial	265
8.2.3 Processo de Vibro-compressão	266
8.2.4 Processo de Vibro-compressão Radial	266
8.2.5 Processo de Centrifugação	266
8.3 PRODUTOS	266
8.3.1 Tubos de Concreto	266
8.3.1.1 Tubos Vibrados	266

8.3.1.2 Tubos Prensados Radialmente	267
8.3.1.3 Tubos Centrifugados	268
8.3.1.4 Tubos Vibro-Comprimidos	268
8.3.1.5 Tubos Vibro-Prensados Radialmente	268
8.3.2 Aduelas de Concreto	268
8.4 PROBLEMAS E DIFICULDADES ENCONTRADOS NA FABRICAÇÃO	269
8.4.1 Problemas Usuais	270
8.4.1.1 Deformações Iniciais (Ovalizações)	270
8.4.1.2 Formação de Bolhas	270
8.4.1.3 Fissuras Longitudinais e Transversais	271
8.4.1.4 Armaduras Expostas	272
8.4.1.5 Resultados Negativos no Ensaio de Absorção de Água	272
8.4.1.6 Resultados Negativos nos Ensaios de Compressão Diametral nos Tubos de Concreto Simples e Armados	272
8.5 CONCLUSÃO	273
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	274
Capítulo 9 - EXECUÇÃO DE OBRAS	
9.1 INTRODUÇÃO	277
9.2 SEGURANÇA, HIGIENIE E MEDICINA DO TRABALHO	278
9.3 ETAPAS DA OBRA	278
9.3.1 Canteiro de Obras	278
9.3.2 Recepção e Estocagem dos Materiais	278
9.3.2.1 Descarga	278
9.3.2.2 Estocagem	279
9.3.3 Locação	279
9.3.4 Desmatamento e Limpeza	280
9.3.5 Sinalização	280
9.3.6 Posicionamento da Vala	282
9.3.7 Levantamento ou Rompimento de Pavimentação	282
9.3.8 Escavação	282
9.3.9 Escoramento	284
9.3.9.1 Pontaleteamento	285
9.3.9.2 Escoramento Descontínuo	286
9.3.9.3 Escoramento Contínuo	286
9.3.9.4 Escoramento Especial	287
9.3.9.5 Escoramento Metálico Madeira	287
9.3.9.6 Remoção do Escoramento	288
9.3.10 Esgotamento	288
9.3.11 Assentamento	288
9.3.11.1 Preparo do Fundo de Vala	289
9.3.11.2 Juntas	291
9.3.12 Reaterro e Recobrimento Especial de Valas, Cavas e Poços	292
9.3.13 Poços de Visita	293
9.3.14 Reposição de Pavimentação	294
9.3.14.1 Disposições Gerais	294
9.3.14.2 Pavimentação em Paralelepípedo ou Bloco	294
9.3.14.3 Passeios Cimentados	295
9.3.14.4 Pavimentação Asfáltica	295
9.3.15 Cadastro das Redes	295
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	296
Capítulo 10 - JACKING PIPE	
10.1 INTRODUÇÃO	299

10.2 A TÉCNICA DE CRAVAÇÃO	299
10.3 VANTAGENS E APLICAÇÕES	300
10.4 PROJETO	301
10.4.1 Métodos Construtivos	302
10.4.2 Escolha do Método Construtivo	303
10.5 TUBOS	305
10.5.1 Ligação entre Tubos	305
10.6 EXECUÇÃO	306
10.6.1 Esforços de Cravação	306
10.6.1.1 Convergência e Confinamento	307
10.6.1.2 Resistência à Penetração	308
10.6.1.3 Resistência por Atrito	308
10.6.1.4 Estações Intermediárias de Cravação	309
10.6.2 Condicionamento do Solo	310
10.6.2.1 Materiais – Agentes Lubrificantes e Condicionantes do Solo	312
10.6.3 Alinhamento	313
10.6.4 Recalques e Levantamentos	315
10.6.5 Obstruções	315
10.6.6 Shafts (Poços de Serviço)	316
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	318

Capítulo 11 - DRENAGEM EM RODOVIAS NÃO PAVIMENTADAS

11.1 INTRODUÇÃO	321
11.2 CONSTRUÇÃO	322
11.2.1 Linhas de Tubo	322
11.2.2 Aterro, Reaterro e Compactação do Solo	322
11.2.3 Caixas Coletoras, Bocas de Lobo, Poço de Visita	324
11.2.4 Drenos	324
11.2.5 Sarjetas, Valetas e Canaletas	324
11.2.6 Descidas de Água	324
11.2.7 Valetas de Proteção	325
11.2.8 Valetas não Revestidas	325
11.2.9 Valetas Revestidas	325
11.2.10 Controles de Execução	325
11.2.11 Conservação da Drenagem	325
11.3 DEFEITOS	326
11.3.1 Dispositivos Danificados	326
11.3.2 Assoreamento dos Dispositivos de Drenagem	327
11.3.3 Defeitos Localizados nas Curvas de Sarjetas e Canaletas	327
11.3.4 Poços de Água	328
11.3.5 Poço de Visita com Tampa Faltante ou Estragada	328
11.3.6 Poço de Visita Recoberto com Terra ou Vegetação	328
11.3.7 Obstrução dos Drenos	328
11.3.8 Erosão à Saída do Dispositivo de Drenagem	329
11.4 MANUTENÇÃO DA DRENAGEM	329
11.4.1 Linhas de Tubo	330
11.4.2 Bocas de Lobo	330
11.4.3 Poço de Visita	330
11.4.4 Drenos	331
11.4.5 Sarjetas, Valetas e Canaletas	331
11.4.6 Descida de Água	331
11.4.7 Valetas de Proteção	332
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	332

1

Histórico e Principais Aplicações



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Kinsel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

HISTÓRICO E PRINCIPAIS APLICAÇÕES

Pedro Jorge Chama Neto

1.1 INTRODUÇÃO

A utilização de tubos de concreto, com diâmetros variando principalmente de 400mm a 1200mm, em obras de drenagem urbana e esgotos sanitários é reconhecida como uma alternativa a ser considerada em projeto tanto do ponto de vista técnico como econômico.

Tradicionalmente são utilizados em obras de drenagem urbana e esgotos sanitários tubos de concreto simples ou armados, assim definidos, de acordo com as exigências das cargas de trinca e ruptura prescritas na norma brasileira ABNT NBR 8890/08, para águas pluviais e esgotos sanitários.

Em virtude dos avanços obtidos por fabricantes de tubos de concreto e de equipamentos para produção de tubos, a serem utilizados em drenagem urbana e esgotos sanitários, visando à melhoria de qualidade, durabilidade e estanqueidade das juntas, os tubos de concreto continuam sendo uma alternativa importante e que merece sempre ser avaliada, pelos projetistas e executores de obras. Isto se justifica principalmente, devido ao fator custo-benefício, domínio técnico das propriedades do concreto, flexibilidade na produção de tubos de vários diâmetros, facilidade de execução das obras e maior garantia da qualidade da obra, porque o desempenho dos tubos de concreto, diferentemente dos tubos flexíveis, dependem fundamentalmente da resistência do próprio tubo, enquanto o dos tubos flexíveis dependem do sistema solo-tubo.

Uma das exigências presentes na fabricação de tubos de concreto armado, quando se utilizam armações de aço, se encontra na necessidade de investimentos em equipamentos para corte, dobramento e montagem das armações a serem colocadas nos tubos.

Portanto, objetivando introduzir novas tecnologias e disponibilizar mais uma alternativa na produção de tubos de concreto, a ABNT NBR 8890/08 apresenta os requisitos necessários à fabricação de tubos de concreto reforçados com fibras de aço, para diâmetros até 1000mm. Cabe salientar que as fibras de aço já são utilizadas com sucesso na execução de pavimentos e revestimentos de túneis e que, para diâmetros de tubos de concreto acima de 1000mm, é recomendado o uso de fibras somente como adição às armações já existentes em virtude da pouca experiência adquirida, até o momento, no Brasil.

Dentre as vantagens técnicas citadas por Bentur e Mindess (1990), devido a adoção de fibras de aço adicionadas ao concreto, a capacidade das mesmas em propiciar uma abertura menor das fissuras, se mostra de fundamental importância na produção de tubos de concreto para obras de esgotos sanitários porque os tubos estarão em contato direto com o esgoto. Portanto tal fato poderá melhorar a durabilidade e a vida útil das tubulações aplicadas.

Aliada a esta vantagem pode-se considerar também a melhoria de resistência dos tubos em relação à movimentação em fábrica devido ao aumento de resistência ao impacto propiciado pela adição das fibras (Bentur e Mindess, 1990), ocasionando assim uma menor perda de componentes por quebra, durante o manuseio e transporte.

Para os fabricantes de fibras e tubos de concreto, a adição de fibras pode ser considerada como uma alternativa a ser explorada visando a abertura de um novo segmento de mercado.

Entretanto, cabe salientar que a aplicação de fibras de aço na produção de tubos de concreto deve ser acompanhada de rigoroso estudo, porque os resultados dependem sempre de vários fatores, tais como, resistência da fibra, fator de forma, consumo de fibra por metro cúbico de concreto, comprimento da fibra etc.

1.2 SISTEMAS DE DRENAGEM E ESGOTAMENTO SANITÁRIO

O estudo da evolução dos serviços de esgotos, desde antes de Cristo até a atualidade, presta-se ao relato de fatos curiosos e interessantes. Nos primeiros tempos encontram-se os preceitos de higiene intimamente relacionados com a religião. Encontram-se também obras de grande vulto, executadas com o sacrifício de gerações, e que se destinavam mais à proteção, ao conforto e a ostentação do que ao saneamento na moderna acepção da palavra.

No Brasil merecem especial menção a iniciativa tomada no período do império, dotando a cidade do Rio de Janeiro de modelo serviço de esgotos, antes de Nova Iorque, Praga, Berlim e Buenos Aires e a obra de Saturnino de Brito, que deu ao país posição de destaque no saneamento urbano, no princípio do século passado (Azevedo Netto, 1959).

Do ponto de vista da indústria de tubos de concreto, a história pode ser organizada em quatro períodos conforme segue:

1.2.1 Período pré 1800

Neste período os homens proveram as cidades com água e sistemas de drenagem sem dispor de concreto, aço e plástico para tal. Investigações revelam que eles entendiam os princípios de drenagem e aplicavam os mesmos na construção dos sistemas de esgotamento e drenagem (ACPA, 1980).

Com relação a este período merecem destaque a construção da galeria de esgotos e drenagem de Nippur, Índia, executada em forma de arco por volta de 3750 a.C., o conduto subterrâneo para esgotamento das águas servidas de Tell-Asmar, nas proximidades de Bagdá, executado em 2600 a.C., e a construção da “cloaca máxima”, coletor tronco com diâmetro máximo de 4,30m, conforme apresentado na figura 1.1, essencial para o controle da malária e destinado a coletar as águas pluviais e residuárias de Roma (Azevedo Netto, 1959).

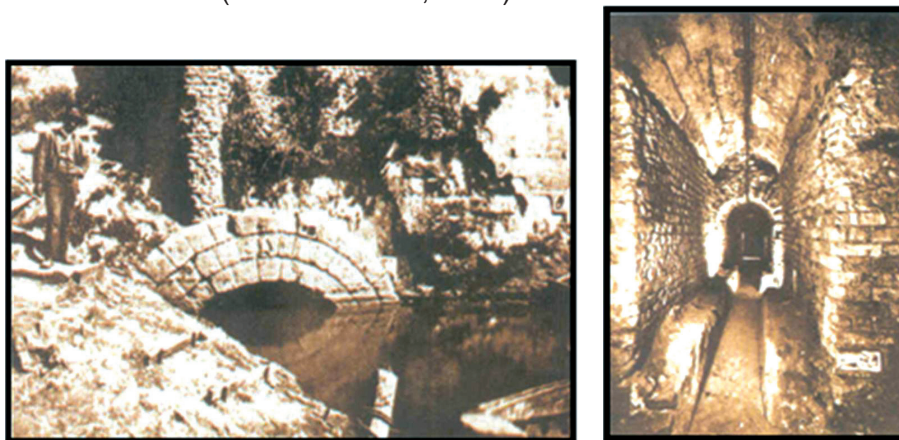


FIGURA 1.1 - Coletor Tronco “Cloaca Máxima” (ATHA, 2000)

Estas canalizações não foram construídas com a finalidade de que os esgotos domésticos fossem descarregados diretamente nelas, assim como para transporte de águas servidas existentes. O principal propósito destas canalizações era remover a água de chuvas.

Os despejos eram depositados nas ruas onde se acumulavam nas calçadas até que fossem conduzidos para as canalizações através da água das chuvas (PCA, 1968). Como resultado deste tipo de atitude, após as chuvas, as ruas se tornavam verdadeiros pântanos, com um lodo viscoso e agressivo a saúde, composto por esgoto e lixo cujo cheiro fétido era incredivelmente penetrante e irritante (ACPA, 1980).

O fato descrito pode ser observado através da ilustração apresentada na figura 1.2.



FIGURA 1.2 - Aspecto do lixo e esgoto nas ruas no período pré-1800 (ACPA, 1980)

Imperfeitas, mas funcionais, canalizações deste tipo também existiam nas antigas cidades da Babilônia, Jerusalém, Bizâncio e Paris, e estas cidades eram conhecidas pelo peculiar cheiro forte e odor agressivo.

Com o crescimento das grandes cidades e das construções permanentes de casas, aumentaram as quantidades de esgoto, lixo e outros materiais rejeitados que eram depositados nas ruas. Quando os montes se tornavam bastante altos e o odor incomodava, todo o lixo era retirado e removido com o uso das mãos, pás e carrinhos de mão. Muitas cidades como Paris, Londres e Baltimore, tentaram o uso de fossas sépticas com resultados desastrosos, porque as fossas vieram a se tornar áreas de reprodução de doenças. Esta condição permaneceu até o início do século XIX, quando sistemas de distribuição de água tornaram possível o uso da água para conduzir os despejos das grandes cidades, tornando-as mais limpas e criando melhores condições de saúde e estética (ACPA, 1980).

Historicamente existem muitos outros registros contendo dados relativos à drenagem no período pré-1800. Cato, escrito duzentos anos antes da era cristã, dava explícitas indicações sobre drenagem e irrigação agrícola. Durante os primeiros cinco mil anos de registro histórico, a necessidade por redes de esgotos, água de abastecimento e drenagem foi identificada e métodos práticos de manuseio foram desenvolvidos. Em função do que resta das velhas estruturas fica aparente que os materiais de construção progrediram da simples aplicação de materiais naturais para o concreto. Em muitas aplicações, durabilidade e estabilidade foram um dos maiores requisitos, e o concreto foi um dos primeiros substitutos da pedra natural. Apesar de nem todas as estruturas de pedra e concreto terem conseguido resistir a este período de tempo, condições meteorológicas e períodos de guerra, o concreto é uma velha e notável herança (ACPA, 1980).

1.2.2 Período de 1800 a 1880

Período caracterizado como o período em que realmente aconteceu o nascimento da indústria de tubos de concreto. O século XIX propiciou um período de consolidação política e expansão industrial e levou ao aparecimento do oeste americano. Três áreas de expansão durante este período fizeram com que a indústria de tubos de concreto viesse a surgir:

- exigências do ponto de vista de saúde pública por água e tratamento dos despejos;
- sistemas de transportes e;
- necessidade agrícola por irrigação e drenagem.

Do ponto de vista de saúde pública os métodos de disposição de despejos não melhoraram até o início da década de 1840 quando o primeiro e moderno coletor de esgotos foi construído em Hamburgo, Alemanha pelo Engenheiro inglês W. Lindley (Azevedo Netto, 1959), conforme apresentado na figura 1.3.

Este coletor era considerado moderno porque as casas eram conectadas ao sistema coletor e as canalizações de esgotos eram separadas das canalizações de chuva.

As epidemias de cólera asiática que assolaram a Inglaterra por volta de 1854 e, em seguida, Paris aceleraram as construções de canalizações de esgotos em toda a Europa durante a segunda parte do século XIX (ACPA, 1959) e em 1856 foi iniciada a execução do primeiro interceptor de Londres, ao longo do rio Tamisa (Azevedo Netto, 1959).

A mais antiga informação de instalação de tubos de concreto para esgoto sanitário nos Estados Unidos refere-se a 1842 em Mohawk, Nova Iorque (ACPA, 1980).

Nos Estados Unidos um significativo impulso para o crescimento do interesse por saúde pública foi o início repentino da epidemia de febre amarela, que se iniciou em Memphis, Tennessee em 1873 e causou até 1878 mais 5150 mortes. Em função desta doença até 1880 pelo menos as vinte maiores cidades americanas já tinham canalizações de esgoto construídas com tubos de concreto (ACPA, 1980).

Com relação aos tubos de concreto armado, os mesmos somente foram inventados em 1867 pelo francês J. Monier (Azevedo Netto, 1959).

No Brasil a primeira rede de esgotos construída foi iniciada na cidade do Rio de Janeiro em 1857 e concluída em 1864. Com a execução desta obra o Rio de Janeiro se tornou a quinta cidade do mundo a ter iniciado a construção de sistema de esgotos sanitários, compreendendo redes coletoras e instalações de tratamento. Posteriormente à construção do sistema de esgotos do Rio de Janeiro foram construídos os sistemas de esgotos de Recife, em 1873 e São Paulo, em 1876 (Azevedo Netto, 1959).

Na área de transportes e agricultura registramos como informação que uma das primeiras galerias de águas pluviais em ferrovias foi construída próxima a Salem, Illinois em 1854 e esteve em serviço por mais de um século. Com relação à drenagem em fazendas e irrigação de terras, constituída principalmente por tubos de pequenos diâmetros, os primeiros tubos foram desenvolvidos na Holanda na década de 1830 e introduzidos nos Estados Unidos na década de 1840 (ACPA, 1980).

1.2.3 Período de 1880 a 1930

Período caracterizado pelo crescimento da indústria de tubos de concreto e influenciado por assuntos relacionados à tecnologia e desenvolvimento de mercado. Nestes anos aconteceram grandes avanços com a modernização dos projetos e técnicas de construções de redes de esgotos e galerias de águas pluviais, bem como no projeto e produção de tubos de concreto pela indústria. Estes avanços incluíram o desenvolvimento de teorias hidráulicas, conceitos sobre cargas atuantes no tubo, e normas para materiais e ensaios (ACPA, 1980).

No que se refere às teorias hidráulicas básicas para o projeto de tubulações, as mesmas foram desenvolvidas na segunda metade do século XIX e tinham como principal interesse o estudo da determinação da perda de carga devido a rugosidade da parede do tubo. Estes primeiros estudos foram a base para determinação das dimensões dos tubos e tiveram os primeiros resultados no início do final do século XIX e ainda estão sendo aplicados até hoje. Os estudos de maior importância foram os de Darcy e Weisback, 1857; Ganguillet e Kutter, 1869; Osbourne e Reynolds, 1883; Robert Maning, 1890; M. H. Bazin, 1897; Hazen and Willians, 1902; Yarnell, Nagher e Woodward, 1926; e F. C. Scoby, 1920.



FIGURA 1.3 - Coletor Tronco de Hamburgo - 1840 (ACPA, 1980)

Com relação às cargas atuantes nos tubos, foram desenvolvidas e testadas nas três primeiras décadas do século XX, por pesquisadores da Universidade do Estado de Iowa, as teorias para estimar as cargas atuantes sobre um tubo enterrado. O conceito original desenvolvido por Marston e Anderson e publicado em 1913 foi aprimorado por Marston e Talbot. Logo em seguida Marston se uniu a M. G. Spangler e W. J. Schlick para continuar o trabalho de avaliação das cargas de projeto e, em 1930, Marston publicou “The Theory of External Loads on Closed Conduits in The Light of The Latest Experiments” (ACPA, 1980).

Finalmente, em relação à qualidade dos tubos de concreto, muito foi feito nos primeiros anos do século XX. O maior fórum destes estudos foi a American Society for Testing and Materials – ASTM. A história da padronização dos tubos de concreto começou com a fundação da ASTM em 1898, através do comitê de estudo C-4, que foi um dos primeiros a tratar sobre tubos, e precursor do comitê C-13 que trata sobre tubos de concreto (ACPA, 1980).

Em setembro de 1924 foi realizado o primeiro teste de resistência à compressão, em um tubo de concreto de 700 mm de diâmetro por 1,50 m de comprimento, na fábrica da Companhia Americana de Produtos de Concreto, situada em Neville Island, conforme apresentado na figura 1.4.

Devido a demanda por tubos de concreto para drenagem e esgoto sanitário, o mercado continuou expandindo-se na primeira década do século XX, sendo que até 1915 a maioria das grandes cidades americanas já tinham extensões consideráveis de sistemas de esgoto sanitários. Devido à reconhecida necessidade de melhoria de qualidade e capacidade de produção da indústria, foi formada, em 23 de janeiro de 1907, a “INTERSTATE CEMENT TILE MANUFACTURES ASSOCIATION”, que em 1914 passou a ser denominada “AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION – ACPA”.

Neste período foram construídas no Brasil as redes de esgotos de Santos em 1889, Campinas em 1892 e Belo Horizonte em 1896. Em 1893 foi criada a R. A. E. – Repartição de Águas e Esgotos de São Paulo, hoje denominado D. A. E. – Departamento de Águas e Esgotos e em 1911 teve início a adoção do sistema separador absoluto em São Paulo, ou seja, sistema onde os esgotos sanitários veiculam de forma independente do sistema de drenagem de águas pluviais.

(Azevedo Netto, 1959).

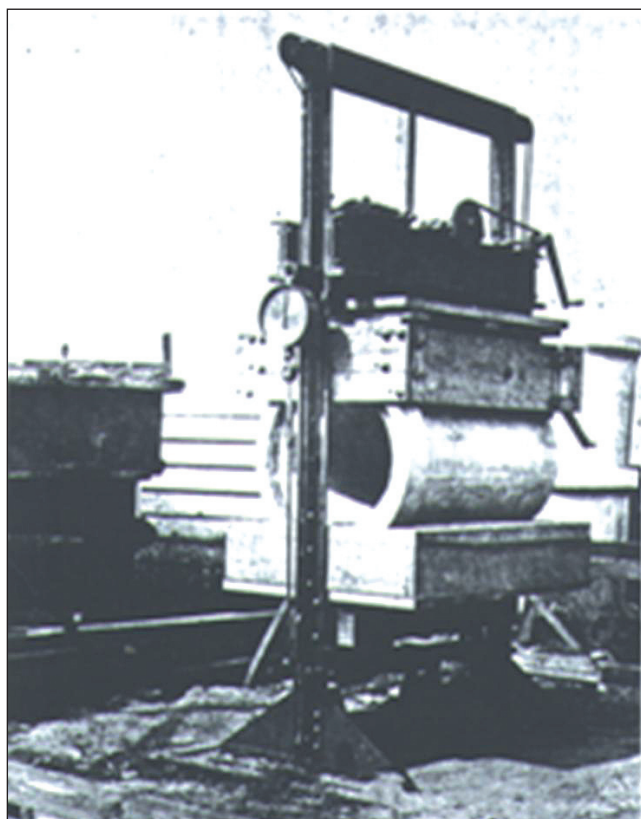


FIGURA 1.4 - 1º Teste de compressão diametral - setembro 1924 (ACPA, 1980)

1.2.4 Período posterior a 1930

Nos anos seguintes aos anos de depressão e segunda guerra mundial a produção de tubos de concreto cresceu de forma significativa. Como exemplo, somente nos Estados Unidos a produção anual dobrou para quatro milhões de toneladas/ano até 1950, alcançando um nível de produção de mais de dez milhões de toneladas/ano até 1970. Até o meio da década de 70 o valor anual de comercialização da produção excedia um bilhão de dólares.

Nos Estados Unidos em função do aumento nas restrições com relação à poluição de rios, com atenção especial na coleta e tratamento de esgotos, os produtores de tubos de concreto tiveram que melhorar a durabilidade, resistência, uniformidade nas dimensões e juntas, visando garantir um bom alinhamento no assentamento dos tubos e juntas estanques (ACPA, 1980).

Na Europa devido a crise que o continente atravessou entre o final da década de 1980 até 1995, o mercado de tubos de concreto foi afetado de forma bastante intensa. Em função desta crise os fabricantes de tubos foram obrigados a diminuir custos e com isto forçaram os fabricantes de equipamentos a desenvolverem máquinas que possibilitassem a diminuição de espessura de parede dos tubos, diminuição nos custos de manutenção e maior flexibilidade na produção, visando diminuir o trabalho de ajuste na produção de diferentes diâmetros de tubos de concreto (André, 1995).

Embora muitas das teorias tenham sido desenvolvidas antes de 1930, pesquisas posteriores a este período contribuíram enormemente para o aprimoramento da qualidade dos tubos de concreto.

No início da década de 1950 as juntas dos tubos de concreto que eram executadas com argamassa tiveram uma grande evolução e passaram a ser executadas através do uso de anéis de borracha de vários tipos.

Na década de 1960 equipamentos de produção e manuseio de tubos também começaram a ser introduzidos melhorando o trabalho nas indústrias de tubos de concreto.

Não obstante estes avanços o maior desafio para a indústria de tubos de concreto foi produzir um produto uniforme e de alta qualidade, em paralelo ao aumento da produção para atender o mercado. Outro desafio da indústria de tubos de concreto tem sido produzir, acima de tudo, produtos de baixo custo e competitivos no mercado sem perder a qualidade conquistada.

No Brasil, foi criada em 2001 a ABTC - Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto, visando, organizar o setor, unir os fabricantes de tubos de concreto, dar maior transparência ao mercado e principalmente trabalhar na busca contínua de melhoria de qualidade dos tubos, esclarecendo os consumidores, prefeituras e empresas de saneamento, sobre as características e detalhes técnicos de produção e aplicação de tubos de concreto, através da edição de publicações técnicas, promoção de cursos, seminários, palestras e participações em eventos.

1.3 CENÁRIO BRASILEIRO

De todos os setores de infra-estrutura no Brasil, o de saneamento é o que se encontra em estágio mais atrasado. Para complicar ainda mais a situação, a evolução tem sido lenta demais para reduzir a diferença em relação às demais áreas. Nesse ritmo, a meta de universalização dos serviços de saneamento básico no país só será atingida em 2047, no caso de esgoto, e em 2053, no de água. Para antecipar esta meta em duas décadas, seria necessário aplicar 10 bilhões de reais por ano. No entanto, os investimentos realizados por todas as esferas de governo não tem alcançado sequer um terço desse valor. A grande dificuldade para sanar o déficit histórico é que a demanda continua crescendo em ritmo acelerado.

Nos últimos três anos (2004-2006), o número de domicílios no país saltou de 46,9 milhões para 51,7 milhões. Assim, o aumento absoluto da cobertura ocorrido no período, 11,8% na quantidade de residências abastecidas com água e 13,7% com rede de esgoto sanitário, foi praticamente anulado pelo crescimento da demanda (Editora Abril, 2006).

A solução para o problema poderia ser o aumento da participação da iniciativa privada, mas o negócio de saneamento ainda não se revelou tão atraente para os investidores. A principal causa é o receio de que as regras mudem com o jogo em andamento, apesar do marco regulatório. Desde que o Plano Nacional de Saneamento Básico (Planasa) foi extinto, há 20 anos, o governo planejava instituir uma nova legislação que pudesse estabelecer as diretrizes fundamentais, mas a discussão foi sistematicamente adiada pelo Congresso Nacional. Uma tentativa para mudar essa situação foi lançada em 2005 com a proposição, pelo Ministério das Cidades, do Sistema Nacional de Saneamento (Sisnasa). O projeto foi bombardeado por 862 propostas de emendas e dificilmente sairia do lugar se não fosse a criação da Comissão Especial Mista de Saneamento,

que conciliou as divergências entre os parlamentares. Em julho de 2006, a comissão concluiu um novo texto de projeto de lei e o apresentou à câmara dos Deputados para votação. No entanto, o projeto votado ainda não resolve o principal impasse na área de saneamento no Brasil, ou seja, não define se a titularidade da prestação dos serviços deve ser municipal ou estadual. A comissão preferiu fugir da polêmica, alegando que a resposta deveria estar na Constituição.

Enquanto não surge uma emenda Constitucional que esclareça a dúvida, a interpretação fica por conta do Supremo Tribunal Federal. É um problema jurídico que tende a manter a iniciativa privada longe do setor de infra-estrutura mais crítico do país (Editora Abril, 2006).

1.3.1 Esgotamento Sanitário

Entre os serviços de saneamento básico, o esgotamento sanitário é o que tem menor presença nos municípios brasileiros. Dos 4425 municípios existentes no Brasil, em 1989, menos da metade (47,3%) tinha algum tipo de serviço de esgotamento sanitário e, 11 anos mais tarde, os avanços não foram muito significativos. Dos 5507 municípios, existentes em 2000, 52,2% eram servidos. Apesar de no período de 1989-2000 haver tido um aumento de, aproximadamente, 24% no número de municípios, o serviço de esgotamento sanitário não acompanhou este crescimento, pois aumentou apenas 10% (IBGE, 2002).

A diretriz do PLANASA ao criar Companhias Estaduais, centralizadas e mais dinâmicas, teve pouco efeito na esfera administrativa das entidades prestadoras de serviço de esgotamento sanitário. Conforme tabela 1.1, verifica-se que o serviço prestado aos municípios permaneceu primordialmente sob responsabilidade dos governos locais (35,2% em 1989 e 38,4% em 2000). As modificações mais significativas no período foram os aumentos em 18,5% de municípios com serviços prestados por entidades estaduais (11,9% em 1989 para 14,1% em 2000), a maior presença de empresas particulares, e a ausência da atuação federal nos municípios das grandes Regiões, exceto na Região Nordeste, mesmo assim, em níveis inferiores aos apresentados em 1989 (IBGE, 2002).

TABELA 1.1 – Proporção de municípios com serviço de Esgoto Sanitário, por esfera administrativa das entidades, segundo as grandes regiões – 2000

GRANDES REGIÕES	PROPORÇÃO DE MUNICÍPIOS COM SERVIÇO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO (%)									
	TOTAL		ESFERA ADMINISTRATIVA							
	1989	2000	MUNICIPAL		ESTADUAL		FEDERAL		PARTICULAR	
	1989	2000	1989	2000	1989	2000	1989	2000	1989	2000
BRASIL	47,3	52,2	35,2	38,4	11,9	14,1	0,7	0,1	0,2	1,0
NORTE	8,4	7,1	3,4	3,3	4,0	2,2	0,3	0,0	1,7	1,8
NORDESTE	26,1	42,9	22,3	37,9	3,9	5,6	0,6	0,2	0,0	0,6
SUDESTE	91,0	92,9	67,6	66,3	22,7	26,8	1,5	0,0	0,2	1,9
SUL	39,1	38,9	28,2	24,5	11,2	15,0	0,1	0,0	0,0	0,1
CENTRO OESTE	12,9	17,9	3,7	7,4	9,2	10,1	0,3	0,0	0,0	0,4

Fonte: IBGE, Diretoria de Pesquisas, Departamento de População e Indicadores Sociais, Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 1989/2000.

A situação do esgotamento sanitário dos municípios ainda tem um longo caminho a percorrer para atingir uma condição satisfatória. Conforme tabela 1.2, 47,8% dos municípios brasileiros não têm coleta de esgoto. O Norte é a região com a maior proporção de municípios sem coleta (92,9%), seguido do Centro Oeste (82,1%), do sul (61,1%), do Nordeste (57,1%) e do Sudeste (7,1%). Os municípios que têm apenas serviço de coleta superam a proporção daqueles que coletam e tratam o esgoto (32,0% e 20,2%), respectivamente. No Sudeste, a região do País com a maior proporção de municípios com esgoto coletado e tratado, somente um terço deles apresenta uma condição adequada de esgotamento sanitário (IBGE, 2002).

TABELA 1.2 – Proporção de municípios, por condição de esgotamento sanitário, segundo as grandes regiões - 2000

GRANDES REGIÕES	PROPORÇÃO DE MUNICÍPIOS, POR CONDIÇÃO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO (%)		
	SEM COLETA	SÓ COLETAM	COLETAM E TRATAM
BRASIL	47,8	32	20,2
NORTE	92,9	3,5	3,6
NORDESTE	57,1	29,6	13,3
SUDESTE	7,1	59,8	33,1
SUL	61,1	17,2	21,7
CENTRO OESTE	82,1	5,6	12,3

Fonte: IBGE, Diretoria de Pesquisas, Departamento de População e Indicadores Sociais, Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 1989/2000.

1.3.2 Drenagem Urbana

No Planejamento das cidades, o sistema de drenagem das chuvas é um item fundamental no calendário de obras e saneamento. Os sistemas de drenagem previnem inundações e alagamentos em áreas mais baixas e têm por objetivo o desenvolvimento do sistema viário e o escoamento rápido das águas por ocasião das chuvas visando à segurança e ao conforto da população.

Com o processo de urbanização, o solo fica impermeável dificultando a infiltração das águas das chuvas, acelerando o escoamento superficial, a acumulação das águas e transbordamentos dos cursos de água, causando empoçamentos, inundações, erosões e assoreamentos. Nesse sentido, os sistemas de drenagem constituem serviços essenciais para as grandes cidades, tornando-se fundamentais na atual agenda de planejamento urbano para assegurar crescimento ordenado com menores riscos para a população.

O sistema de drenagem urbana é constituído por um sistema de microdrenagem e macrodrenagem. Compõem a microdrenagem as estruturas coletoras iniciais de águas pluviais, como bueiros e dutos de ligação. A macrodrenagem é relativa aos canais e galerias localizadas nos fundos de vale, representando os grandes troncos coletores. Institucionalmente, a infra-estrutura de microdrenagem é competência dos governos municipais, ampliando-se esta competência em direção aos governos estaduais, na medida em que crescem em relevância as questões de macrodrenagem, cuja referência para o planejamento são as bacias hidrográficas (IBGE, 2002).

Independente do tamanho da extensão da rede e de sua eficiência, 78,6% dos municípios brasileiros tinha serviços de drenagem urbana em 2000, época da Pesquisa Nacional de Saneamento Básico realizada pelo IBGE.

A distribuição de rede de drenagem é mais favorável em áreas mais desenvolvidas do Brasil, sendo que na Região Sul 94,4% dos municípios possui rede de drenagem urbana.

No Sudeste, onde se concentra mais da metade da população nacional, é possível encontrar rede de drenagem em 88,1% dos municípios. A Região Norte com 49,4%, é aquela com menor proporção de municípios com rede de drenagem, seguida pela Região Nordeste com 68,7% e região centro oeste com 70,9% (IBGE, 2002).

O serviço de drenagem urbana, em 99,8% dos municípios é prestado pelas próprias prefeituras municipais, normalmente ligado as secretarias municipais de serviços e obras públicas.

De acordo com a Pesquisa Nacional de Saneamento Básico (PNSB) 2000, 85,3% dos municípios brasileiros com sistema de drenagem urbana possuem galeria de águas pluviais, sendo que deste total 21,8% utilizam rede coletora unitária, aquela usada também para transportar o esgoto sanitário e 81,8% utilizam rede coletora separadora, que é usada para transportar somente águas de chuvas (IBGE, 2002).

Finalmente, cabe salientar a grande importância que adquirem os serviços de drenagem urbana, principalmente nas médias e grandes cidades, onde em épocas de chuva é comum acontecerem enchentes, com conseqüentes danos materiais e humanos.

1.4 PRINCIPAIS APLICAÇÕES

Em todo o mundo tubos de concreto são normalmente utilizados em:

1.4.1 Redes de esgoto sanitário

Tubos de concreto para esgotos sanitários foram desenvolvidos para atender a demanda por sistemas de esgotos sanitários, os quais tornaram possível principalmente, o crescimento das grandes cidades (ACPA, 1980).

Os tubos de concreto são, até o momento, o material mais utilizado em obras de esgotos sanitários, em diâmetros superiores a 400mm, e funcionando como conduto livre.

Até recentemente, os tubos de concreto em diâmetros superiores a 400mm, eram a única alternativa disponível para aplicação em redes de esgoto não pressurizadas. Atualmente outros materiais estão sendo produzidos no Brasil, porém os projetistas, construtores, prefeituras e empresas de saneamento, continuam optando de forma bastante intensa pelo uso de tubos de concreto em redes de esgoto, em função de vantagens técnicas e econômicas.

No Brasil, os fabricantes de tubos de concreto produzem tubos simples para esgoto sanitário, em diâmetros que variam de 200mm a 600mm e tubos de concreto armado em diâmetros que variam de 300mm a 2000mm, de maneira que os mesmos atendam às exigências prescritas na norma brasileira, NBR 8890 – Tubos de Concreto, de seção Circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaio.

Independente dos tubos de concreto estarem disponíveis no mercado, nas faixas dos diâmetros citados anteriormente, a maioria das aplicações se restringe a tubos armados na faixa de diâmetros de 400mm a 1200mm, conforme figura 1.5.



FIGURA 1.5 - Tubos de concreto para esgoto sanitário

1.4.2 Redes de águas pluviais

No Brasil, institucionalmente, a infra-estrutura de microdrenagem é reconhecida como da competência dos governos municipais, que devem ter total responsabilidade para definir as ações no setor, ampliando-se esta competência em direção aos governos estaduais, na medida em que crescem de relevância as questões de macrodrenagem, cuja referência fundamental para o planejamento são as bacias hidrográficas.

Quanto a sua extensão não se dispõe de dados confiáveis em relação à drenagem urbana. Estima-se que a cobertura deste serviço atinja patamar superior ao da coleta de esgotos sanitários, de acordo com o censo 2000 do IBGE.

Um adequado sistema de drenagem de águas superficiais, ou subterrâneas, onde se utilizam principalmente tubos de concreto, proporcionará uma série de benefícios, tais como: desenvolvimento do sistema viário; redução dos gastos com manutenção das vias públicas; valorização das propriedades na área beneficiada; escoamento rápido das águas superficiais, facilitando o tráfego por ocasião das precipitações; eliminação de águas estagnadas e lamaçais, que podem causar doenças; e segurança e conforto para a população e veículos.

Atualmente existem outros materiais sendo produzidos no Brasil para aplicação em drenagem de águas pluviais, porém as prefeituras continuam optando de forma bastante intensa pelo uso de tubos de concreto em redes de águas pluviais, conforme figura 1.6, em função do reconhecido sucesso ao longo dos anos de utilização deste material e das vantagens técnicas e econômicas obtidas até o momento.



FIGURA 1.6 - Tubos de concreto para águas pluviais

1.4.3 Sistema de abastecimento de água

No Brasil, além da utilização de tubos de concreto em sistemas de esgoto sanitário e galerias de águas pluviais, este material tem sido utilizado em sistemas de abastecimento de água por gravidade, mas não tem sido comum o uso de tubos de concreto em sistemas de abastecimento de água pressurizada. Como exemplo do uso deste material no Brasil, em sistema de abastecimento de água pressurizado, pode-se citar a utilização tubos de concreto protendido em uma adutora de água da SABESP, situada em São Paulo, denominada adutora Rio Grande, onde os tubos foram produzidos conforme esquema apresentado na figura 1.7.

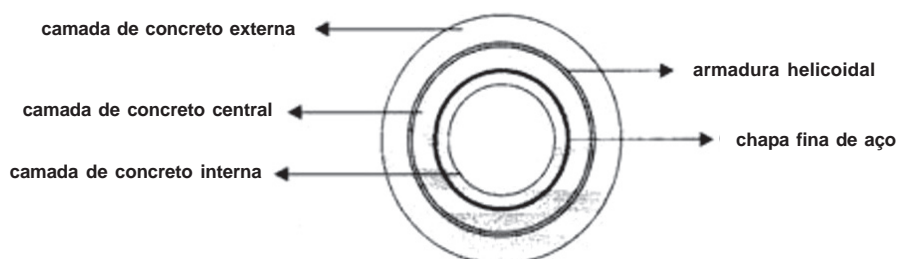


FIGURA 1.7 - Esquema da seção transversal do tubo da adutora Rio Grande

Outra obra que merece destaque é a adutora de abastecimento de água Ribeirão das Lajes, com aproximadamente 70 km, construída no Rio de Janeiro na década de 1930, conforme apresentado na figura 1.8 e ainda em operação até a presente data.



FIGURA 1.8 - Adutora Ribeirão das Lajes

Na Europa, principalmente na Alemanha, tubos de concreto em sistemas de abastecimento de água ainda continuam sendo bastante utilizados.

1.4.4 Outras Aplicações

Em complemento as utilizações apresentadas para tubos de concreto podem ser citadas sua utilização em drenagem de rodovias, ferrovias e aeroportos, onde os tubos são produzidos, conforme figura 1.9; bueiros e travessias, conforme figura 1.10, poços de inspeção; passagens subterrâneas para animais e pedestres; fossas sépticas e poços de lençol freático.

Nos Estados Unidos e Canadá estima-se que 90% dos aeroportos têm seu sistema de drenagem executado com tubos de concreto.

Apesar das diversas aplicações possíveis para tubos de concreto, os tubos de concreto destinados ao esgotamento sanitário e drenagem de águas pluviais são considerados as principais aplicações de tubos de concreto no Brasil, dada a grande parcela que representam no mercado.



FIGURA 1.9 - Tubos de concreto para drenagem



FIGURA 1.10 - Aplicação de tubos de concreto em bueiros e travessias

1.4.5 Execução de Túneis - Sistema “Jacking Pipe”

Nos grandes centros urbanos, em quase todo o mundo, os túneis passaram a ter importância decisiva na execução das obras de esgoto sanitário, drenagem pluvial, travessias de rodovias e ferrovias, telefonia, energia, etc., porque se apresentaram como a solução para a transposição de múltiplos obstáculos.

Dentre os métodos existentes para a execução de túneis em áreas urbanas, um dos resultantes de desenvolvimento tecnológico recente é o sistema “Jacking Pipe”, conforme apresentado na figura 1.11.

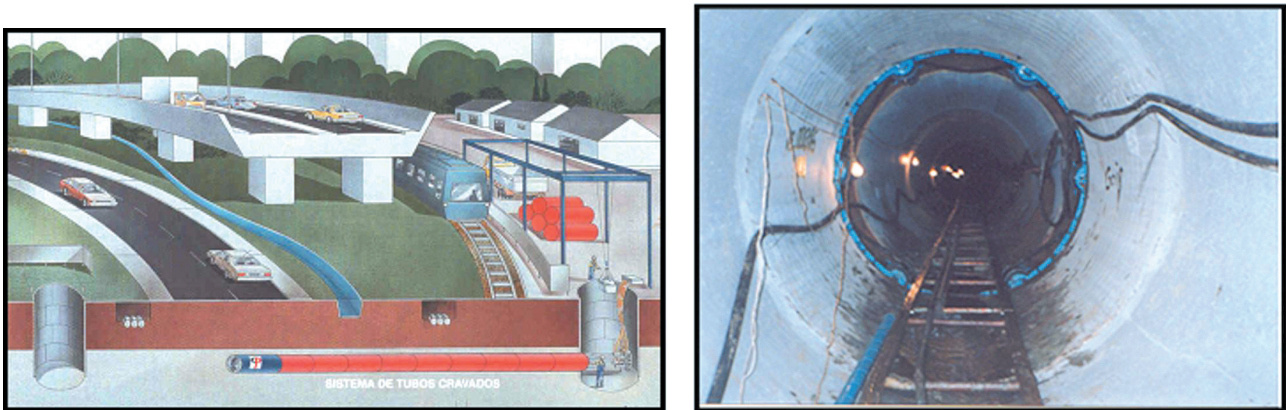


FIGURA 1.11 - Execução de Túneis – Sistema “Jacking Pipe”

Trata-se da execução de túneis, em vários diâmetros, através da “cravação” de tubos de concreto de alta resistência (50 a 80 MPa), conforme apresentado na figura 1.12, destinados à canalizações em geral. Este sistema permite a execução de obras em áreas urbanas sem a interrupção do trânsito, facilita a transposição de interferências, e evita desapropriações de terrenos e edificações.

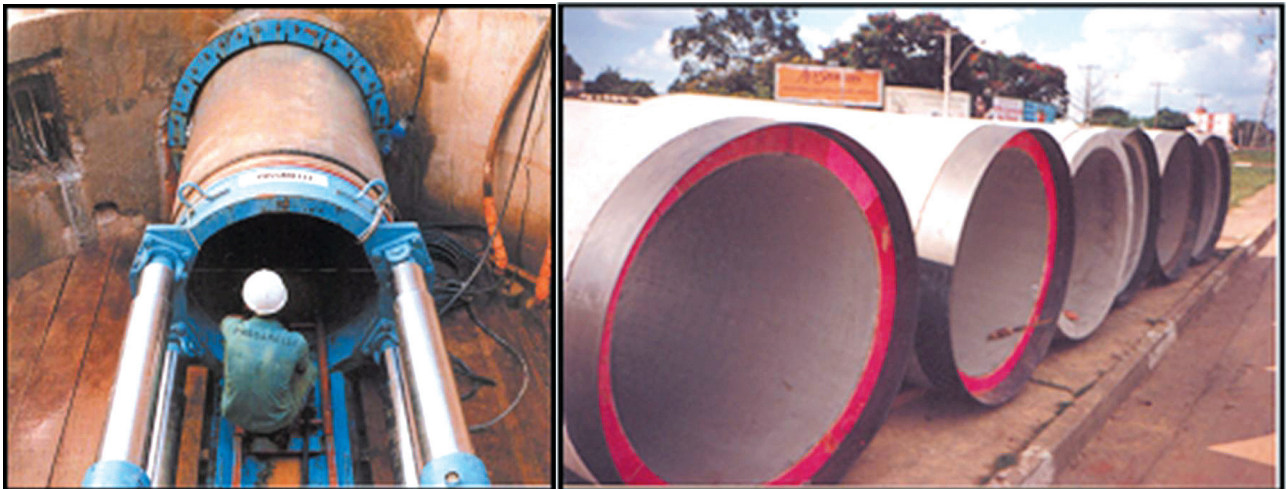


FIGURA 1.12 - Tubos de Concreto para Sistema “Jacking Pipe”

O sistema “Jacking Pipe” apresenta ainda algumas vantagens, tais como, tipos e versatilidade dos equipamentos de cravação, que permitem a execução dos túneis em maciços arenosos e argilosos com ou sem capacidade portante e na presença ou não de água.

Na Europa, particularmente na Alemanha, esse sistema é utilizado desde os anos 60, e nos últimos anos a participação dos tubos empregados no sistema “Jacking Pipe” passou de 6% para 18% do total produzido.

No Brasil estes tubos são produzidos conforme norma NBR 15319 - Tubos de concreto, de seção circular, para cravação - Requisitos e métodos de ensaio, e a primeira obra a ser executada utilizando-se este sistema foi o Coletor Tronco Itaim, situado em São Paulo no bairro do Itaim Paulista, com extensão de 2078 metros e diâmetro de 600mm, iniciado em 30/09/1992 pela Construtora Passareli em contrato assinado com a Sabesp.

Entre os equipamentos disponíveis para execução deste tipo de obra, os mais utilizados no Brasil são o ISEKI – Japonês, e SOLTAU e HERRENKNECHT - Alemães.

Como exemplo da aplicação dos tubos de concreto pelo sistema “Jacking Pipe”, pode-se citar que a SABESP - Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo, vem utilizando este sistema na cidade de São Paulo para a execução de algumas obras de esgotos sanitários integrantes do Programa de Despoluição do Rio Tietê, desde quando contratou a execução do coletor tronco Itaim.

Dentre as obras executadas para a SABESP em São Paulo pode-se citar o coletor tronco Moinho velho - diâmetro de 600mm e comprimento 1200m, coletor tronco Ipiranga - diâmetro 1500mm e comprimento 2400m e coletor tronco Mooca - diâmetro 600mm e comprimento 3500m, entre outras.

Nas tentativas feitas para levantar a quantidade consumida destes tubos no Brasil foi possível constatar que entre 1997 e 1998, a maior empresa produtora de tubos na época, chegou a produzir 15% do total de sua produção por ano somente em tubos para “Jacking Pipe”, nos diâmetros variando de 600mm a 1500mm.

No final do ano 2001 e início de 2002, a mesma empresa, forneceu tubos de concreto para execução através do método “Jacking Pipe”, para a obra de despoluição da Baía da Guanabara no Rio de Janeiro, nos diâmetros 1200mm, 1500mm e 2000mm. Por outro lado desde meados do ano 2002 foram iniciadas as obras da segunda etapa da despoluição do Rio Tietê, onde muitos trechos foram executados com tubos de concreto através do sistema Jacking Pipe.

Em função do crescimento da utilização do sistema “Jacking Pipe”, principalmente nos grandes centros urbanos, os tubos de concreto têm sido a única alternativa até a presente data para a execução deste tipo de obra, visando obter as vantagens que o sistema oferece.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRE, BERNARD. **Concrete pipe market in Europe**. Concrete Precasting Plant and Technology, May, 1995, p. 42-44

AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. **Concrete Pipe Handbook**. Chicago, Illinois, USA, August, 1959.

AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. **Concrete Pipe Handbook**. Vienna, Virginia, USA, January, 1980.

AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. **Concrete Pipe Design Manual**. Arlington, Virginia, USA, February, 1970.

ASOCIACIÓN DE FABRICANTES DE TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO. **Manual de Cálculo, Diseño e Instalación de Tubos de Hormigón Armado**. ATHA, Madrid.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Tubo de Concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaio**. NBR 8890 - 2007, ABNT, Rio de Janeiro.

AZEVEDO NETTO, JOSÉ M. **Cronologia dos serviços de esgotos, com especial menção ao Brasil.** Revista DAE. v. 20, nº. 33, abril, 1959.

BENTUR, ARNON; MINDESS, SIDNEY. **Fiber Reinforced Cementitious Composites.** United Kingdon. Barking, Elsevier. 1990.

CHAMA NETO, PEDRO JORGE. **Avaliação de Desempenho de Tubos de Concreto Reforçados com Fibras de Aço.** Dissertação (mestrado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, S.P., 2002. 87p.

EDITORA ABRIL. **Infra Estrutura - Anuário Exame 2006 / 2007.** Novembro, 2006, p. 116

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Pesquisa nacional de saneamento básico - PNSB.** Rio de Janeiro, 2002.

NORMA TÉCNICA INTERNA SABESP. **Tubo de Concreto Armado para Esgoto Sanitário.** Especificação, NTS – 045, Maio, 1999.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Design and Construction of Concrete Sewers.** PCA, Chicago, Illinois, USA, 1968.

Sistemas de Drenagem



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Hawkeye Pedershaab
Concrete Technologies Worldwide™



Insel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

SISTEMAS DE DRENAGEM

Marcos Augusto Jabôr

2.1 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

2.1.1 Hidrologia

A Hidrologia é uma ciência que tem uma grande importância para a sociedade, pois através de seu estudo pode-se de forma adequada, controlar e utilizar os recursos hídricos.

A Hidrologia é hoje uma ciência básica cujo conhecimento é imprescindível ao engenheiro e a muitos outros profissionais. A. Meyer define a Hidrologia como: “ciência natural que trata dos fenômenos relativos à água em todos os seus estados, da sua distribuição e ocorrência na atmosfera, na superfície terrestre e no solo, e da relação desses fenômenos com a vida e com as atividades do homem”.

O papel da água na vida humana torna sua importância facilmente compreensível.

A correlação entre o progresso e o grau de utilização dos recursos hidráulicos evidencia também o importante papel da Hidrologia na complementação dos conhecimentos necessários ao seu melhor aproveitamento.

2.1.2 Ciclo Hidrológico

A maior parte da água que cai sobre a terra, encontra o seu caminho para o mar. Uma parte evapora durante a precipitação, outra evapora da superfície da terra e outra é absorvida pela transpiração pelas plantas. Da que encontra o seu caminho para as correntes fluviais e para o mar, uma fração se escoia pela superfície imediatamente, indo para os fundos de vales e por eles atinge estagnações ou cursos d'água. A outra fração, cuja proporção depende da permeabilidade do solo, se infiltra no terreno e, por percolação ou por drenagem, atinge também estagnações ou cursos d'água.

Existe, pois, um ciclo completo de evaporação, condensação, precipitação e escoamento, que constitui o que denomina **ciclo hidrológico**.

Exemplos de Aplicações da Hidrologia à Engenharia

A – Estimativa dos recursos hídricos de uma região;

Análise da capacidade de mananciais, previsão e interpretação de variações na quantidade e qualidade das águas naturais.

B – Projeto e Construção de Obras Hidráulicas;

Fixação de seções de vazão em pontes, bueiros, galerias, dimensionamento de condutos e sistemas de recalque, projeto e construção de barragens, dimensionamento de extravasores.

C – Drenagem.

D – Irrigação.

E – Controle de Poluição.

F – Controle de Erosão.

G – Navegação.

H – Aproveitamento Hidroelétrico.

Previsão das vazões máximas, mínimas e médias dos cursos d'água para o estudo econômico-financeiro do aproveitamento; verificação da necessidade de reservatório de acumulação e, existindo este, determinação dos elementos necessários ao projeto e construção do mesmo; bacias hidrográficas, volumes armazenáveis, perdas por evaporação e infiltração, etc.

2.1.3 Pluviometria

Pluviometria é o ramo da climatologia que se ocupa da distribuição das chuvas em diferentes épocas e regiões.

2.1.3.1 Medida das Precipitações

Exprime-se a quantidade de chuva pela altura de água caída e acumulada sobre uma superfície plana e impermeável. Ela é avaliada por meio de medidas executadas em pontos previamente escolhidos, utilizando-se aparelhos chamados *pluviômetros* ou *pluviógrafos*, conforme sejam, simples receptáculos da água precipitada ou registrem essas alturas no decorrer do tempo. Tanto um como outro colhem uma pequena amostra, pois têm uma superfície horizontal de exposição de 500 cm² e 200 cm², respectivamente, colocados a 1,50 m do solo.

Naturalmente, existem diferenças entre a água colhida a essa altura e a que atinge o solo, sobre uma área igual, e muitos estudos têm sido realizados para verificá-las e determinar suas causas.

As leituras feitas pelo observador do pluviômetro, (Figura 2.1), normalmente, realizadas em intervalos de 24 horas, em provetas graduadas, são anotadas em cadernetas próprias e posteriormente, todo fim de mês, enviadas à agência responsável pela rede pluviométrica. Elas se referem quase sempre ao total precipitado das 7 horas da manhã do dia anterior até as 7 horas do dia em que se fez a leitura.

Os pluviogramas, obtidos no pluviógrafo (Figura 2.2), fornecem o total de precipitação acumulada no decorrer do tempo e apresentam grandes vantagens sobre os medidores sem registro, sendo indispensáveis para o estudo de chuvas de curta duração.

Por definição podemos dizer que:

- Pluviômetro é o instrumento usado para medir a quantidade de chuva caída em determinado lugar e em determinado tempo;
- Pluviógrafo é o instrumento que registra a quantidade, duração e intensidade da chuva caída em determinado lugar.

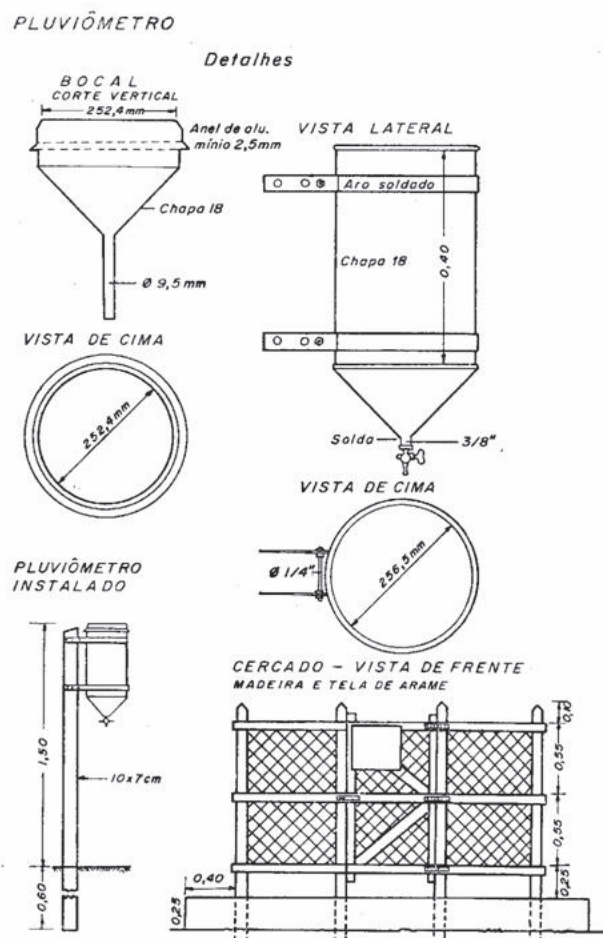


FIGURA 2.1 - Pluviômetro

2.1.3.2 Tipos de Chuvas

Precipitação é a queda de água na superfície do solo, não somente no estado líquido – chuva – como também no estado sólido – neve e granizo.

A chuva é resultado do resfriamento que sofre uma massa de ar ao expandir-se, quando se eleva a temperatura, aumentando gradativamente a umidade relativa dessa massa de ar. Atingida a saturação, poderá iniciar-se a condensação e a formação das nuvens ou mesmo a precipitação, que se apresenta tanto mais intensa quanto maior for o resfriamento e a quantidade de água contida no ar ascendente.

A ascensão do ar úmido é o processo que produz condensação e precipitações consideráveis; deste modo, as chuvas são classificadas segundo as causas do movimento ascendente, a saber:

- Chuva orográfica – É causada pela elevação do ar ao galgar e transpor cadeias de montanhas, produzindo precipitações locais, mais elevadas e freqüentes no lado dos ventos dominantes.
- Chuva ciclônica – É causada por ciclones com depressões centrais provocando movimentos atmosféricos ascendentes.
- Chuva de convecção – Resulta dos movimentos ascendentes do ar quente mais leve do que o ar mais denso e frio que o rodeia.

2.1.3.3 Coleta de Dados

Os dados de chuvas (leituras pluviométricas e pluviográficas) podem ser obtidos através da Agência Nacional de Águas – ANA no endereço <http://hidroweb.ana.gov.br>.

2.1.3.4 Processamento dos dados Pluviográficos e Pluviométricos

A partir da obtenção dos dados de chuva, pode-se relacionar através de seu processamento a intensidade pluviométrica com o tempo de recorrência adotado no projeto e o tempo de concentração das bacias.

Serão apresentados abaixo alguns dos métodos mais usuais:

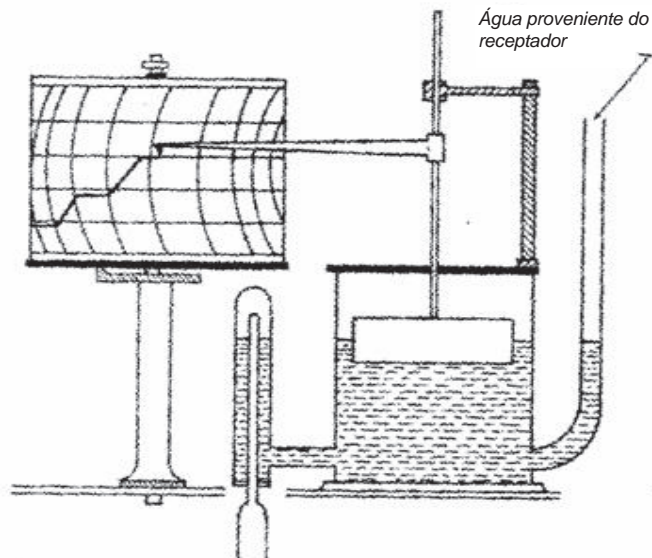
2.1.3.4.1 Otto Pfafstetter

O método é o resultado da compilação dos registros pluviográficos em 98 postos do Serviço de Meteorologia do Ministério da Agricultura, contido na obra do Engenheiro Otto Pfafstetter - "Chuvas Intensas no Brasil", Ministério da Viação e Obras Públicas-DNOS, 1957.

A equação caracterizadora do regime pluvial tem a seguinte expressão:

$$P = K [at + b \log. (1 + ct)] \quad (2.1)$$

onde:



Esquema do princípio de funcionamento do pluviógrafo de flutuador.
Sistema Richard.

FIGURA 2.2 - Pluviógrafo

P = Precipitação máxima em mm;
t = Tempo de duração de Precipitação em horas;
K= Fator de probabilidade, função do período de recorrência, da duração de precipitação e da localidade;
a,b,c = constantes específicas de cada posto pluviográfico.

$$K = T \frac{(\alpha + \beta)}{T^{0,25}} \quad (2.2)$$

T = tempo de recorrência, em anos;
 α = valor que depende da precipitação e igual para todos os postos;
 β = valor que depende da duração da precipitação e específico para cada posto.

2.1.3.4.2 Método das Isozonas

Método desenvolvido pelo Engenheiro José Jaime Taborga Torrico fazendo parte de sua obra "Práticas Hidrológicas", Rio de Janeiro, TRANSCON, 1974, 120p.

O Método das Isozonas trata-se de uma alternativa excepcional para chuvas intensas de curta duração, em locais onde não há postos pluviográficos em suas proximidades.

2.1.4 Tempo de Recorrência

Tempo de Recorrência (período de recorrência, tempo de retorno) é o intervalo médio de anos em que pode ocorrer ou ser superado um dado evento.

2.1.4.1 Considerações Gerais

A escolha e justificativa de um determinado período de retorno, para determinada obra, prende-se a uma análise de economia e da segurança da obra. Quanto maior for o período de retorno, maiores serão os valores das vazões de pico encontrados e, conseqüentemente, mais segura e cara será a obra. Para um extravasor de barragem, por exemplo, adotam-se períodos de retorno de 1.000 a 10.000 anos, posto que, acidentes neste tipo de obra, além de ocasionarem prejuízos incalculáveis, geralmente acarretam elevado número de vítimas.

Em se tratando de obras de canalização de cursos d'água de pequenas bacias de drenagem para controle de inundação, como é o caso comum, os problemas são obviamente atenuados e, portanto, o período de retorno a ser adotado será menor. Em geral, de acordo com a importância da obra, este período varia de 5 a 50 anos.

Para o dimensionamento hidráulico das obras de arte especiais (pontes) que são estruturas localizadas que dificilmente permitem melhorias posteriores e que podem constituir um ponto de estrangulamento, é mais conveniente a adoção de um período de retorno maior.

2.1.4.2 Tempo de Recorrência recomendado por alguns órgãos rodoviários

DNIT

Drenagem superficial - 5 anos a 10 anos

Drenagem profunda - 1 ano

Drenagem grotá, Bueiros tubulares - 10 anos a 25 anos e 50 anos (como orifício)

Pontilhão - 50 anos

Ponte - 100 anos

DER - MG

Rodovias Normais:

Drenagem superficial - 10 anos

Drenagem profunda - 1 ano

Drenagem grota, Bueiros tubulares - 25 e 50 anos
Drenagem grota, Bueiros celulares - 25 e 50 anos
Pontes - 50 e 100 anos

Rodovias com baixo volume de tráfego:

Drenagem superficial - 10 anos
Drenagem profunda - 1 ano
Drenagem grota, Bueiros tubulares - 15 anos (como orifício, admitindo-se carga hidráulica)
Drenagem grota, Bueiros celulares - 25 anos (como orifício, admitindo-se carga hidráulica)
Pontes - 50 anos

AGETOP - GO

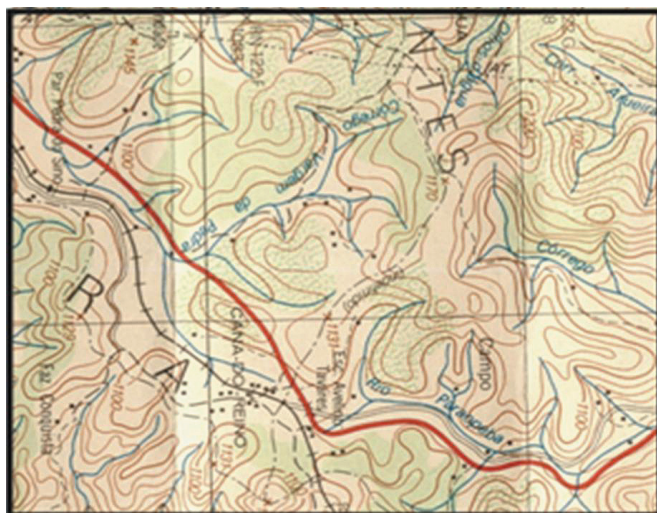
Bueiros de grota e drenagem superficial - 5 anos
Bueiros em bacias até 1 km² - 10 anos (como orifício - 25 anos)
Bueiros em bacias entre 1 km² e 5 km² - 25 anos (como orifício - 50 anos)
Bueiros ou galerias em que 5 km² < A ≤ 10 km² - 50 anos
Pontes até 100 m - 50 anos
Pontes maiores que 100 m - 100 anos

DER - SC

Obras de drenagem superficial - 10 anos
Bueiros - 25 anos
Pontes - 100 anos

2.1.5 Estudo das Bacias de Contribuição ou Bacias Hidrográficas

Segundo Paulo Sampaio Wilken, “A bacia contribuinte de um curso de água ou bacia de drenagem é a área receptora da precipitação que alimenta parte ou todo o escoamento do curso de água e de seus afluentes”.



Segundo a definição de José Augusto Martins, “Bacia hidrográfica ou bacia de contribuição de uma seção de um curso d’água é a área geográfica coletora de água de chuva que, escoando pela superfície do solo atinge a seção considerada”.

Os limites de uma bacia contribuinte são definidos pelos divisores de água ou espigões que a separam das bacias adjacentes.

— Eixo da Rodovia
— Talvegue

Uma bacia contribuinte tem um único despejo, que é um ponto no qual o curso d’água corta o eixo da rodovia. É objeto de estudos hidrológicos, compreendendo a sua fisiografia, geomorfologia, geologia e hidrometria.

2.1.5.1 Estudo das características físicas

Do ponto de vista hidrológico, o escoamento de um curso de água ou deflúvio, pode ser considerado como um produto do ciclo hidrológico, influenciado por dois grupos de fatores, a saber:

- Fatores climáticos: incluem os efeitos da chuva e da evapotranspiração, os quais apresentam variações ao longo do ano, de acordo com a climatologia local;
- Fatores fisiográficos: relativos às características da bacia contribuinte e do leito dos cursos de água.

O estudo dos fatores climáticos é necessário para a obtenção das bases pluviométricas do projeto, em função das quais se determinam as vazões de projeto.

E, entre os fatores fisiográficos, o estudo das características do curso de água, considera mais as propriedades hidráulicas dos condutos que promovem o deflúvio dos caudais.

2.1.5.1.1 Características Topográficas

- **Individualização da Bacia Contribuinte**

A individualização da bacia contribuinte é feita pelo traçado em planta topográfica das linhas dos divisores de água ou espigões. Como é obvio, esta planta deve ter altimetria e escala adequada. Para bacias urbanas as escalas mais adequadas são: 1 para 5.000 (curvas de nível de 5 em 5 metros) ou, quando se exige estudo mais minucioso, 1 para 2.000 (curvas de nível de 2 em 2 metros); para o estudo de bacias que compreendem exclusivamente zonas rurais é suficiente a escala de 1 para 10.000 (com curvas de nível de 10 em 10 metros).

- **Declividade da Bacia**

A superfície da terra é dividida em inúmeras bacias contribuintes de cursos de água, permanentes ou intermitentes, grandes ou pequenas, cujo relevo é muito variável. O relevo da bacia contribuinte é um dos principais fatores na formação das cheias, afetando as condições meteorológicas, processos erosivos, regime hidráulico das cheias e a expressão quantitativa da velocidade de escoamento e de perdas de água durante as chuvas. O relevo tem duplo efeito nas perdas de água: de um lado, influencia o regime de infiltração e, de outro, afeta as perdas através do enchimento do micro-relevo. Quanto menos inclinado for o terreno, maior será a influência do micro-relevo nas perdas de água. O estudo do efeito topografia e do micro-relevo, na formação da cheias, oferece a possibilidade de garantir a estabilidade de estruturas hidráulicas contra enchentes, especialmente em regiões mais acidentadas e, em conseqüência, a redução dos custos de construção.

A declividade média do relevo de uma bacia contribuinte pode ser determinada mediante planta com curvas de nível.

- **Forma da Bacia**

Muito se tem escrito e discutido a respeito da forma geométrica da bacia contribuinte e sua influência sobre o valor da vazão máxima. Todavia, até agora, tem-se obtido, a esse respeito, um conceito mais qualitativo que quantitativo.

Uma bacia contribuinte é definida, primeiramente, pelo seu contorno, que tem certa forma e inclui uma certa superfície "A". É evidente que esta forma terá uma influência sobre o escoamento global e, sobretudo sobre o andamento do hidrograma resultante de uma determinada chuva; assim, uma bacia estreita e muito alongada não se comporta, em igualdade de outras condições, da mesma maneira que uma bacia de forma muito alargada e curta.

2.1.6 Tempo de Concentração

É o intervalo de tempo entre o início da precipitação e o instante em que toda a bacia contribui para a vazão na seção estudada.

Existem várias fórmulas indicadas para a determinação dos tempos de concentração das bacias hidrográficas, como poderá ser observado no Manual de Projeto de Engenharia - capítulo III- Hidrologia - DNER. No mesmo Manual recomenda-se que o projetista deverá escolher a fórmula do tempo de concentração tendo em vista:

- a) a mais compatível com a forma da bacia;
- b) a mais adaptável à região do interesse da rodovia;
- c) a que contenha o maior número de elementos físicos: declividade de talvegue, natureza do solo, recobrimento vegetal, etc.;
- d) a distinção entre áreas rurais e urbanas.

Serão apresentadas a seguir, fórmulas para o cálculo do tempo de concentração, correlacionando com a área da Bacia:

2.1.6.1 Tempo de Concentração para o Método Racional em bacias com Área < 4km²

- **R. Peltier / J.L. Bonnenfant**

O tempo de concentração é calculado pela expressão:

$$T_c = T_1 + T_2 \quad (2.3)$$

onde:

T_1 = tempo de escoamento em minutos, tabelados em função da cobertura vegetal e declividade do talvegue. (Tabela 2.1).

$$T_2 = \beta \times T'_2 \quad (2.4)$$

β = (Tabela 2.1)

T'_2 = (Tabelas n.ºs 2.2; 2.3; 2.4; 2.5; 2.6 e 2.7)

$$\alpha = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad (2.5)$$

onde:

α = coeficiente de forma da bacia

L = comprimento do talvegue em hm

A = área da bacia em ha

TABELA 2.1 – Valores de β e tempos de escoamento

TEMPOS DE ACUMULAÇÃO E COEFICIENTE DE CORREÇÃO DA COBERTURA VEGETAL							
NATUREZA DA COBERTURA VEGETAL	CORREÇÃO DA COBERTURA VEGETAL	VALORES DE T_1 (min)					
		DECLIVIDADE DO TALVEGUE i (m/m)					
	β	0,025	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25
Plataformas de Estradas, Terrenos com Vegetação Rala sem Vegetação ou Rochosa.	1,0	7	5	3	2	2	2
Vegetação Normal, Gramas, etc.(região montanhosa)	1,35	16	13	8	6	5	5
Vegetação Densa e Cerrados (Região plana)	1,67	20	16	10	8	7	6
Floresta Densa (região plana com alagadiços)	2,5	20	20	18	10	9	8

TABELA 2.2 – Valores de T'_2

i = 0.025 m/m													
α	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	4.0
A (ha)													
1	3	3	3	4	4	4	5	5	5	5	6	9	13
2	4	5	5	5	6	6	7	7	8	8	8	13	17
5	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	11	17	23
10	7	8	8	9	10	11	11	12	13	13	14	21	32
20	11	12	14	15	16	17	18	19	20	22	23	34	45
30	13	14	15	17	18	19	20	22	23	24	25	28	51
40	15	16	17	18	20	21	23	24	25	27	28	42	55
50	17	19	20	22	24	25	27	29	31	32	34	51	58
60	24	26	29	31	34	35	38	41	43	45	48	72	96
70	30	33	36	39	42	45	48	50	53	55	59	89	119
80	33	36	39	41	46	49	52	55	59	62	65	98	130
90	35	39	42	46	50	53	57	60	64	67	74	106	141
100	38	42	45	50	53	57	61	65	69	73	76	115	153
150	48	53	58	62	67	72	77	82	87	91	96	144	192
200	57	62	67	74	79	85	91	96	102	107	113	170	225
250	69	75	83	90	97	104	111	118	125	132	139	206	227
300	81	89	97	105	113	121	129	137	147	153	160	242	322
400	109	120	131	142	153	168	174	185	196	207	221	327	435

TABELA 2.3 – Valores de T'_2

i = 0.05 m/m													
α	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	4.0
A (ha)													
1	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	5	8
2	3	3	4	4	4	4	5	5	5	6	6	9	12
5	4	4	5	5	6	6	6	7	7	8	8	12	16
10	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	15	20
20	8	9	10	10	11	12	13	14	14	15	16	24	32
30	9	10	11	12	13	13	14	15	16	17	18	27	35
40	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	30	40
50	12	13	14	16	17	18	19	20	22	23	24	36	48
60	17	19	20	22	24	25	27	29	31	32	34	51	68
70	21	23	25	27	29	31	34	36	38	40	42	63	84
80	23	25	28	30	32	34	37	39	41	44	46	69	92
90	25	27	30	32	35	37	40	42	45	47	50	75	100
100	27	30	32	35	38	40	43	45	49	51	54	81	108
150	34	37	41	44	48	51	54	58	61	65	68	102	135
200	40	44	48	52	56	60	64	68	72	76	80	120	160
250	49	54	59	64	69	73	78	83	88	93	98	147	198
300	57	63	68	74	80	85	91	97	102	108	114	171	228
400	77	85	92	100	108	116	123	131	139	146	154	231	306

TABELA 2.4 – Valores de T'_2

i = 0.10 m/m													
α	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	4.0
A(ha)													
1	1	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	4	5
2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	6	8
5	3	3	3	4	4	4	5	5	5	5	6	8	11
10	4	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7	11	14
20	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	11	17	23
30	6	7	8	8	9	10	10	11	11	12	13	19	25
40	7	8	8	9	10	11	11	12	13	13	14	21	28
50	8	9	10	11	12	13	14	14	15	16	17	25	34
60	12	13	14	15	17	18	19	20	22	23	24	36	48
70	15	16	18	19	21	22	24	25	27	28	30	45	59
80	16	18	20	21	23	24	26	28	29	31	33	49	65
90	18	19	21	23	25	26	28	30	32	34	35	53	71
100	19	21	23	25	27	29	31	32	34	36	38	57	78
150	24	26	29	31	34	36	38	41	43	46	48	72	96
200	28	31	34	37	40	42	45	48	51	54	57	85	113
250	35	38	42	45	48	52	55	59	62	66	69	104	139
300	40	44	48	52	56	60	64	68	72	77	81	121	161
400	54	60	65	71	76	82	87	92	98	103	109	168	218

TABELA 2.5 – Valores de T'_2

i = 0.15 m/m													
α	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	4.0
A(ha)													
1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3
2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	5	7
5	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	5	7	9
10	3	3	3	4	4	4	5	5	5	5	6	9	12
20	5	5	6	6	6	7	7	8	8	9	9	14	19
30	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10	16	21
40	6	6	7	8	8	9	9	10	10	11	12	17	23
50	7	7	8	9	10	10	11	12	12	13	14	21	28
60	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	29	39
70	12	13	15	16	17	18	19	21	22	23	24	36	49
80	13	15	16	17	19	20	21	23	24	25	27	40	53
90	14	16	17	18	20	22	23	25	26	27	29	43	58
100	16	17	19	20	22	23	25	27	28	30	31	47	62
150	20	22	24	26	27	29	31	32	33	35	37	59	79
200	23	25	28	30	32	35	37	39	42	44	46	69	92
250	28	31	34	37	40	42	45	48	51	54	57	85	113
300	33	36	40	43	46	49	53	56	59	63	66	99	132
400	44	49	53	58	62	67	71	76	80	84	89	134	178

TABELA 2.6 – Valores de T_2'

i = 0.20 m/m													
α	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	4.0
A(ha)													
1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	3	4
2	1	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	4	5
5	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	6	8
10	2	3	3	3	3	4	4	4	4	5	5	7	10
20	4	4	5	5	6	6	6	7	7	8	8	12	16
30	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	13	18
40	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	15	20
50	6	7	7	8	8	9	10	10	11	11	12	18	24
60	8	9	10	11	12	13	14	14	15	16	17	25	34
70	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	31	42
80	11	13	14	15	16	17	18	20	21	22	24	34	46
90	12	14	15	16	17	19	20	21	22	24	25	37	50
100	13	15	16	18	19	20	22	23	24	26	27	40	54
150	17	19	20	22	24	25	27	29	31	32	34	51	68
200	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	60	80
250	24	27	29	32	34	37	39	42	44	47	49	73	98
300	28	31	34	37	40	45	46	48	51	54	57	85	114
400	38	42	46	50	54	58	62	65	69	73	77	105	154

TABELA 2.7 – Valores de T_2'

i = 0.25 m/m													
α	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	4.0
A(ha)													
1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	4
2	1	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	4	5
5	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	4	5	9
10	2	2	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5	9
20	4	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7	11	14
30	4	4	5	5	6	6	6	7	7	8	8	12	16
40	4	5	5	6	6	7	7	8	8	8	9	13	18
50	5	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	16	21
60	8	8	9	10	11	11	12	13	14	14	15	23	30
70	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	28	38
80	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20	21	31	41
90	11	12	13	15	16	17	18	19	20	21	22	33	45
100	12	13	14	17	17	18	19	21	22	23	24	36	48
150	15	17	18	20	21	23	24	26	27	29	30	46	60
200	18	20	21	23	26	27	29	30	32	34	36	54	65
250	22	24	26	28	31	35	36	37	39	42	44	66	68
300	25	28	31	35	36	38	41	45	46	48	51	76	102
400	34	38	41	45	48	52	55	59	62	65	69	103	137

• Tempo de Concentração de Kirpich é indicado para os seguintes Métodos: Racional com Coeficiente de Deflúvio dos Engenheiros Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari - $A < 4 \text{ km}^2$, Racional com Coeficiente de Retardo - $4 \text{ km}^2 < A < 10 \text{ km}^2$ e para o Método do Hidrograma Triangular sintético - $A > 10 \text{ km}^2$

$$T_c = \left(\frac{0,294.L}{\sqrt{i}} \right)^{0,77} \quad (2.6)$$

onde:

T_c = Tempo de concentração, em h;
 L = Extensão do talvegue principal, em km;
 i = Declividade efetiva do talvegue em %.

$$i = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{i_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{i_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{i_3}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{i_n}}} \right]^2 \quad (2.7)$$

L = Comprimento total do talvegue em Km;
 $L_1, L_2 \dots L_n$ = Comprimentos Parciais do Talvegue em Km;
 $i_1, i_2 \dots i_n$ = Declividades Parciais em m/m.

2.1.7 Coeficiente de Escoamento ou Coeficiente de Deflúvio

Do volume precipitado sobre a bacia, apenas uma parcela atinge a seção de vazão, sob a forma de escoamento superficial. Isto porque parte é interceptada ou preenche as depressões ou se infiltra rumo aos depósitos subterrâneos. O volume escoado é então um resíduo do volume precipitado e a relação entre os dois é o que se denomina, geralmente de coeficiente de deflúvio ou de escoamento.

Uma definição mais simples poderá ser: Coeficiente de deflúvio ou coeficiente de escoamento superficial ou ainda coeficiente de “run-off”, é a relação entre o volume escoado superficialmente e o volume precipitado.

2.1.7.1 Coeficiente de deflúvio a ser adotado em função da área da bacia

2.1.7.1.1 Área < 4km²

- R. Peltier / J.L. Bonnenfant

TABELA 2.8 – Valores do coeficiente de RUN-OFF “C”

VALORES DO COEFICIENTE DE RUN-OFF “C”								
Eng. Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari								
NATUREZA DA COBERTURA	0 < A < 10 ha				10 ha < A < 400 ha			
	< 5%	5%-10%	10%-30%	>30%	<5%	5%-10%	10%-30%	>30%
Plataformas e Pavimentos de estradas	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrenos Desnudos ou Erodidos	0,55	0,65	0,70	0,75	0,55	0,60	0,65	0,70
Culturas Correntes e Pequenos Bosques	0,50	0,55	0,60	0,65	0,42	0,55	0,60	0,65
Matas e Cerrados (região montanhosa)	0,45	0,50	0,55	0,60	0,30	0,36	0,42	0,50
Floresta Comum (região plana)	0,30	0,40	0,50	0,60	0,18	0,20	0,25	0,30
Floresta Densa (região plana com alagadiço)	0,20	0,25	0,30	0,40	0,15	0,18	0,22	0,25

TABELA 2.9 – Valores do coeficiente de deflúvio “C”

TIPO DE SOLO, PERMEABILIDADE E COBERTURA VEGETAL	COEF. DEFLÚVIO
1 – Solo rochoso, de baixa permeabilidade, com vegetação rala	0,70 a 0,85
2 – Solo rochoso, de baixa permeabilidade, com vegetação densa	0,65 a 0,80
3 – Solo rochoso, de média permeabilidade, com vegetação rala	0,60 a 0,75
4 – Solo rochoso, de média permeabilidade, com vegetação densa	0,55 a 0,70
5 – Solo argiloso, de baixa permeabilidade, com vegetação rala	0,50 a 0,65
6 – Solo argiloso, de baixa permeabilidade, com vegetação densa	0,45 a 0,60
7 – Solo argiloso, de baixa permeabilidade, com floresta	0,40 a 0,55
8 – Solo argilo-arenoso, de média permeabilidade, com vegetação rala	0,35 a 0,50
9 – Solo argilo-arenoso, de média permeabilidade, com vegetação densa	0,30 a 0,45
10 – Solo argilo-arenoso, de média permeabilidade, com floresta	0,25 a 0,40
11 – Solo argilo-arenoso, de alta permeabilidade, com vegetação rala	0,20 a 0,35
12 – Solo argilo-arenoso, de alta permeabilidade, com vegetação densa	0,15 a 0,30
13 – Solo argilo-arenoso, de alta permeabilidade, com floresta	0,10 a 0,25

2.1.7.1.2 Área: 4km² < Área < 10km² - Burkli-Ziegler

TABELA 2.10 – Valores do coeficiente “C”

	C
Áreas densamente construídas	0.70 – 0.75
Zonas residenciais comuns	0.55 – 0.65
Zonas urbanas (região montanhosa)	0.30 – 0.45
Campos de cultura (reg. plana)	0.20 – 0.30
Parques, jardins (plana c/ alagadiço)	0.15 – 0.25

2.1.7.1.3 Área > 10km² - “U.S.A. Soil Conservation Service”

Pela análise pedológica, determina-se o tipo do Solo Hidrológico: Tipo A, B, C ou D.

O número de deflúvio **CN** é determinado após a definição do tipo de solo, sua utilização e as condições de superfície, conforme tabela abaixo.

2.1.7.1.4 Definição do Solo Hidrológico

TIPO DE SOLO	CARACTERÍSTICAS
Tipo A	Baixo potencial de escoamento superficial e, portanto, alto coeficiente de permeabilidade, mesmo quando totalmente encharcado. Camadas profundas com pouca argila ou silte e mais areia e pedregulho limpo, com textura de boa drenagem. Coeficiente de permeabilidade aproximadamente igual a 10 ⁻¹ .
Tipo B	Coeficiente de infiltração moderado quando totalmente encharcado. Inclui solos arenosos em camadas menos profundas que os do Tipo A, condições de drenagens médias, textura moderadamente fina e granular. Coeficiente de permeabilidade entre 10 ⁻¹ a 10 ⁻³ .

Tipo C	Baixo coeficiente de infiltração quando totalmente encharcado composto por camadas com grande percentagem de argila e silte. Coeficiente de permeabilidade variando entre 10^{-1} a 10^{-5} .
Tipo D	Alto potencial de escoamento superficial e, conseqüentemente, baixo coeficiente de infiltração quando encharcado. É constituído por camadas de argila próximas à superfície e por solos superficiais sobre horizontes impermeáveis (rochosos). Coeficiente de permeabilidade compreendido entre 10^{-5} a 10^{-7} .

2.1.7.1.5 Número de Deflúvio

TABELA 2.11 – Número de deflúvio “CN”

UTILIZAÇÃO DA TERRA	CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE	TIPOS DE SOLO			
		A	B	C	D
Terrenos Cultivados	Sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Fileiras retas	70	80	87	90
Plantações Regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	73	79	82
	Fileiras retas	64	76	84	88
Cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Fileiras retas	62	75	83	87
Legumes ou Campos Cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	84
Pastagens	Boas	39	61	74	80
	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curvas de nível	6	35	70	79
Campos Permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras	Normais	59	74	82	86
Estradas de terra	Más	72	82	87	89
	De superfície duro	74	84	90	92

Tendo em vista a complexidade da utilização das tabelas anteriores para a definição do CN, sugerimos adotar, principalmente como ponto de partida para a sua definição a tabela abaixo:

TABELA 2.12 – Valores de CN (adaptada por Marcos A. Jabôr)

$$CN = FCN_1 \times FCN_2 \times FCN_3$$

Valores de FCN₁

A < 40 km²

i (%)	CN
1,0	70
1,5	72
2,0	74
3,0	76
4,0	78
5,0	80
6,0	82
7,0	84
8,0	85

A > 40 km²

i (%)	CN
≥ 0,5	60
1,0	65
1,5	70
2,0	80
3,0	85
4,0	90
4,5	92
5,0	94

Onde:

i = declividade efetiva do talvegue em %

A = área da bacia em Km²

Valores de FCN₃

Valores de FCN₂

Região Montanhosa = 1,0 a 1,1
Região Ondulada = 0,9
Região Plana = 0,8

Precipitação - mm	
>101,6	0,9
101,6	1,0
76,2	1,1
50,8	1,2
25,4	1,3
< 25,4	1,4

2.1.8 Cálculo das Vazões das Bacias Hidrográficas

A escolha da metodologia para cálculo das vazões máximas prováveis constitui o ponto fundamental para um correto desenvolvimento dos estudos hidrológicos nos projetos rodoviários.

Para o cálculo dessas vazões existem várias fórmulas empíricas e o chamado método racional, além dos chamados hidrogramas unitários para as bacias de maior porte.

2.1.8.1 Método Racional

2.1.8.1.1 Método Racional - Área < 4 km² (tempo de concentração de Peltier-Bonnefant)

$$Q = 0,0028.C.I.A \quad (2.8)$$

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

$$A = \text{ha}$$

$$I = \text{mm/h}$$

C = coeficiente de deflúvio do R. Peltier - J.L. Bonnenfant

2.1.8.1.2 Método Racional - Área < 4 km² (tempo de concentração-Kirpich)

$$Q = 0,0028.C.I.A \quad (2.9)$$

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

$$A = \text{ha}$$

$$I = \text{mm/h}$$

C = coeficiente de deflúvio - Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari

2.1.8.1.3 Método Racional com coeficiente de retardo 4km² < Área < 10km²

$$Q = 0,28.C.I.A\phi \quad (2.10)$$

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

$$A = \text{km}^2$$

$$I = \text{mm/h}$$

C = coeficiente de deflúvio de Burkli - Ziegler

ϕ = coeficiente de retardo

A expressão para o coeficiente de retardo é:

$$\phi = \frac{1}{(100A)^{1/n}} \quad \text{para } A \text{ em km}^2$$

$n = 4$, pequenas declividades, inferiores a 0.5 % (Burkli – Ziegler)

$n = 5$, médias declividades, entre 0.5 e 1 % (MC MATH)

$n = 6$, fortes declividades, superiores a 1 % (BRIX)

2.1.8.1.4 Hidrograma Triangular Sintético “U.S.A. Soil Conservation Service”- Área > 10km²

$$Q_p = \frac{K.A.qm}{T_p} \quad (2.11)$$

onde:

Q_p = Vazão de pico em m³/s;
 K = Constante empírica de 0,20836;
 A = Área de drenagem em km²;
 T_p = Tempo de pico do hidrograma.

$$T_p = \frac{D}{2} + 0,6T_c \quad (2.12)$$

sendo:

D = Duração do excesso de chuva de curta duração medido para as Bacias grandes e pequenas igual a aproximadamente $2\sqrt{T_c}$;

T_c = tempo de concentração de Kirpich.

Logo a descarga de pico da Bacia será:

$$Q_p = \frac{0,20836 \times A \times qm}{0,6T_c + \sqrt{T_c}} \quad (2.13)$$

O valor de qm pode ser tirado da Equação do “Soil Conservation Service”.

$$qm = \frac{(P - 5,08 \times S)^2}{P + 20,32S} \quad (2.14)$$

onde:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2.15)$$

P = Altura acumulada de precipitação, a contar do início da chuva, em mm;

CN = Curva correspondente ao complexo solo/vegetação.

2.1.9 Exemplos de Cálculo de Vazões das Bacias Hidrográficas

2.1.9.1 Área < 4,0 km²

Método Racional c/ Coeficiente de Deflúvio e Tempo de Concentração de Peltier/Bonnenfant

Ex: Calcular a vazão de uma Bacia com os seguintes dados físicos e geomorfológicas:

- Região montanhosa
- Área da bacia = 18,0 Ha
- Comp. Talvegue = 0,49 Km ou 4,9 Hm
- Declividade efetiva (i) = 0,07 m/m
- Tempo de recorrência = 25 anos

$$Q = 0,0028.C.I.A$$

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

$$A = \text{ha}$$

$$I = \text{mm/h}$$

C = coeficiente de deflúvio do R. Peltier - J.L. Bonnenfant

- **Cálculo do Coeficiente de Forma:**

$$\alpha = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

L = comprimento do talvegue em Hm

A = área da bacia em Ha

$$\alpha = \frac{4,9}{\sqrt{18}} \therefore \alpha = 1,2$$

- **Run-off**

O coeficiente de run-off é em função da área da bacia, da declividade do talvegue e do tipo de região;

Região montanhosa

A = 18,0 h

i = 0,07 m/m ou i = 7,0%

Entrando na **tabela 2.8** de run-off obtemos C=0,36

- **Cálculo do Tempo de Concentração**

$$T = T_1 + T_2$$

$$T_2 = \beta \times T'_2$$

T_1 = é função da declividade do talvegue e do tipo da região

i = 7,0%

região montanhosa

Portanto:

T_1 = 11,00 minutos – vide **tabela 2.1**

$$T_2 = \beta \times T'_2$$

= é função do tipo de região

região montanhosa - $\beta = 1,35$ – vide **tabela 2.1**

T'_2 = é função da declividade do talvegue, do coeficiente de forma e da área da bacia.

i = 7,0%

$\alpha = 1,2$

A = 18,0 ha

Entrando na **tabela 2.3**, obtemos:

$T'_2 = 9,2$ minutos

Como $T_2 = \beta \times T'_2$

$$T_2 = 1,35 \times 9,2 \quad T_2 = 12,4 \text{ minutos}$$

$T = T_1 + T_2$ sendo:

$T_1 = 11,0$ minutos e $T_2 = 12,4$ minutos

$T = 23,4$ minutos, Portanto: O tempo de concentração = 23,4 minutos

- **Intensidade Pluviométrica**

A intensidade pluviométrica (I) é função do Posto Pluviográfico adotado, do Tempo de Recorrência e do Tempo de Concentração.

Para um tempo de recorrência – $T_r = 25$ anos e tempo de concentração - $T_c = 24$ minutos e considerando-se o posto pluviográfico de Goiânia adotando o Método do Eng. Otto Pfafstetter, obteremos a intensidade pluviométrica I = 123,0 mm/h.

- **Cálculo da Vazão**

$$Q = 0,00278 C I A$$

$$C = 0,36$$

$$A = 18, \text{ha}$$

$$I = 123,0 \text{ mm/h}$$

$$Q = 0,00278 \times 0,36 \times 18 \times 123,0$$

$$Q = 2,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Método Racional c/ Coeficiente de Deflúvio dos Engenheiros Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari e Tempo de Concentração de Kirpich

Ex: Calcular a vazão de uma Bacia com os seguintes dados físicos e geomorfológicas:

- Região montanhosa
- Área da bacia = 18,0 Ha
- Comp. Talvegue = 0,49 Km
- Declividade efetiva (i) = 7,0%
- Tempo de recorrência = 25 anos

$$Q = 0,0028.C.I.A$$

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

$$A = \text{ha}$$

$$I = \text{mm/h}$$

C = coeficiente de deflúvio dos engenheiros: Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari

• Coeficiente de Deflúvio

É função do tipo da região estudada.

Região montanhosa, usar **tabela 2.10** – C = 0,30.

• Tempo de Concentração

O tempo de concentração de Kirpich é em função do comprimento e da declividade do talvegue.

$$T_c = \left(\frac{0,294L}{\sqrt{i}} \right)^{0,77} \quad \text{- vide item 2.1.6.1}$$

T_c = tempo de concentração em h

L = comprimento do talvegue

i = declividade efetiva do talvegue em %

$$T_c = \left(\frac{0,294 \times 0,49}{\sqrt{7,0}} \right)^{0,77}, \text{ Portanto: } T_c = 0,106 \text{ horas ou } 6,3 \text{ minutos}$$

O tempo de concentração mínimo a ser adotado é de 15 minutos

• Intensidade Pluviométrica

A intensidade pluviométrica (I) é função do Posto Pluviográfico adotado, do Tempo de Recorrência e do Tempo de Concentração.

Para um tempo de recorrência – $T_r = 25$ anos e tempo de concentração - $T_c = 15$ minutos e considerando-se o posto pluviográfico de Goiânia adotando o Método do Eng. Otto Pfafstetter, obteremos a intensidade pluviométrica $I = 155,5 \text{ mm/h}$.

• Cálculo da Vazão

$$Q = 0,00278 C I A$$

$$C = 0,30$$

$$A = 18,0 \text{ ha}$$

$$I = 155,5 \text{ mm/h}$$

$$Q = 0,00278 \times 0,30 \times 18,0 \times 155,5$$

$$Q = 2,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.1.9.2 Método Racional com Coeficiente de Retardo: $4 \text{ km}^2 < \text{área} < 10 \text{ km}^2$

Ex: Calcular a vazão de uma Bacia com os seguintes dados físicos e geomorfológicas:

- Área = $8,5 \text{ km}^2$
- Comp. Talvegue $L = 6,2 \text{ km}$
- Declividade efetiva = $0,017 \text{ m/m}$
- Região montanhosa
- $Tr = 25 \text{ anos}$
- Posto pluviográfico de Goiânia

$$Q = 0,28 \times A \times C \times I \times \phi \text{ - vide item 2.1.8.1.3}$$

$$A = 8,5 \text{ km}^2$$

C = coeficiente de deflúvio de Burkli-Ziegler

I = intensidade pluviométrica em mm/h

ϕ = coeficiente de retardo

- **Coeficiente de Deflúvio – Burkli - Ziegler**

É função do tipo da região estudada.

Região montanhosa, usar tabela 2.10 – $C = 0,35$.

- **Coeficiente de Retardo**

É calculado em função da área e da declividade do talvegue

$$\phi = \frac{1}{(100A)^{1/n}}$$

$$A = 8,5 \text{ km}^2$$

Para $i = 0,017 \text{ m/m}$, o $n = 6$ - vide item 2.1.8.1.3

$$\phi = \frac{1}{(100 \times 8,5)^{1/6}} \quad \therefore \phi = 0,325$$

- **Tempo de Concentração**

O tempo de concentração para área $> 4,0 \text{ km}^2$ é o de Kirpich, que é em função do comprimento da declividade do talvegue.

$$T_c = \left(\frac{0,294L}{\sqrt{i}} \right)^{0,77} \quad \text{- vide item 2.1.6.1}$$

T_c = tempo de concentração em h

L = comprimento do talvegue

i = declividade efetiva do talvegue em %

$$T_c = \left(\frac{0,294 \times 6,2}{\sqrt{1,7}} \right)^{0,77} \quad \therefore T_c = 1,29 \text{ horas ou } 77,4 \text{ minutos}$$

- **Intensidade Pluviométrica**

A intensidade pluviométrica (I) é função do Posto Pluviográfico adotado, do Tempo de Recorrência e do Tempo de Concentração.

Para um tempo de recorrência – $T_r = 25$ anos e tempo de concentração – $T_c = 77,4$ minutos e considerando-se o posto pluviográfico de Goiânia adotando o Método do Eng. Otto Pfafstetter, obteremos a intensidade pluviométrica $I = 65,89$ mm/h.

- **Cálculo da Vazão**

$$Q = 0,28 \times A \times C \times I \times \phi$$

$$A = 8,5 \text{ km}^2$$

$$C = 0,35$$

$$I = 65,89 \text{ mm/h}$$

$$\phi = 0,325$$

$$Q = 17,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.1.9.3 Método do Hidrograma Triangular Sintético: Área > 10km²

Ex: Calcular a vazão de uma bacia com os seguintes dados físicos:

- Área = 11,0 km²

- Comp. talvegue – L = 6,15 km

- Declividade efetiva – i = 0,017 m/m ou i = 1,7 %

- CN = 76

- Posto Pluviográfico de Goiânia

$$Q_p = \frac{K \cdot A \cdot qm}{T_p} \quad \text{- vide item 2.1.8.1.4}$$

onde:

Q_p = Vazão de pico em m³/s;

K = Constante empírica de 0,20836;

A = Área de drenagem em km²;

T_p = Tempo de pico do hidrograma.

- **Tempo de Concentração Kirpich**

$$T_c = \left(\frac{0,294L}{\sqrt{i}} \right)^{0,77} \quad \text{- vide item 2.1.6.1}$$

$$L = 6,15$$

$$i = 1,7\%$$

$$T_c = \left(\frac{0,294 \times 6,15}{\sqrt{1,7}} \right)^{0,77} \quad \therefore T_c = 1,28 \text{ horas}$$

- **P – Altura Acumulada da Precipitação**

Para um tempo de recorrência – $T_r = 25$ anos e tempo de concentração – $T_c = 1,28$ horas e considerando-se o posto pluviográfico de Goiânia adotando o Método do Eng. Otto Pfafstetter, obteremos a altura acumulada da precipitação $P = 85,66$ mm

Para um tempo de recorrência – $T_r = 50$ anos e tempo de concentração – $T_c = 1,28$ horas e considerando-se o posto pluviográfico de Goiânia adotando o Método do Eng. Otto Pfafstetter, obteremos a altura acumulada da precipitação $P = 96,01$ mm

- **Tempo de Pico do Hidrograma**

$$T_p = \sqrt{T_c} + 0,6T_c$$

$$T_p = \sqrt{1,28} + 0,6 \times 1,28 \quad \therefore T_p = 1,90$$

- **Cálculo do S**

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad - \text{vide item 2.1.8.1.4}$$

$$CN = 76 \quad \therefore S = \frac{1000}{76} - 10 \therefore S = 3,15$$

- **Cálculo do qm**

$$qm = \frac{(P - 5,08 \times S)^2}{P + 20,32S} \quad - \text{vide item 2.1.8.1.4}$$

$$P_{25 \text{ anos}} = 85,66 \text{ mm}$$

$$P_{50 \text{ anos}} = 96,01 \text{ mm}$$

$$S = 3,15$$

$$qm_{25} = \frac{(85,66 - 5,08 \times 3,15)^2}{85,66 + 20,32 \times 3,15}$$

$$qm_{25} = 32,4$$

$$qm_{50} = \frac{(96,01 - 5,08 \times 3,15)^2}{96,01 + 20,32 \times 3,15}$$

$$qm_{50} = 40$$

- **Cálculo da vazão**

$$Q_{25} = \frac{KAqm_{25}}{T_p}$$

$$K = 0,20836$$

$$A = 11,00 \text{ km}^2$$

$$q_{m_{25}} = 32,4$$

$$T_p = 1,90$$

$$Q_{25} = \frac{0,20836 \times 11,00 \times 32,4}{1,90}$$

$$Q_{25} = 39,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{50} = \frac{KAqm_{50}}{T_p}$$

$$q_m = 40,00$$

$$Q_{50} = \frac{0,20836 \times 11,00 \times 40}{1,90}$$

$$Q_{50} = 48,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2 PROJETO DE DRENAGEM

2.2.1 Introdução

O projeto de drenagem é desenvolvido com os dados obtidos dos Estudos Hidrológicos, compreendendo o dimensionamento, a verificação hidráulica, a funcionalidade e o posicionamento das obras e dispositivos.

Um projeto de drenagem de rodovia tem por objetivo criar um sistema de drenagem que seja eficiente para a proteção do corpo estradal e do meio ambiente.

Os dispositivos de drenagem têm como objetivo, captar e conduzir para local adequado toda a água que sob qualquer forma venha a atingir o corpo estradal.

Segue abaixo a relação dos dispositivos que fazem parte de um Sistema de Drenagem;

- Obras de arte correntes;
- Obras de arte especiais;
- Valetas de proteção de corte e aterro;
- Sarjetas de corte e aterro;
- Entrada d'água em aterro;
- Descidas d'água de corte e aterro;
- Oleira de dispersão;
- Caixas Coletoras;
- Sarjetas de banquetas de Corte e aterro;
- Dreno profundo longitudinal;
- Dreno transversal;
- Dreno espinha de peixe;
- Colchão drenante;
- Dreno de talvegue;
- Dreno de pavimento.

“Para que se possa obter um Projeto de Rodovias de boa qualidade, o Projetista ao conceber o sistema de drenagem, precisa pensar também na sua execução e nos serviços de manutenção ao longo da vida útil.” (Marcos A. Jabôr).

2.2.2 Obras de Arte Correntes / Drenagem de Grotas

O projeto de drenagem de grotas tem como objetivo o dimensionamento de bueiros. Isso garante a transposição das águas de forma segura, de um lado para outro da rodovia.

O dimensionamento hidráulico das obras de arte correntes é feito com base nas vazões calculadas para todas as bacias hidrográficas interceptadas pelo traçado da rodovia, fornecidos pelos Estudos Hidrológicos e pelas informações.

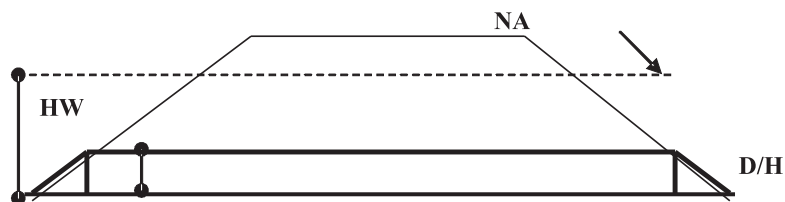
Uma vez calculada a vazão máxima provável nas bacias hidrográficas, inicia-se o dimensionamento dos bueiros tubulares de concreto ou bueiros metálicos ou bueiros celulares de concreto.

No DER-MG, para rodovias normais, as Obras de Arte Correntes são dimensionadas para operar como orifício (bueiros tubulares), tempo de recorrência de 25 anos e operar como canal (bueiros celulares), tempo de recorrência de 50 anos.

Os bueiros implantados nas rodovias em quase sua totalidade são considerados condutos curtos, portanto o seu dimensionamento hidráulico se dá através dos nomogramas com controle de entrada, ou seja, o dimensionamento dos bueiros se dá através da teoria dos orifícios.

Para bueiros tubulares novos admite-se uma carga hidráulica máxima de $HW/D=2$ sendo que para os bueiros celulares novos admite-se a carga hidráulica máxima de $HW/H=1,2$.

Neste caso admite-se ascensão do NA acima da boca montante do bueiro desde que esteja garantida uma boa proteção no talude de aterro.



Para o estudo de aproveitamento de obras existentes, a altura da lamina d'água admissível deverá estar numa cota máxima 1,00m abaixo da cota do sub leito (proteção do pavimento). Para que esta consideração seja aceita deverá ser verificado se a altura máxima admissível não irá causar prejuízo aos proprietários à montante e não esteja provocando erosão à jusante.

Os bueiros tubulares de concreto serão representados nas listagens de drenagem conforme descrito abaixo:

- BSTC – Bueiro simples tubular de concreto;
- BDTC – Bueiro duplo tubular de concreto;
- BTTC – Bueiro triplo tubular de concreto.

Os bueiros tubulares metálicos serão representados nas listagens de drenagem conforme descrito abaixo:

- BSTM – Bueiro simples tubular metálico;
- BDTM – Bueiro duplo tubular metálico;
- BTTM – Bueiro triplo tubular metálico.

Os bueiros celulares (galerias) serão representados nas listagens de drenagem conforme descrito abaixo:

- BSCC – Bueiro simples celular de concreto;
- BDCC – Bueiro duplo celular de concreto;
- BTCC – Bueiro triplo celular de concreto.

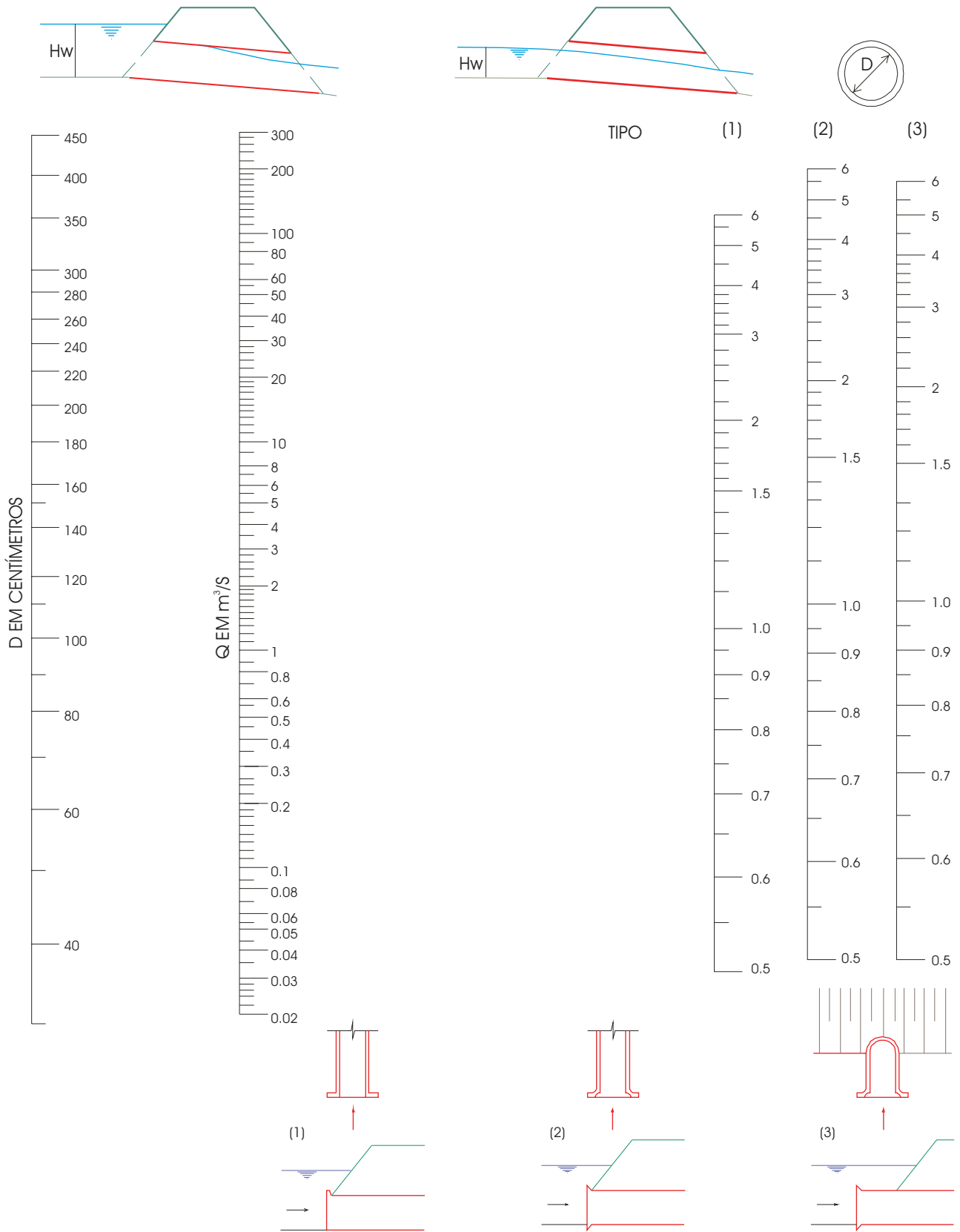
As listagens no projeto de drenagem são as notas de serviço que irão fornecer os dados para a implantação dos dispositivos de drenagem.

Recomenda-se na implantação de bueiros tubulares que a declividade de assentamento seja maior que 1,5% e menor que 2,0%.

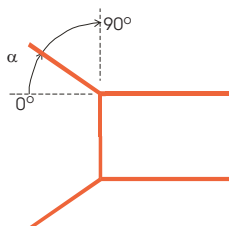
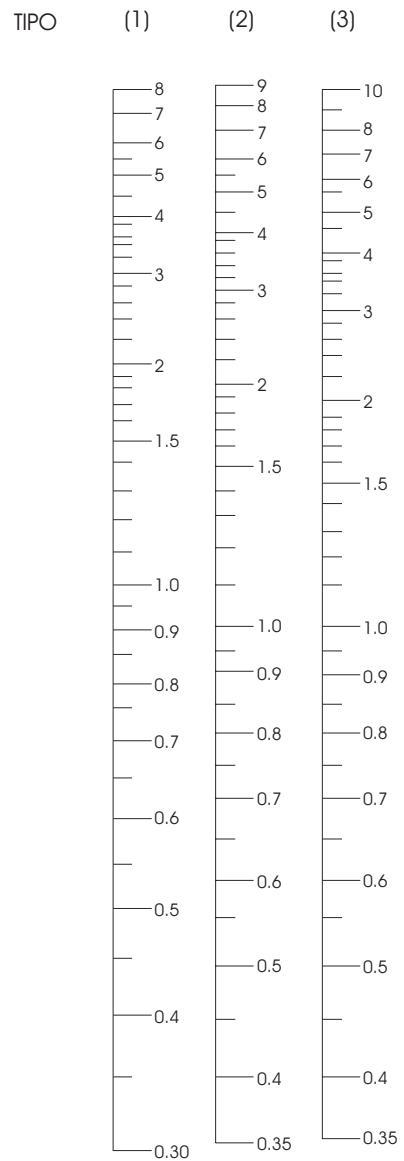
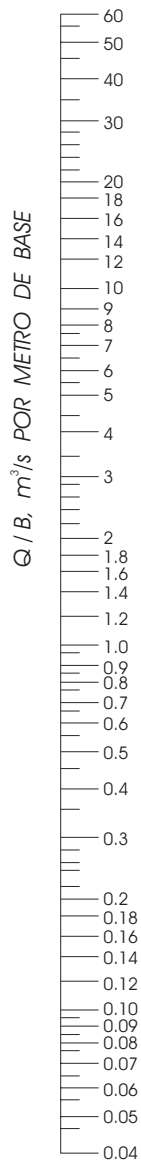
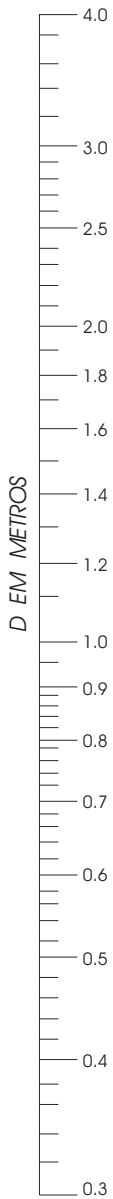
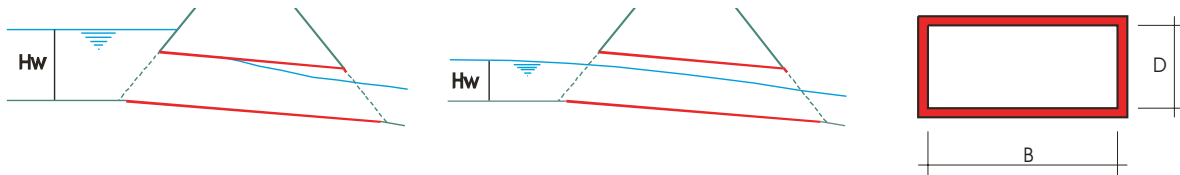
Recomenda-se na implantação de bueiros celulares que a declividade de assentamento seja maior que 0,5% e menor que 1,0%.

No dimensionamento iremos considerar os bueiros funcionando como orifício, portanto deverão ser utilizados nomogramas elaborados pelo “**U.S. Bureau of Public Roads**”, apresentados a seguir:

CARGA HIDRÁULICA PERMISSÍVEL A MONTANTE (TUBOS DE CONCRETO – CONTROLE DE ENTRADA)

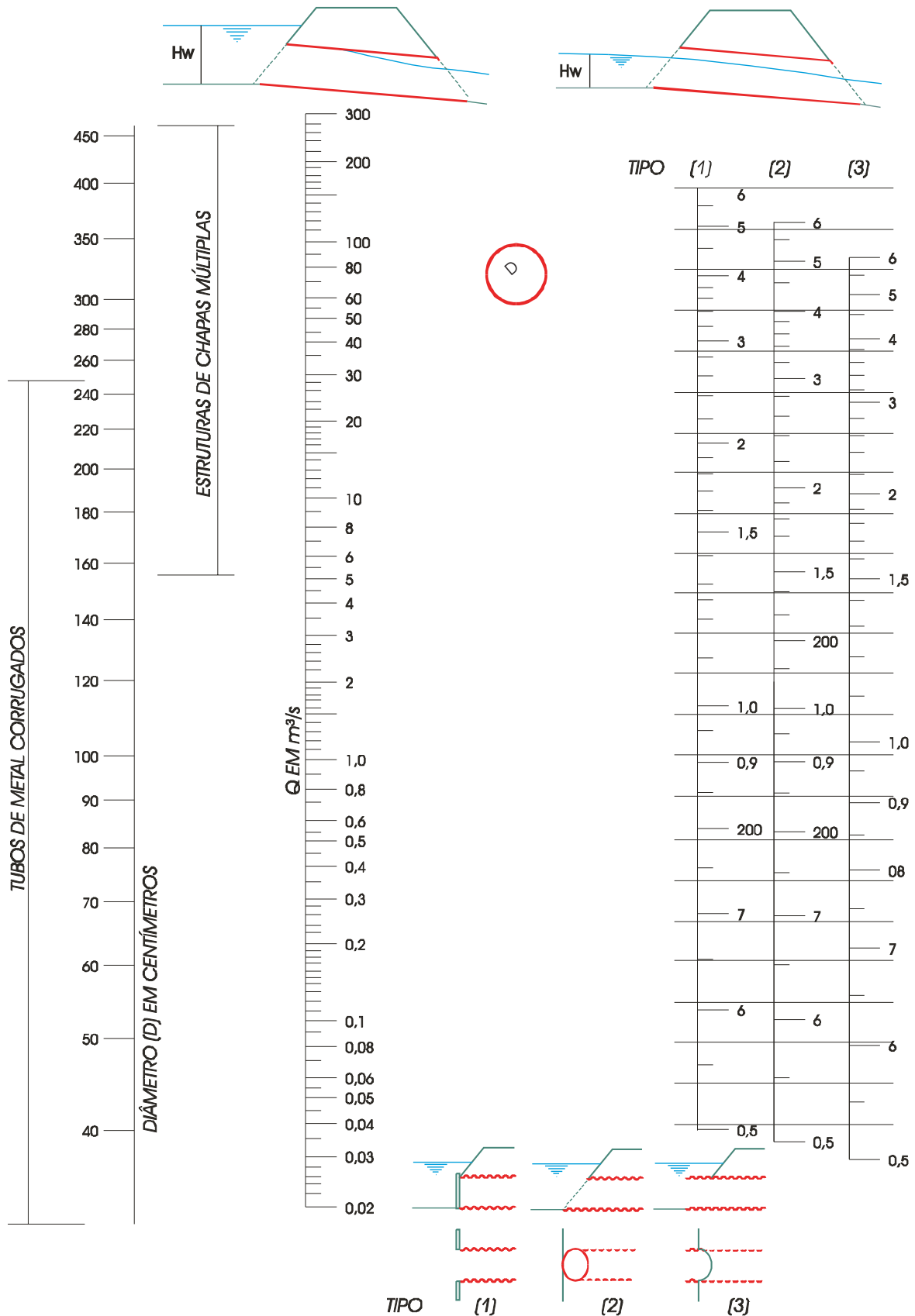


CARGA HIDRÁULICA PERMISSÍVEL A MONTANTE (BUEIROS CELULARES DE CONCRETO – CONTROLE DE ENTRADA)



TIPO	α
(1)	30° a 75°
(2)	90° e 15°
(3)	0°

CARGA HIDRÁULICA PERMISSÍVEL A MONTANTE (TUBOS CORRUGADOS METÁLICOS – CONTROLE DE ENTRADA)



2.2.2.1 Exemplo de Dimensionamento Hidráulico

Será apresentado a seguir o dimensionamento hidráulico para as vazões referentes ao exemplo de cálculo de vazões contido no item 2.19.

Dimensionamento para a vazão calculada para o Método Racional - $A < 4,0\text{km}^2$ com tempo de concentração e coeficiente de deflúvio de Peltier – Bonnenfant

- Área da Bacia: $A=18,0$ Ha
- Vazão Calculada para $TR=15$ anos: $Q=2,3$ m³/s

Para o dimensionamento serão feitas as seguintes considerações:

- O aterro possuiu uma altura total de 2,5m;
- $H_w/D = 2,0$ – máximo permitido por norma;
- Será dimensionado com controle de entrada;
- E os tubos serão de concreto com encaixe tipo macho e fêmea.

Para tubos de concreto utilizaremos o nomograma da página 56, e como o tubo é com encaixe do tipo macho e fêmea, utilizaremos a coluna de carga hidráulica tipo (1), caso o tubo fosse do tipo ponta e bolsa a coluna a ser utilizada seria a (2). Como a norma permite que o H_w/D seja igual a 2 então pegaremos o ponto 2 na coluna (1) ligaremos na coluna onde está a vazão em m³/s, que para o exemplo é 2,3, estende-se esta reta até a coluna onde está o diâmetro em centímetros.

Portanto o diâmetro necessário para escoar 2,3m³/s admitindo-se a relação $H_w/D=2$ é de 100 cm, ou seja, o bueiro dimensionado será um BSTC Ø 1,00 - bueiro simples tubular de concreto de diâmetro igual a 1,0m.

Observação:

O projeto de drenagem de grotas compreende inicialmente a avaliação das obras existentes na rodovia, quanto a seu funcionamento, estado de conservação, suficiência de vazão e o seu posicionamento.

A inspeção de campo pode ser considerada como a etapa mais importante desta fase, pois poderão ser observados o comportamento e o funcionamento das obras existentes, bem como a possibilidade de carga hidráulica a montante. Tudo isso possibilita dimensionar obras mais baratas, mas com qualidade.

Caso a rodovia implantada seja nova e não houver bueiros, poderão ser observadas obras próximas ao local.

Informações de problemas causados e as máximas cheias ocorridas nos córregos e rios, coletadas junto aos moradores mais próximos, principais usuários da via (caminhão de leite, linhas de ônibus, etc.) e com os técnicos do órgão administrador da via, são elementos fundamentais, que tem como objetivo principal fazer o ajuste do teórico (projeto elaborado no escritório) com o prático (confirmação do que, e como realmente ocorre no campo).

No projeto das obras de arte correntes deverão ser adotados os seguintes critérios:

- O diâmetro mínimo a ser adotado para bueiro de grotas e greide deverá ser aquele que atenda as vazões calculadas, evite entupimentos (função do local a ser implantado) e facilite os trabalhos de limpeza.
- Altura mínima de recobrimento acima da geratriz superior dos bueiros tubulares.

- Os tubos de concreto armado podem ser do tipo macho e fêmea ou ponta e bolsa, sendo que as classes seguem tabela da ABNT - NBR 8890 em função da altura máxima de aterro.

2.2.3 Obras de Arte Especiais

Quando se dispõe de dados fluviométricos no local do projeto ou próximo a ele, a maneira mais indicada para o estudo e definição das obras de arte especiais, é o estudo da vazão de projeto através de estudos estatísticos. Como no Brasil dispomos de poucos postos fluviométricos, a vazão máxima provável é quase sempre estabelecida pelo método do Hidrograma Triangular Sintético já apresentado na primeira parte deste manual em Estudos Hidrológicos.

O projeto de obras de arte especiais pode ser dividido em três fases: Estudo hidrológico, Estudo Hidráulico e o Projeto da Estrutura.

No estudo hidrológico, calcula-se a vazão da bacia para o tempo de recorrência recomendado pelo projeto, que em geral é 50 ou 100 anos.

No estudo hidráulico, com os elementos fornecidos pelo estudo hidrológico, calcula-se a seção de vazão necessária para permitir o escoamento da vazão de projeto da bacia, obtendo-se, assim, o comprimento e altura da obra.

Neste caso também são importantes a verificação de campo com as informações de máxima cheia no local da travessia e as máximas cheias em obras existentes próximas ao local da obra a ser projetada. Estas informações serão decisivas na aferição do cálculo de vazão e na determinação do comprimento e altura da ponte.

Deverá ser evitado sempre que possível o projeto de corta rios, pois o que a princípio poderia ser uma boa solução hidráulica, passa a ser no período pós-construção, um problema constante para os serviços de manutenção.

2.2.4 Drenagem Superficial

O projeto de drenagem superficial tem como objetivo o dimensionamento dos dispositivos para que tenham capacidade de coletar e conduzir as águas que precipitam sobre a rodovia e suas adjacências, para um local de deságüe seguro, garantindo a integridade do corpo estradal e o fluxo contínuo dos veículos, com segurança.

O cuidado principal que se deve ter num projeto de drenagem superficial é o seu deságüe.

De acordo com a bibliografia existente sobre velocidades máximas de erosão de solos, haveria necessidade de dispositivos de proteção (dissipadores de energia) praticamente em todos os deságües, entretanto o comportamento de campo não confirma os valores estabelecidos, o que comprova a importância da experiência de campo.

O projeto de drenagem superficial está ligado diretamente aos custos de manutenção.

2.2.4.1 Valetas de Proteção de Corte e Aterro

As valetas de proteção têm como finalidade impedir que as águas procedentes das encostas de montante atinjam a rodovia, evitando erosões e desestabilização do talude de corte e aterro, garantindo sua estabilidade.

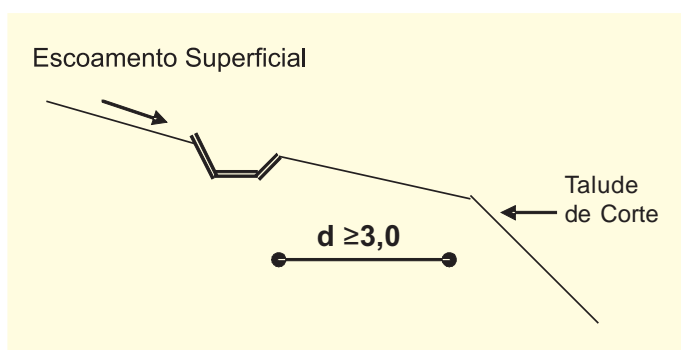
A valeta pode ter a forma retangular ou trapezoidal, sendo que a trapezoidal possui uma melhor eficiência hidráulica.

Recomenda-se que sua localização seja a uma distância mínima de 3.00 m da linha de off-set, que o material removido na escavação seja transportado até local adequado.

Nos cadernos de projetos tipo de dispositivos de drenagem existentes no Brasil, exceto o do DER-MG é recomendado que o material escavado da valeta de proteção de corte seja depositado no lado de jusante e que seja apiloado, porém este é um serviço que não é realizado e que traz como conseqüências uma maior manutenção no serviço de limpeza das sarjetas de corte, pois como o material escavado não é apiloado, é apenas depositado solto sem nenhum tipo de adensamento, nas primeiras chuvas ele é carreado para as sarjetas de corte.

Recomenda-se também a não fazer cantos com ângulos superiores a 45°, no caso de não ser possível deve-se colocar uma curva.

As águas coletadas pelas valetas serão conduzidas para o bueiro mais próximo, ou para a linha d'água mais próxima. Nos casos onde for projetada valeta revestida de concreto e o seu deságüe ocorrer em solo natural e a velocidade do escoamento for maior que a velocidade inicial de erosão do solo, deverá ser projetado dissipador de energia.



2.2.4.1.1 Dimensionamento Hidráulico

Para o dimensionamento hidráulico das valetas, calcula-se a descarga de contribuição, através do método racional.

A expressão da fórmula racional é:

$$Q = \frac{c.i.A}{3,6.10^6}$$

onde:

Q = vazão de contribuição em m³/s;

C = coeficiente de escoamento/coeficiente de deflúvio, adimensional, fixado de acordo com complexo solo-cobertura vegetal e declividade do terreno, dependendo do tipo de tabela a ser utilizada;

I = intensidade de precipitação, em mm/h para a chuva de projeto, fixada no estudo hidrológico;

A = área de contribuição (limitada pela própria valeta e pela linha do divisor de águas da vertente a montante) em m².

Após o cálculo da vazão de contribuição, procede-se o dimensionamento hidráulico através da fórmula de Manning associada à equação da continuidade.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (\text{fórmula de Manning})$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$Q = A.V \quad (\text{equação da continuidade})$$

onde:

V = velocidade de escoamento, em m/s;

l = declividade longitudinal da valeta, em m/m;

n = coeficiente de rugosidade de Manning, adimensional, função do tipo de revestimento adotado;

R = raio hidráulico, em m;

A = área molhada, em m^2 ;

P = perímetro molhado;

Q = vazão admissível ou capacidade de escoamento na valeta, em m^3/s ;

Existem dois tipos de Valeta de Proteção de Corte:

- Valeta de Proteção de Corte em Solo – quando a valeta é implantada em solo coesivo, ou seja, solo argiloso ou com predominância argilosa.

- Valeta de Proteção de Corte revestida em Concreto – Quando a valeta é implantada em solos não coesivos, que são os solos siltosos, arenosos ou com predominância arenosa ou siltosa. Recomenda-se neste caso que o revestimento em concreto tenha 7,0cm de espessura e resistência a compressão á 28 dias $F_{ck} > 11,0$ MPa.

A valeta de Proteção revestida com grama não é recomendada, pois quando da execução dos serviços de manutenção, este revestimento é removido. Portanto o seu tempo de vida útil é limitado ao primeiro serviço de manutenção.

Pode-se concluir que “O revestimento de uma valeta de proteção de corte ou de aterro é definido em função da natureza do solo”.

Nos projetos de Drenagem procura-se sempre utilizar os projetos tipo constantes do Caderno de Dispositivos de Drenagem do DNIT ou dos DERs, quando existir. Nestes casos quase sempre não há a necessidade de se calcular o comprimento crítico, tendo em vista que na definição de suas dimensões, estas foram consideradas com certa folga para que houvesse tempo para a execução dos serviços de manutenção.

Serão apresentadas abaixo situações onde existem pontos obrigatórios de descarga dos volumes de água interceptados e conduzidos pela valeta:

- Cortes muito extensos e de pequena declividade onde o comprimento crítico da valeta é atingido e o aumento da capacidade de vazão obrigaria a construção de seção com grandes dimensões;

- Existência de um talvegue secundário bem definido, ocasionando a concentração de água num único local;

- Perfil longitudinal da valeta sinuoso com vários pontos baixos, obrigando, para que haja em escoamento contínuo, grandes profundidades da valeta. Nesses casos, o dispositivo de saída d'água da valeta de proteção de corte para a plataforma é comumente denominado descida d'água.

2.2.4.2 Sarjetas de Corte e Aterro

2.2.4.2.1 Sarjeta de Corte

Tem como objetivo captar as águas provenientes das precipitações ocorridas sobre a plataforma e taludes de corte e conduzi-las, longitudinalmente à rodovia, até um local adequado.

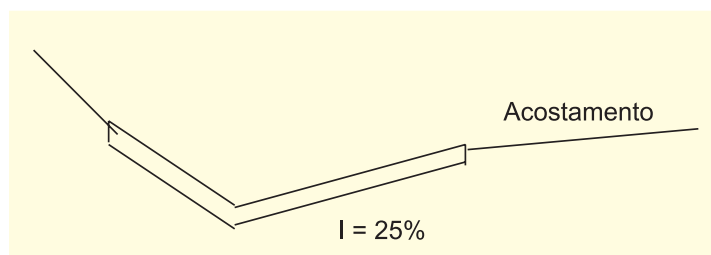
A descarga final de uma sarjeta poderá ser feita através de:

- Saída D'água ou
- Caixa coletora de bueiro

Seção – Tipo

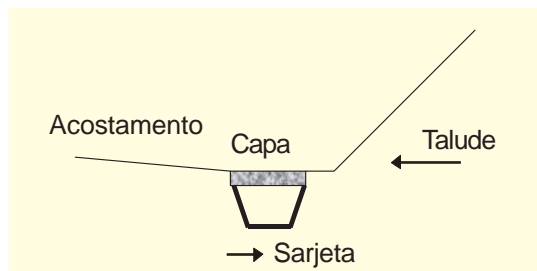
As sarjetas de corte podem ter diversos tipos de seção, sendo mais comum a de forma triangular, obedecendo aos seguintes critérios:

- Sarjeta Triangular – como mostra a figura a seguir, a sarjeta deve ter do lado de montante a declividade máxima de 25%. Segundo estudos realizados nos Estados Unidos, a declividade acima de 25% gera uma condição de insegurança para os veículos.



• Sarjeta Trapezoidal – é adotada quando a sarjeta triangular de máximas dimensões permitidas for insuficiente para atender às condições impostas pela descarga de projeto e ao comprimento crítico.

Existem dois tipos de sarjeta trapezoidal: com barreira e com capa:



- com capa:

Pode-se projetar a sarjeta capeada descontinuamente do modo que permita a entrada d'água pela abertura existente entre as duas placas. As placas são de concreto armado.

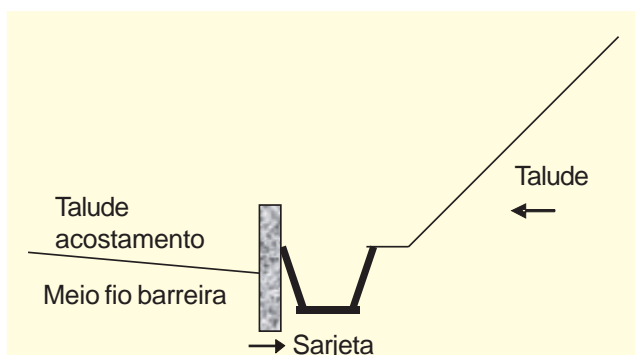
- com barreira:

A barreira constituída com meio fio tem a finalidade de servir como balizador orientando os veículos para afastarem daquele ponto. Por outro lado, possui aberturas calculadas, em espaçamento conveniente, de modo a permitir a entrada d'água.

O inconveniente em se adotar esta solução baseia-se em dois fatos:

1- O meio fio que tem a função de servir como balizador ao usuário da via perde esta função no período da noite, principalmente quando está chovendo.

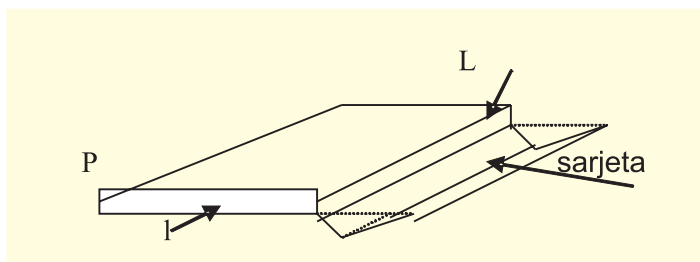
2- Por deficiência da manutenção de nossas rodovias, os meio fios balizadores quando quebrados não são reconstruídos, portanto deixam de exercer sua função de balizador até mesmo no período de maior visibilidade.



Obs. Esta solução deverá ser utilizada somente quando se esgotarem todas as outras soluções possíveis e mais seguras.

• Dimensionamento Hidráulico

A bacia de contribuição para uma sarjeta é um paralelepípedo de altura igual à precipitação pluvial (P) cuja largura (I) é a largura do implúvio e o comprimento (L) é o comprimento crítico a se determinar.



A largura de implúvio (I) é a projeção horizontal da largura de contribuição. O comprimento crítico (L) é definido como o comprimento máximo de utilização da sarjeta, para que não haja transbordamento d'água e/ou início de processo erosivo.

Determinação do comprimento crítico pelo Método de Equivalência de Vazões.

A vazão decorrente de precipitações pluviais é dada pela fórmula:

$$Q = \frac{c.i.A}{3,6.10^6}$$

onde:

Q = descarga de contribuição em m³/s;

c = coeficiente de escoamento, adimensional, fixado de acordo como complexo solo-cobertura vegetal e declividade do terreno;

i = intensidade de precipitação, em mm/h para a chuva de projeto, fixada no estudo hidrológico;

A = área de contribuição, em m² (A= L x l);

L = comprimento crítico;

l = largura de implúvio.

$$Q = \frac{c.i.L.l}{3,6.10^6}$$

Para sarjetas de corte iremos adotar c=0,70 e para sarjetas de aterro c=0,90.

A vazão Q deverá ser equivalente à vazão Q' na sarjeta:

Q' = S.

A fórmula de manning nos dá;

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

onde:

V = velocidade de escoamento, em m/s;

I = declividade longitudinal da valeta, em m/m;

n = coeficiente de rugosidade de Manning, adimensional, função do tipo de revestimento adotado;

R = raio hidráulico, em m;

A = área molhada, em m²;

P = perímetro molhado;

S = seção de vazão, em m²;

Q = vazão em m³/s.

Determinação da largura de implúvio (l)

A largura de implúvio, no caso mais geral, é uma soma de 4 parcelas:

$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

l₁ = contribuição da pista de rolamento;

l₂ = contribuição do acostamento;

l₃ = contribuição do talude corte;

l₄ = contribuição da área compreendida entre a crista do corte e a valeta de proteção.

Para o valor de l₃, toma-se, normalmente, 2/3 da altura máxima do corte.

Não é recomendada a implantação de sarjetas de corte com comprimento superior a 250,0m mesmo que o cálculo do comprimento crítico permita. Extensões muito longas têm uma maior probabilidade de ocorrer algum assoreamento ou obstrução no período chuvoso, tendo como consequência acúmulo d'água na pista, afetando diretamente a segurança do usuário da via.

Nos projetos de Drenagem procura-se sempre utilizar os projetos tipo constantes do Caderno de Dispositivos de Drenagem do DNIT ou dos DERs, quando este existir.

O revestimento em concreto da sarjeta deverá ter 7,0cm de espessura e resistência a compressão á 28 dias, Fck > 11,0 MPa.

A sarjeta sempre que possível deverá ser construída antes da execução do revestimento asfáltico. Esta recomendação visa a garantir que o revestimento não seja confinado.

A escavação de sarjeta deverá sempre ser feita manualmente sem o emprego de equipamentos, como retro-escavadeira e outros. O emprego de equipamentos na escavação para implantação das sarjetas poderá desestruturar as camadas do pavimento. Após a escavação, o terreno de fundação deverá ser regularizado e apilado manualmente.

Será apresentado a seguir (ao lado) um exemplo de tabela de comprimento crítico de sarjeta de corte.

TABELA 2.14 – Comprimento crítico de sarjeta de corte

PROJETO DE DRENAGEM - COMPRIMENTO CRÍTICO DE SARJETA								
SARJETA TIPO:	SCC 50/15							
i %	LARGURA DE IMPLUVIO (m)							
	7	10	12	15	18	21	24	27
0,005	89	62	51	41	34	29	25	23
0,01	126	88	73	58	48	42	36	32
0,015	156	107	90	71	59	51	45	39
0,02	178	125	103	82	69	59	51	46
0,025	199	139	115	92	77	66	57	51
0,03	218	152	126	102	84	72	63	56
0,04	252	176	147	117	98	83	73	65
0,05	282	197	164	131	109	93	81	72
0,06	309	216	180	144	120	103	90	80
0,07	363	233	195	155	129	111	97	86
0,08	334	249	207	166	138	118	103	92
0,09	378	264	220	176	147	126	110	98

2.2.4.2.2 Sarjeta de Aterro

Tem como objetivo captar as águas precipitadas sobre a plataforma de modo a impedir que provoquem erosões na borda do acostamento e ou no talude do aterro, conduzindo-as ao local de deságüe seguro.

São dimensionadas de forma análogas as de corte, sendo que a contribuição será somente da pista.

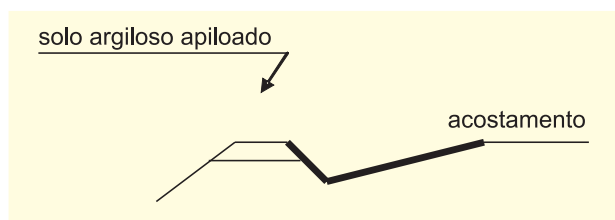


TABELA 2.15 – Comprimento crítico de sarjeta

PROJETO DE DRENAGEM - COMPRIMENTO CRÍTICO DE SARJETA					
SARJETA TIPO:	SCA 30/15		SARJETA TIPO:	SCA 30/20	
	LARGURA DE IMPLUVIO (m)			LARGURA DE IMPLUVIO (m)	
i %	3,7	8,0		3,7	8,0
0,005	104	47	0,005	195	89
0,0075	128	58	0,0075	240	109
0,01	148	67	0,01	276	126
0,0125	165	75	0,0125	310	141
0,015	181	82	0,015		154
0,0175	195	89	0,0175		167
0,02	209	95	0,02		178
0,0225	222	101	0,0225		189
0,025	234	106	0,025		201
0,0275	245	107	0,0275		209
0,03	256	116	0,03		218
0,0325	267	121	0,0325		228
0,035	277	126	0,035		236
0,0375	287	130	0,0375		244
0,04		135	0,04		253
0,0425		138	0,0425		260
0,045		143	0,045		268
0,0475		147	0,0475		276
0,05		150	0,05		282
0,055		158	0,055		
0,06		165	0,06		
0,065		172	0,065		
0,07		178	0,07		
0,075		184	0,075		
0,08		191	0,08		

Nos projetos de Drenagem procura-se sempre utilizar os projetos tipo constantes do Caderno de Dispositivos de Drenagem do DNIT ou dos DERs, quando este existir.

O revestimento em concreto da sarjeta deverá ter 7,0cm de espessura e resistência a compressão á 28 dias, $F_{ck} > 11,0$ MPa.

A sarjeta sempre que possível deverá ser construída antes da execução do revestimento asfáltico. Esta recomendação visa a garantir que o revestimento não seja confinado.

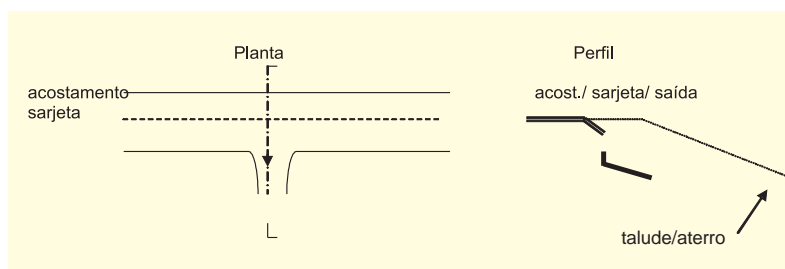
A escavação de sarjeta deverá sempre ser feita manualmente sem o emprego de equipamentos, como retro-escavadeira e outros. O emprego de equipamentos na escavação para implantação das sarjetas poderá desestruturar as camadas do pavimento. Após a escavação, o terreno de fundação deverá ser regularizado e apiloado manualmente.

2.2.4.3 Saídas d'água de Aterro

As saídas d'água também denominadas entradas d'água são dispositivos que captam as águas das sarjetas de aterro conduzindo-as para as descidas d'água.

Existem dois tipos de SAÍDAS D'ÁGUA DE ATERRO:

- Simples - São utilizadas quando é atingido o ponto crítico da sarjeta e junto às pontes;
- Dupla - São utilizadas nos pontos baixos das curvas verticais côncavas;



Nos projetos de Drenagem é recomendada a utilização do projeto tipo constante do Caderno de Dispositivos de Drenagem dos DER's.

O revestimento em concreto do dispositivo deverá ter 10,0cm de espessura e resistência a compressão á 28 dias, $F_{ck} > 15,0$ MPa.

A escavação para a implantação do dispositivo deverá sempre ser feita manualmente. Após a escavação, o terreno de fundação deverá ser regularizado e apiloado manualmente.

2.2.4.4 Saídas d'água de Corte

As saídas d'água também denominadas extravasores são dispositivos que captam as águas das sarjetas de corte conduzindo-as até local de deságüe seguro.

São posicionadas nos pontos de passagem de corte para aterro e ao final das sarjetas de saída.

Nos projetos de Drenagem procura-se sempre utilizar os projetos tipo constantes do Caderno de Dispositivos de Drenagem do DNIT ou dos DERs, quando este existir.

O revestimento em concreto do dispositivo deverá ter 10,0cm de espessura e resistência a compressão á 28 dias, $F_{ck} > 15,0$ MPa.

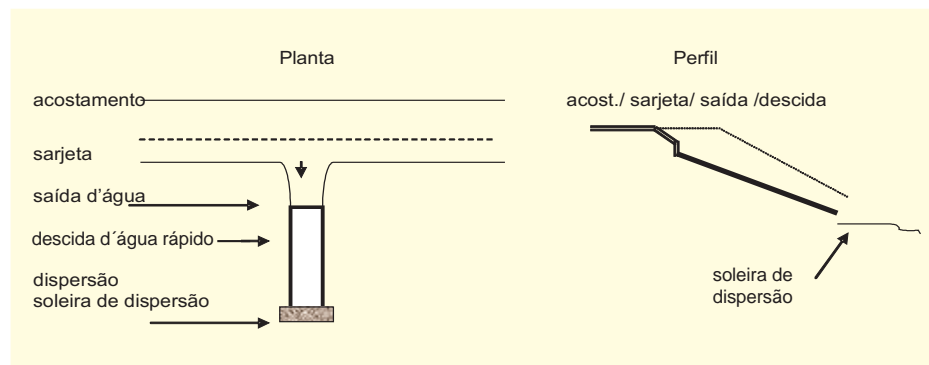
A escavação para a implantação do dispositivo deverá sempre ser feita manualmente. Após a escavação, o terreno de fundação deverá ser regularizado e apiloado manualmente.

A necessidade de dissipador de energia se dará somente quando no local de deságüe da saída d'água o solo não for coesivo (solo arenoso ou siltoso).

2.2.4.5 Descida d'água em Aterro

São dispositivos que tem como objetivo, conduzirem as águas provenientes das sarjetas de aterro quando é atingido seu comprimento crítico e nos pontos baixos das curvas verticais côncavas, desaguando em terreno natural.

São dois os tipos de dispositivos de descida d'água: rápido e em degraus.



Dimensionamento Hidráulico para descida d'água do tipo rápido:

O dimensionamento pode ser feito através da expressão empírica seguinte, fixando-se o valor da largura (L) e determinando-se o valor da altura (H).

$$Q = 2,07.L^{0,9}.H^{1,6}$$

onde:

Q = Descarga de projeto a ser conduzida pela descida d'água, em m³/s;

L = Largura da descida d'água, em m;

H = Altura das paredes laterais da descida, em m.

Cálculo da velocidade no pé da descida.

$$V = \sqrt{2gh}$$

onde:

V = velocidade no pé da descida, em m/s;

g = aceleração da gravidade (9,8 m/s);

h = altura do aterro, em m.

A importância de se calcular a velocidade no pé da descida se dá no sentido de podermos definir a necessidade ou não de bacia de amortecimento e/ou dissipador.

A descida d'água tipo rápido, poderá ser em concreto simples ou em concreto armado.

- Concreto simples em aterros novos com altura menor que 3,00m e em aterro implantado, consolidado e o solo for coesivo.
- Concreto armado – em aterros novos com altura superior a 3,00m e em aterros implantados onde o solo não é coesivo

Descida d'água em degraus

A descida d'água em degraus poderá ser em concreto simples ou em concreto armado, dependendo do tipo de solo e das condições para sua implantação.

Nos projetos de Drenagem procura-se sempre utilizar os projetos tipo constantes do Caderno de Dispositivos de Drenagem do DNIT ou dos DER's.

O revestimento em concreto do dispositivo deverá ter 15,0cm de espessura e resistência a compressão á 28 dias, Fck > 15,0 MPa.

No final de uma descida d'água de aterro, quando a topografia for plana e existir vegetação do tipo grama, não haverá necessidade de implantar dissipador de energia.

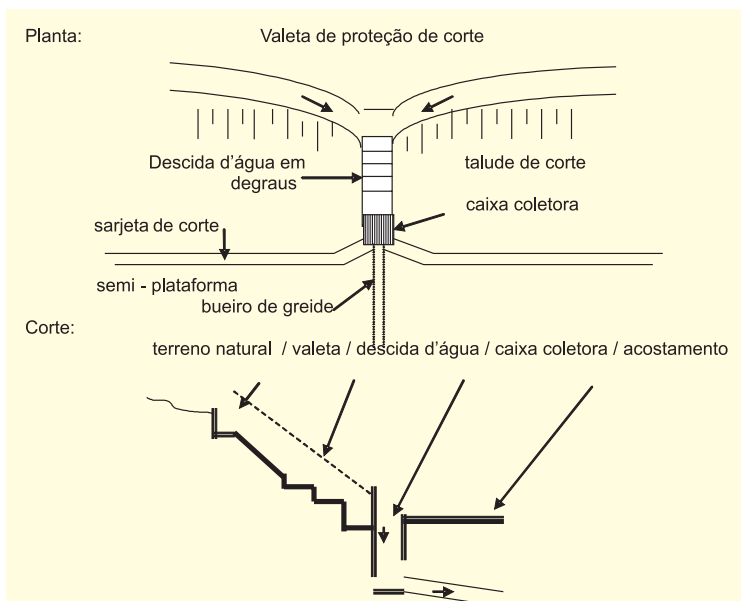
2.2.4.6 Descida d'água em corte

É o dispositivo que tem a finalidade de conduzir as águas provenientes da valeta de proteção de corte, promovendo o seu deságüe nas caixas coletoras dos bueiros de greide, de onde serão conduzidas para fora do corpo estradal.

A descida d'água em corte poderá ser em concreto simples ou em concreto armado, dependendo do tipo de solo e das condições para sua implantação.

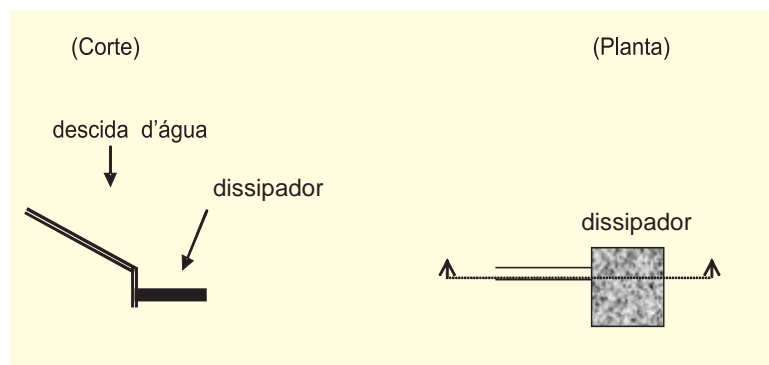
Nos projetos de Drenagem procura-se sempre utilizar os projetos tipo constantes do Caderno de Dispositivos de Drenagem do DNIT ou dos DER's, quando este existir.

O revestimento em concreto do dispositivo deverá ter 15,0cm de espessura e resistência a compressão à 28 dias, $F_{ck} > 15,0$ MPa.



2.2.4.7 Dissipadores de Energia

São dispositivos destinados a dissipar a energia do fluxo d'água, reduzindo conseqüentemente sua velocidade de modo que não haja risco de erosão no final das saídas, descidas d'água, valeta de proteção e bueiros.



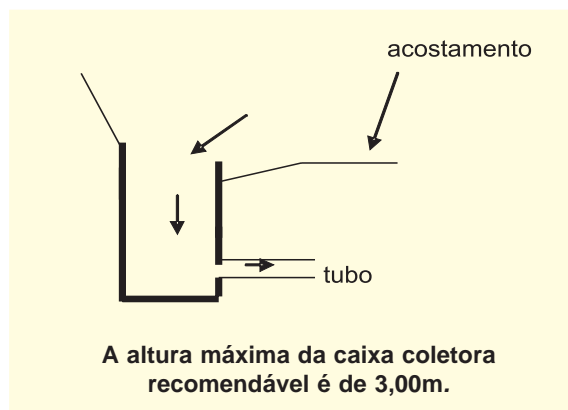
Na execução do dissipador, o terreno de fundação deverá ser regularizado e apiloado manualmente.

O concreto deverá ter resistência $F_{ck} > 15,0$ MPa e a pedra de mão deverá ter um diâmetro maior ou igual a 25,0cm.

2.2.4.8 Caixas Coletoras

As caixas coletoras têm por finalidade coletar as águas oriundas das sarjetas de corte, das descidas d'água dos cortes e talvegues, conduzindo-as para fora do corpo estradal através dos bueiros de greide ou bueiros de grotá.

As caixas coletoras deverão ser posicionadas para dentro do corte. Esta recomendação visa proporcionar maior segurança aos veículos e pedestres.



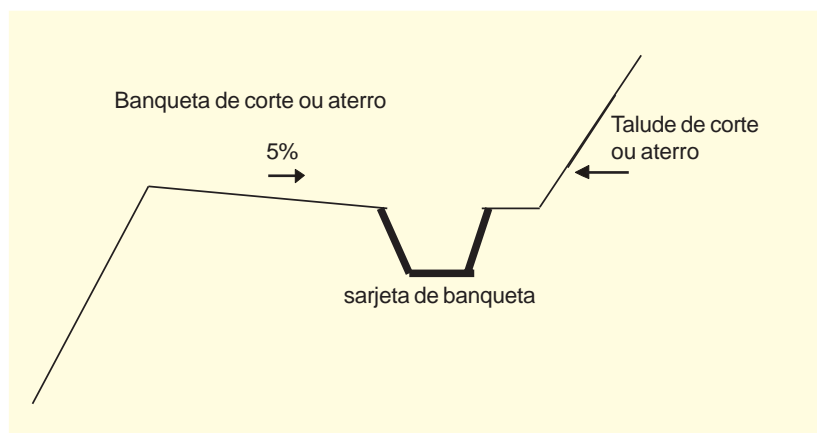
2.2.4.9 Sarjetas de Banqueta de Corte e Aterro

As sarjetas de banquetá são dispositivos que tem como objetivo captar e conduzir as águas superficiais provenientes das precipitações sobre os taludes e na plataforma das banquetas conduzindo longitudinalmente a um local de deságüe seguro.

Utiliza-se normalmente os mesmos dispositivos indicados para a valeta de proteção de corte, com a forma trapezoidal.

A sarjeta de banqueteta de corte deverá sempre ser conduzida para a valeta de proteção de corte.

O revestimento será em concreto com 7,0cm de espessura e resistência a compressão à 28 dias, $F_{ck} > 11,0$ MPa.



2.2.5 Drenagem Profunda

O projeto de drenagem profunda tem como objetivo o dimensionamento dos dispositivos e a especificação dos materiais mais adequados, para promover a interceptação e/ou remoção, coleta e condução das águas provenientes do lençol freático e da infiltração superficial nas camadas do pavimento.

A visita técnica ao campo, também neste caso, é de fundamental importância para a garantia de um bom projeto. A partir dela é possível observar os locais com excesso de umidade através de vários indicadores: afundamentos em trilhas de roda, existência de vegetação característica de regiões úmidas, informações junto aos usuários da via de atoleiros no período chuvoso, altura dos cortes e a extensão e conformação da encosta de montante.

O projetista de drenagem deverá solicitar na sondagem do subleito que no momento da coleta de material, seja medida a umidade natural do solo para posterior comparação com a umidade ótima. Deverá solicitar também o ensaio de granulometria do solo por sedimentação para fins de estudo da faixa granulométrica ideal para os dispositivos de drenagem profunda.

Quando o VMD-Volume Médio Diário de Tráfego de uma rodovia for maior ou igual a 3.000 (três mil) veículos e a solução de pavimento prever revestimento com massa asfáltica, haverá necessidade do ensaio de permeabilidade das camadas do pavimento.

2.2.5.1 Dreno Profundo Longitudinal

O dreno profundo longitudinal é utilizado para interceptar e/ou rebaixar o lençol freático, tendo como objetivo principal proteger a estrutura do pavimento.

A indicação de drenos longitudinais profundos é feita após análise conjunta dos resultados de sondagens e ensaios, verificações de umidade e observação de campo. Nos projetos de restauração além das análises já citadas, devemos incorporar a análise conjunta dos resultados das medições com Viga Benkelman e inventário da superfície do pavimento - PRO-08 / DNER.

Os drenos profundos são instalados, preferencialmente, em profundidade da ordem de 1,50 a 2,00 m.

Os drenos profundos mais usuais são:

Projeto tipo DNIT, DPS-01 (Material filtrante e tubo) - é indicado nos locais onde a umidade natural estiver acima da ótima, porém sem a presença de N.A;

Projeto tipo DNIT, DPS-07 e DPS-08 (Material drenante, tubo e manta geotextil não tecida envolvendo a vala) - Nos locais com presença de N.A.

A granulometria dos materiais drenantes e filtrantes, e outras considerações, são obtidas pelo processo de TERZAGHI, pelas determinações de BUREAU OF RECLAMATION E SOIL CONSERVATION SERVICE, e no caso de geotexteis pelo método do COMITÉ FRANCES DE GEOTEXTEIS e geomembranas.

As recomendações de TERZAGHI, que deverão ser atendidas no projeto de Drenagem Profunda, são as seguintes:

Condição de permeabilidade

$$d_{15\%F} \geq 5 d_{15\%S} \quad (\text{máximo de 5\% passando em peneira nº 200})$$

Condição de não entupimento do material filtrante

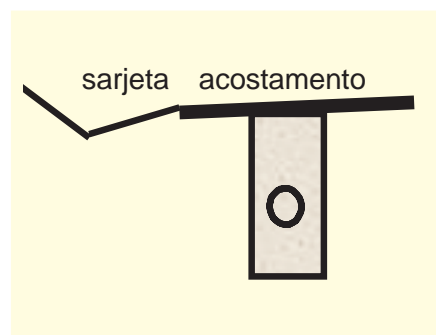
$$d_{15\%F} \leq 5 d_{85\%S}$$

onde:

$d_{15\%F}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 15% passando do material filtrante;

$d_{15\%S}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 15% passando do solo a drenar;

$d_{85\%S}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 85% passando do solo a drenar.



2.2.5.2 Dreno Espinha de Peixe

São drenos destinados à drenagem de grandes áreas, pavimentadas ou não. São usados em série, em sentido oblíquo em relação ao eixo longitudinal da rodovia, ou área a drenar.

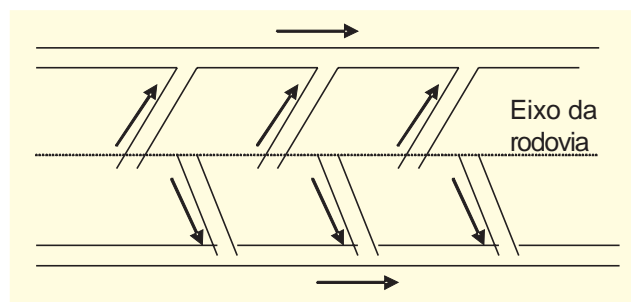
Geralmente são de pequena profundidade e, por este motivo, sem tubos, embora possam eventualmente serem usados com tubos.

Podem ser exigidos em cortes quando os drenos longitudinais forem insuficientes para a drenagem da área.

Podem ser projetados em terrenos que receberão aterros e nos quais o lençol freático estiver próximo da superfície.

Podem também ser necessários nos aterros quando o solo natural seja impermeável.

Conforme as condições existentes podem desaguar livremente ou em drenos longitudinais, conforme se vê na figura ao lado.



2.2.5.3 Dreno Sub-Horizontal

Os drenos sub-horizontais são aplicados para a prevenção e correção de escorregamentos nos quais a causa determinante da instabilidade é a elevação do lençol freático ou do nível piezométrico de lençóis confinados.

2.2.5.4 Colchão Drenante

O colchão drenante tem como objetivo drenar as águas existentes situadas à pequena profundidade do corpo estradal, quando forem de volume tal que possam ser drenadas pelos drenos "espinha de peixe".

São utilizados:

Nos cortes em rocha;

Nos cortes em que o lençol freático estiver próximo ao terreno natural;

Nos aterros sobre terrenos impermeáveis.

A remoção das águas coletadas pelos colchões drenantes deverá ser feita por drenos longitudinais.

2.2.5.5 Terminal de Dreno Profundo

Os drenos profundos deverão, na transição corte/aterro, defletir-se de cerca de 45°, com raio de curvatura da ordem de 5 m, prolongando-se além do bordo da plataforma, de modo que o deságüe se processe, no mínimo, a um metro do off-set.

Nos cortes extensos os drenos deverão ser ligados às caixas coletoras.

2.2.5.6 Dreno subsuperficial de pavimento

São dispositivos que tem como função receber as águas drenadas pela camada do pavimento de maior permeabilidade conduzindo-as até o local de deságüe.

São dois os tipos de Drenos de pavimento:

- Drenos laterais de base
- Drenos transversais

2.2.5.6.1 Drenos laterais de base

São drenos longitudinais, devendo ser posicionados no bordo do pavimento para dentro da sarjeta, abaixo da face superior da camada de maior permeabilidade.

2.2.5.6.2 Drenos transversais

São drenos que tem como função interceptar, captar e conduzir as águas que, atravessam as camadas do pavimento e escoam no sentido longitudinal.

2.2.5.7 Permeabilidade

Podemos definir permeabilidade como sendo a propriedade que os solos apresentam de permitir a passagem da água em maior ou menor quantidade.

A permeabilidade de um material é medida pelo seu coeficiente de permeabilidade (K) que é expresso em cm/s.

$$K = \frac{Q}{iA}$$

onde:

Q = vazão

A = área

i = gradiente hidráulico

A permeabilidade é função direta da granulometria como pode ser observado no quadro abaixo:

TABELA 2.16 – Valores do coeficiente de permeabilidade x granulometria

Tipo de material	Granulometria (cm)	K (cm/s)
Brita 5	7,5 a 10,0	100
Brita 4	5,0 a 7,5	80
Brita 3	2,5 a 5,0	45
Brita 2	2,0 a 2,5	25
Brita 1	1,0 a 2,0	15
Brita 0	0,5 a 1,0	5
Areia grossa	0,2 a 0,5	1×10^{-1}
Areia fina	0,005 a 0,04	1×10^{-3}
Silte	0,0005 a 0,005	1×10^{-5}
Argila	menor que 0,0005	1×10^{-7}

Escala de Permeabilidade K (cm/s)

10^{-5} 10^{-6} 10^{-7} 10^{-8} 10^{-9} 10^2 10^1 1.0 10^{-1} 10^{-2} 10^{-3} 10^{-4}

Drenagem	BOA	MÁ	Praticamente Impermeável
----------	-----	----	--------------------------

2.2.5.8 Considerações para Concepção e Construção de Drenos de Pavimento

2.2.5.8.1 Permeabilidade dos materiais

Em rodovias com tráfego alto e percentual significativo de veículos pesados, o estudo da

permeabilidade das camadas do pavimento é tão importante quanto os ensaios de CBR. Porém não é comum os projetistas o fazerem, pois não são solicitados nos editais de Projeto.

Para o revestimento, quando CBUQ, não se faz necessário tal ensaio, pois a sua permeabilidade deverá ser considerada, não no início de sua vida útil onde ele se apresenta praticamente impermeável (CBUQ na faixa C possuiu uma permeabilidade $K=10^{-7}$ cm/s equivalente a de um solo argiloso), mas sim após o início do aparecimento de fissuras e trincas, quando então passa ocorrer uma penetração d'água significativa.

Para que se possa assegurar que a água não irá interferir na vida útil do pavimento, há que se garantir no estudo dos materiais a serem utilizados nas camadas do pavimento, que tenham permeabilidade suficiente para percorrer livremente ou que sejam impermeáveis impedindo a sua penetração.

No caso de uma ou mais camadas do pavimento possuírem uma boa permeabilidade $K \geq 10^{-3}$ cm/s e abaixo um solo com a permeabilidade mais baixa, haverá necessidade de se projetar um sistema drenante eficiente. Porém quando todas as camadas do pavimento tiverem a permeabilidade $K \leq 10^{-6}$ cm/s (praticamente impermeáveis) não haverá necessidade de dreno de pavimento.

Para a camada de base de um pavimento rodoviário não deverá ser utilizado material cujo ensaio de permeabilidade obtenha-se resultados dentro do intervalo 10^{-3} cm/s $< K < 10^{-6}$ cm/s, pois neste intervalo a água consegue penetrar porém demora muito para sair (drenagem lenta), tornando com isto ineficiente qualquer tipo de dreno de pavimento. Portanto quando o projetista encontrar esta situação, deverá procurar como solução fazer uma mistura no material selecionado de forma a melhorar a sua permeabilidade, ou torná-lo praticamente impermeável.

Para rodovias com baixo volume de trafego, com pista simples, largura de plataforma de pavimento acabado até 10,00m e revestimento em TSD, não há necessidade de estudos de permeabilidade das camadas de pavimento nem de dispositivos de drenagem de pavimento.

Formato da vala e materiais utilizados

A vala do dreno de pavimento deverá ter a forma retangular (0,30m x 0,20m) ou quadrada (0,30m x 0,30m), pois facilita o processo executivo com a utilização de retro-escavadeira na abertura das valas.

Muitas vezes nos deparamos com projetos onde os drenos de pavimento são projetados com forma triangular. A inconveniência de se adotar esta forma é que o processo executivo tem que ser manual, o que vem atrasar a etapa seguinte da execução do revestimento.

Os materiais a serem utilizados no enchimento das valas deverão ser Brita-1 ($K=15,0$ cm/s) ou Brita-2 ($K=25,0$ cm/s), conforme a necessidade do volume a ser escoado.

O envolvimento da vala com manta geotextil não tecida se faz necessário quando a camada permeável possuir agregado fino com possibilidade de ser carregada para o dreno, podendo vir a causar o seu entupimento.

Deve-se evitar a utilização de tubo na vala, pois passa a ser um ponto fraco. Raramente há necessidade da utilização de tubos, pois sempre que for preciso descarregar o dreno de pavimento e este estiver em corte, poderá ser encaminhado para o dreno profundo longitudinal.

O formato da vala, suas dimensões e os materiais empregados no seu enchimento são comuns tanto para os drenos laterais de base como para os drenos transversais.

2.2.5.8.2 Processo executivo

É de fundamental importância tomar alguns cuidados para garantir o funcionamento desejado do dreno de pavimento:

- Após a abertura da vala, fazer a limpeza e compactar o fundo de forma a garantir a declividade projetada, que deverá ser a declividade do greide, porém nunca inferior a 0,5%;
- No enchimento da vala com os agregados, fazer um coroamento (excesso de volume) para ajudar no adensamento dos materiais, evitando afundamento futuros;
- Quando ocorrer a necessidade de descarregar o dreno de pavimento num dreno longitudinal profundo de areia, é necessário no local da descarga envolver a brita c/ manta geotextil não tecida formando um tubo;

- Deverão ser feitos terminais de dreno em concreto, de forma a facilitar as futuras manutenções do dreno.
- Deverão ser feitos poços de visita numa distancia máxima de 50,0m entre eles, de forma a permitir a realização dos serviços de manutenção.

2.2.5.8.3 Manutenção

A manutenção dos drenos de pavimento deverá ser feita anualmente limpando a tubulação da vala, desobstruindo os terminais para garantir o seu perfeito funcionamento, mantendo livre o escoamento das águas provenientes da interceptação do lençol freático.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CEDERGREN, HARRY R. **Drenagem dos Pavimentos e Aeródromos**. Livros Técnicos e Científicos, IPR, Rio de Janeiro, RJ, 1980.

CETESB/SP. **Drenagem urbana – Manual de Projeto**. São Paulo, 1980.

GARCEZ, LUCAS NOGUEIRA. **Hidrologia**. Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo, SP, 1974.

MICHELIN, RENATO G. **Drenagem Superficial e Subterrânea de Estradas**. Editora Multilibri. Ltda, Porto Alegre, RS, 1975.

MORALES, PAULO ROBERTO DIAS. **Manual Prático de Drenagem**. IME, Fundação Ricardo Franco, Rio de Janeiro, 2003.

NETTO, AZEVEDO; FERNANDEZ, MIGUEL F.; ARAUJO, ROBERTO; ITO, ACÁCIO EIJI. **Manual de Hidráulica**. Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo, SP, 1998.

PINHEIRO JOSÉ P. FERRARI. **Publicação Técnica de nº 16 – DER/MG. Hidrologia Aplicada a Projetos Rodoviários**. Edição, Assessoria de Normas Técnicas, Belo Horizonte, MG, 1980.

PINHEIRO JOSÉ P. FERRARI. **Publicação Técnica de nº 17 – DER/MG. Escoamento de Águas Pluviais nas Sarjetas**. Edição, Assessoria de Normas Técnicas, Belo Horizonte, MG, 1981.

PINTO, NELSON L. DE SOUZA. **Vazão de Dimensionamento de Bueiros**. IPR, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, 1975.

PINTO, NELSON L. DE SOUZA; HOLTZ, ANTONIO CARLOS TATIT; MARTINS, JOSÉ AUGUSTO; GOMIDE, FRANCISCO L. S. **Hidrologia Básica**. Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo, SP, 1975.

RHODIA S.A. **Princípios Básicos e Sistemas Drenantes**. 1978.

SWAMI, MARCONDES VILLELA; MATTOS ARTHUR. **Hidrologia Aplicada**. McGraw – Hill do Brasil, São Paulo – SP, 1975.

TODD, DAVID K. **Hidrologia de Águas Subterrâneas**. Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo, SP, 1959.

TOMAZ, PLÍNIO. **Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais**. Editora Navegar, São Paulo, SP, 2002.

WILKEN, PAULO SAMPAIO. **Engenharia de Drenagem Superficial**. CETESB/SP, São Paulo, 1978.

WISLER, CHESTER O.; BRATER, ERNEST F. **Hidrologia**. Ao Livro Técnico S.A, Rio de Janeiro, RJ, 1964.

Sistemas de Esgotamento Sanitário



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Hawkeye Pedershaab
Concrete Technologies Worldwide™



Insel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Milton Tomoyuki Tsutiya

3.1 INTRODUÇÃO

A partir de 1986 com a divulgação da norma NBR 9649 da ABNT, o Brasil passou a ter os mais avançados critérios hidráulicos de dimensionamento de redes coletoras de esgoto, utilizando-se os conceitos de tensão trativa e de velocidade crítica. Também, novos órgãos acessórios foram propostos em substituição aos poços de visita. Com a utilização dessas inovações tecnológicas o custo de construção de redes foi diminuído, entretanto, mesmo assim, a rede coletora de esgoto representa cerca de 60 a 70% do custo de implantação do sistema de esgoto sanitário.

A utilização do conceito de tensão trativa para o dimensionamento da rede coletora possibilitou a diminuição de declividades e profundidades das redes. Por outro lado, aumentou a necessidade de operação e manutenção, visto que, nas nossas redes há lançamentos não previstos de águas pluviais, de matéria sólida e outros materiais que podem obstruir as redes.

3.2 TIPOS DE SISTEMAS DE ESGOTOS

Os sistemas de esgotos urbanos podem ser de três tipos:

- Sistema unitário;
- Sistema separador absoluto;
- Sistema separador parcial.

3.2.1 Sistema Unitário

Sistema de esgotamento unitário ou sistema combinado é o sistema em que as águas residuárias (domésticas e industriais), águas de infiltração (água de subsolo que penetra no sistema através de tubulações e órgãos acessórios) e águas pluviais veiculam por um único sistema (Figura 3.1).

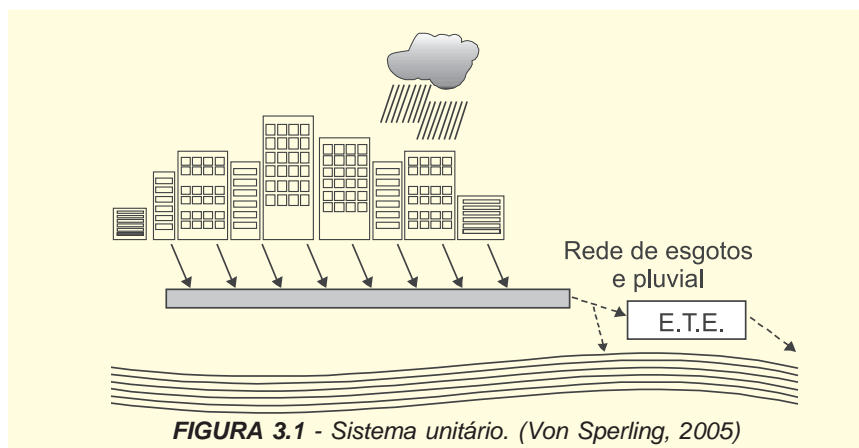


FIGURA 3.1 - Sistema unitário. (Von Sperling, 2005)

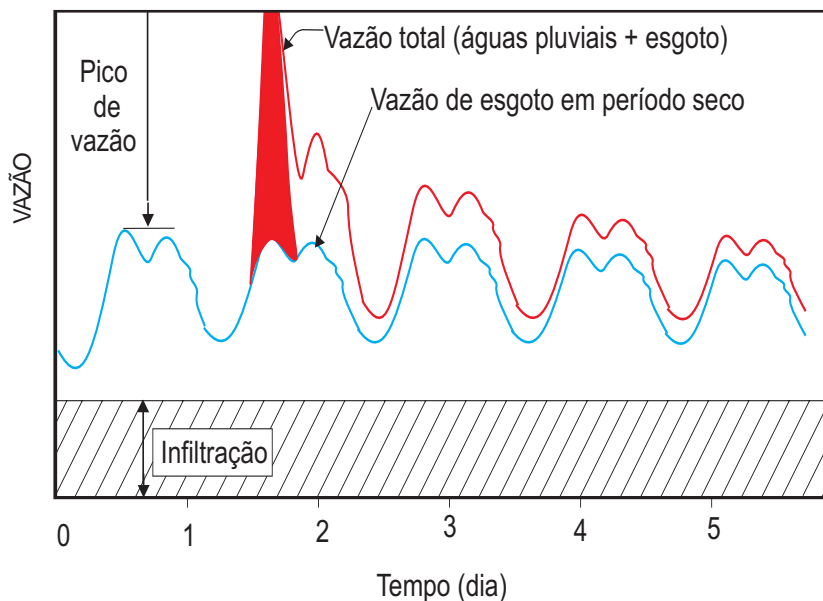


FIGURA 3.2 - Variação típica de vazão, em período seco e úmido, em um sistema unitário. (Tchobanoglous e Schroeder, 1985)

O sistema unitário foi desenvolvido para as condições europeias, onde as precipitações atmosféricas são bem inferiores que a dos países de clima tropical como o Brasil. De um modo geral, a intensidade das chuvas em cidades europeias é aproximadamente três vezes menor que a intensidade de chuvas observadas em cidades brasileiras, de modo que a vazão de águas pluviais é muito menor na Europa do que no Brasil.

A Tabela 3.1 apresenta o nível de utilização do sistema de esgotamento unitário em alguns países europeus, e a época de construção das redes de esgotos.

TABELA 3.1 – Uso do sistema unitário em países europeus. (Lens et al, 2001)

País	França	Alemanha	Itália	Holanda	Espanha	Inglaterra
Porcentagem da área urbana servida com o sistema unitário	75-80	67	60-70	74	96	70
Época de sua construção (quando conhecida)	?	74% após 1945 60% após 1963	40% após 1965	50% após 1955	?	50% após 1945

No sistema unitário, a mistura de esgoto com águas pluviais é prejudicial e onera consideravelmente o tratamento de esgotos. Mesmo em países europeus, onde a vazão de águas pluviais é bem menor que no Brasil, o pico de vazão durante a chuva intensa pode alcançar valores centenas de vezes maiores do que a vazão de esgoto durante o período seco.

Nenhum sistema de tratamento de esgoto pode funcionar adequadamente com uma variação de 1 para 100, o que torna-se necessário a construção de grandes tanques de equalização para uma grande parte da vazão que deixa de sofrer a depuração biológica, enquanto que, a outra parcela submetida ao tratamento secundário apresenta-se com variados graus de diluição, o que é prejudicial para o tratamento de esgotos.

Devido ao custo elevado dos tanques de equalização de águas pluviais, os países que utilizam o sistema unitário, de modo geral limitam a vazão afluente às estações de tratamento de esgoto (ETEs) sendo que, o valor típico situa-se na faixa de 2 a 10 vezes a vazão de período seco. A vazão que excede esse limite é extravasada para os corpos de água.

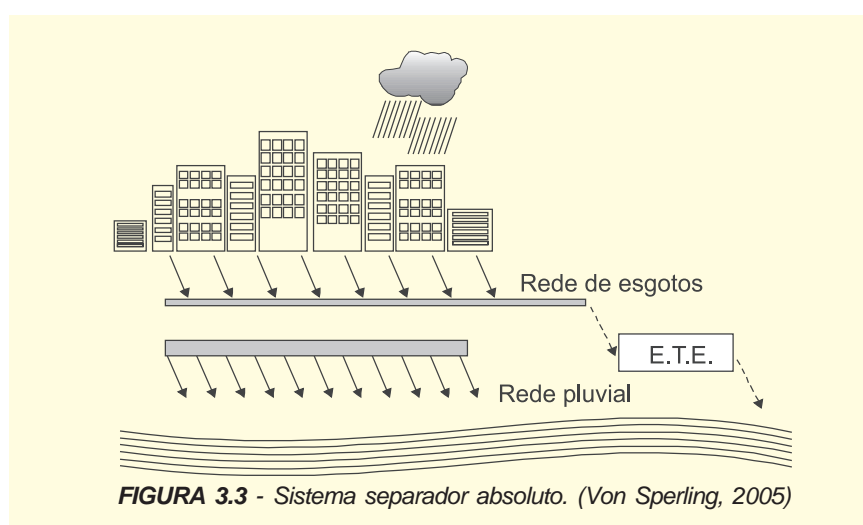
No sistema unitário há outros fatores que devem ser considerados (Tsutiya e Alem Sobrinho, 1999):

- O sistema exige desde o início investimentos elevados, devido às grandes dimensões dos condutos e de obras complementares;

- A aplicação dos recursos precisa ser feita de maneira mais concentrada, reduzindo a flexibilidade de execução programada por sistema;
- As galerias de águas pluviais, que em nossas cidades são executadas em 50% ou menos das vias públicas, terão de ser construídas em todos os logradouros;
- O sistema não funciona bem em vias públicas não pavimentadas, que se apresentam com elevada frequência em nossas cidades;
- As obras são de difícil e demorada execução;
- Em municípios operados pelas companhias estaduais de saneamento, a responsabilidade da drenagem urbana é da prefeitura municipal e o sistema de esgoto da companhia estadual.

3.2.2 Sistema Separador Absoluto

As águas residuárias e as águas de infiltração que constituem o esgoto sanitário veiculam em um sistema independente, denominado sistema de esgoto sanitário. As águas pluviais são coletadas e transportadas em um sistema de drenagem pluvial totalmente independente (Figura 3.3).



No Brasil utiliza-se o sistema separador absoluto, por orientação de Saturnino de Brito, sendo que a cidade de São Paulo, em 1912, adotou o sistema separador absoluto em substituição ao sistema separador parcial.

As principais vantagens do sistema separador absoluto são (Tsutiya e Alem Sobrinho, 1999):

- Custo menor, pelo fato de empregar tubos de diâmetros bem menores e de fabricação industrial (cerâmico, PVC, concreto, etc);
- Oferece mais flexibilidade para a execução por etapas, de acordo com as prioridades (prioridade maior para a rede sanitária);
- Reduz consideravelmente o custo do afastamento das águas pluviais, pelo fato de permitir o seu lançamento no curso de água mais próximo, sem a necessidade de tratamento;
- Não se condiciona e nem obriga a pavimentação das vias públicas;
- Reduz muita a extensão das canalizações de grande diâmetro em uma cidade, pelo fato de não exigir a construção de galerias em todas as ruas;
- Não prejudica a depuração dos esgotos sanitários.

Por outro lado, para o sucesso do sistema de esgoto sanitário é necessário um eficiente controle para evitar que a água pluvial seja encaminhada, junto com as águas residuárias, para esse sistema de esgoto.

3.2.3 Sistema Separador Parcial

Nesse sistema, uma parcela das águas de chuva, proveniente de telhados e pátios das economias são encaminhadas juntamente com as águas residuárias e águas de infiltração do subsolo para um único sistema de coleta e transporte de esgotos. Portanto, no sistema separador parcial o sistema de esgotos urbanos é, também, constituído de redes de esgoto e de galerias de águas pluviais.

3.2.4 Sistema Utilizado no Brasil

No Brasil, teoricamente utiliza-se o sistema separador absoluto. Entretanto, como não há um controle rigoroso para se evitar a contribuição de águas pluviais no sistema de esgotos, na prática, o sistema é do tipo separador parcial, conforme demonstram os dados de pesquisas apresentados na Tabela 3.2.

TABELA 3.2 – Contribuições de águas pluviais em sistemas de esgoto sanitário

(Tsutiya e Bueno, 2003). Autor	Local	Ano	Dados originais	Taxa de contribuição de águas pluviais (L/s.km)
Greeley & Hansen	São Paulo	1952	32% sobre QMPS	0,15
Hazen & Sawyer	São Paulo	1965	35% sobre QMPS	0,16
Des, Sursan	Rio de Janeiro	1959	6,0 L/s.km	6,0
SANESP	São Paulo	1973	4,0 L/s.km	4,0
Alonso et al	RMSP	1990	1,57 a 12,01 L/s.km	1,57 – 12,01
Pauli	São Paulo	1998	242% sobre QMPS	3,90
Mello	Santo André	2002	100 a 283% sobre QMPS	nd
AMPI	Tatuí	1992	31% sobre QMPS	2,27
Tsutiya e Bueno	Franca	2003	26,76% sobre QMPS	2,13 – 2,2
ABNT	Brasil	1992	6,0 L/s.km	6,0

*nd= não disponível. *QMPS = Vazão Máxima de Período Seco.

Os dados apresentados na Tabela 3.2 demonstram que a contribuição de águas pluviais em sistemas de esgoto sanitário é muito variável, atingindo valores que variam de 26 a 283% sobre a vazão máxima de período seco. O acréscimo percentual sobre a vazão máxima em tempo seco, dependerá da atuação da prestadora de serviços de saneamento em controlar as ligações de águas pluviais no sistema de esgoto sanitário.

Para Tsutiya e Bueno (2003), pode-se admitir, como meta, um aumento de 30% sobre a vazão máxima de esgoto no período seco, e taxa de contribuição de águas pluviais de 3 L/s.km, ou seja, metade do valor preconizado pela norma NBR 12207 da ABNT. Valores acima devem ser extravasados para não prejudicar o funcionamento do sistema de esgoto, de modo que o projeto já deve prever essa contribuição adicional. Como o extravasamento de esgoto bruto não é permitido pela legislação em vigor, recomenda-se modificação na legislação ambiental para permitir o extravasamento das contribuições de águas pluviais, de modo semelhante ao que ocorre em países europeus. Além disso, devem ser incentivadas medições em outros sistemas de esgotos, para que se possam definir novos parâmetros decorrentes das contribuições de águas pluviais, de modo a subsidiar a comunidade técnica a discutir e rever o sistema atualmente utilizado, pois o mesmo não retrata a realidade nacional.

3.3 SITUAÇÃO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL

A Tabela 3.3 apresenta os índices de atendimento com serviços de água e de esgotos, segundo as regiões do país, em 2005.

TABELA 3.3 – Índices de atendimento urbano com água e esgotos pelos prestadores de serviços, segundo a região geográfica. (SNIS, 2005)

Região	Índice de atendimento urbano (%)		
	Água (%)	Coleta de esgotos (%)	Tratamento dos esgotos gerados (%)
Norte	68,5	6,7	10,0
Nordeste	98,6	26,7	36,1
Sudeste	96,8	69,4	32,6
Sul	100,0	33,7	25,3
Centro-Oeste	100,0	45,4	39,7
Brasil	96,3	47,9	31,7

Segundo dados do SNIS (2005), os índices de atendimento de água apresentam um ótimo desempenho com exceção da região Norte. Diferentemente, em termos de esgotamento sanitário, o atendimento em coleta de esgotos apresenta um índice médio nacional ainda precário, igual a 47,9%. Em relação ao tratamento dos esgotos, os resultados são ainda mais incipientes, com um índice médio nacional de tratamento de esgotos de apenas 31,7%.

3.4 DEFINIÇÕES DAS TUBULAÇÕES EM SISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DE ESGOTO SANITÁRIO

As tubulações que compõem o sistema de coleta e transporte de esgoto sanitário são:

- Rede coletora: tubulação que recebe contribuições dos ramais prediais e de outras redes coletoras de esgotos;
- Coletor tronco: tubulação principal que recebe contribuições de redes coletoras e de outros coletores tronco, conduzindo-os a um interceptor ou emissário;
- Interceptor: tubulação que recebe ao longo do seu comprimento as redes e os coletores tronco;
- Emissário: tubulação que recebe esgotos exclusivamente na extremidade de montante, conduzindo-os para o tratamento ou ponto de descarga.

3.5 PROJETO DE REDES COLETORAS DE ESGOTO SANITÁRIO

3.5.1 Considerações Gerais

O esgoto sanitário é composto por 99,9% de água e 0,1% de sólidos, sendo que do total de sólidos, 70% é composto de matéria orgânica e 30% de matéria inorgânica, de modo que as redes coletoras são transportadores de sedimentos orgânicos e inorgânicos.

O projeto hidráulico-sanitário das redes de esgoto envolve considerações sobre três aspectos principais:

- Hidráulicos: as tubulações funcionando como condutos livres deverão transportar as vazões máximas e mínimas previstas no projeto;
- Reações bioquímicas: controle de sulfetos;
- Deposição de materiais sólidos encontrados no esgoto: ação de autolimpeza.

Os critérios de dimensionamento apresentados neste item podem ser utilizados para o dimensionamento de redes, coletores tronco, interceptores e emissários de pequenas dimensões, ou seja, diâmetros de tubulações menores que 400 mm.

3.5.2 Determinação das Vazões de Dimensionamento

Para o dimensionamento das redes coletoras, é necessária a vazão máxima de final de plano, que define a capacidade que deve atender o coletor, e a vazão máxima horária de um dia qualquer (não inclui K_1 , porque não se refere ao dia de maior contribuição) do início do plano, que é utilizada para se verificar as condições de auto-limpeza do coletor, que deve ocorrer pelo menos uma vez por dia.

As vazões a serem consideradas para o dimensionamento das redes coletoras de esgoto são:

- Para o início do plano: $Q_i = K_2 \cdot Q_{mi} + I_i + \sum Q_{ci}$ **(Não inclui K_1)** (4.1)

- Para o final do plano: $Q_f = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{mf} + I_f + \sum Q_{cf}$ (4.2)

onde:

Q_i, Q_f = vazão máxima inicial e final, L/s;

K_1 = Coeficiente de máxima vazão diária;

K_2 = Coeficiente de máxima vazão horária;

I_i, I_f = Contribuição de infiltração inicial e final, L/s;

Q_{ci}, Q_{cf} = Contribuição singular inicial e final, L/s;

$Q_{mi} = P_i \cdot q_i / 86400$ = Contribuição média inicial de esgotos domésticos, L/s;

$Q_{mf} = P_f \cdot q_f / 86400$ = Contribuição média final de esgotos domésticos, L/s.

3.5.3 Condições para a Auto-limpeza das Redes

Tradicionalmente, admite-se que a ação de auto-limpeza em redes de esgotos para enfrentar o aspecto de deposição de materiais sólidos, é obtida pela manutenção de uma velocidade mínima independentemente do diâmetro da tubulação. Devido ao fato de que o mecanismo básico da ação de auto-limpeza é uma força hidrodinâmica exercida sobre as paredes do conduto pelo escoamento do esgoto, tem sido utilizado em nosso país, a tensão trativa ou tensão de arraste para o dimensionamento das redes de esgotos, em substituição ao critério da velocidade de auto-limpeza.

Os materiais sólidos encontrados em esgoto consistem de partículas orgânicas e inorgânicas. Devido ao efeito da gravidade, qualquer dessas partículas com densidade maior que a da água tenderá a depositar-se nas tubulações de esgoto. Essas partículas sólidas são normalmente depositadas nas redes de esgotos em horas de menor contribuição. A tensão trativa crítica é definida como uma tensão mínima necessária para o início do movimento das partículas depositadas nas tubulações de esgoto. Seu valor é determinado através de pesquisas em campo, ou em laboratório, pois depende de vários fatores como: peso específico da partícula e do líquido, dimensões da partícula, viscosidade do líquido, etc. A maioria das pesquisas realizadas a respeito da tensão trativa crítica para promover a auto-limpeza em coletores de esgoto recomenda valores entre 1,0 e 2,0 Pa. No Brasil, a norma da ABNT, NBR 9649 – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário, recomenda o valor de 1,0 Pa.

A equação para o cálculo da tensão trativa é a seguinte:

$$\sigma = \gamma R_H I \quad (4.3)$$

onde:

σ = tensão trativa média, Pa.;

γ = peso específico do líquido, 10^4 N/m³ para o esgoto;

R_H = raio hidráulico, m;

I = declividade da tubulação, m/m.

3.5.4 Controle de Sulfetos

Devido ao fato de que o esgoto fresco tem quantidade apreciável de oxigênio dissolvido, normalmente as redes coletoras não apresentam problemas relativos a sulfetos de hidrogênio (H₂S). Entretanto, à medida que o esgoto escoar pela rede através de grandes extensões, por vezes com velocidade baixa, a concentração de oxigênio diminui gradualmente, prevalecendo condições anaeróbias no esgoto e propiciando o aparecimento de sulfetos, cujos efeitos são notados principalmente em coletores tronco, interceptores e emissários.

A película de limo formada nas partes submersas da parede da tubulação é a principal fonte de geração de sulfetos em tubulação de esgoto, pois é nessa película que ocorrem as condições estritamente anaeróbias favoráveis ao desenvolvimento do processo. O desenvolvimento dessa película de limo está relacionado com a tensão trativa e por essa razão a norma brasileira de interceptores NBR 12207 – Projeto de interceptores de esgoto sanitário, recomenda o valor de 1,5 Pa para tensão trativa, que praticamente inibe a formação de sulfetos, para o dimensionamento dos interceptores e emissários de esgotos. Observa-se, que a tensão trativa de 1,0 Pa atende as condições de auto-limpeza, tanto para redes como para os interceptores.

3.5.5 Critérios de Dimensionamento

Os principais critérios de dimensionamento das redes coletoras são apresentados a seguir.

a) Regime hidráulico de escoamento

As redes são projetadas para funcionar como conduto livre em regime permanente e uniforme.

b) Vazão mínima

A norma NBR 9649 da ABNT recomenda o valor de 1,5 L/s.

c) Diâmetro mínimo

Os diâmetros utilizados devem ser previstos nas normas e especificações brasileiras, sendo que o diâmetro mínimo deve ser de 150 mm, entretanto, excepcionalmente, em casos especiais devidamente justificados poderá ser utilizado o diâmetro de 100 mm.

d) Declividade mínima

Para tensão trativa média de 1,0 Pa e coeficiente de Manning $n = 0,013$, a declividade mínima pode ser expressa por:

$$I_{\min} = 0,0055 Q_i^{-0,47} \quad (4.4)$$

onde:

I_{\min} = declividade mínima, m/m;

Q_i = vazão inicial, L/s.

e) Declividade máxima

A declividade máxima é calculada para velocidade de 5,0 m/s e pode ser obtida pela equação:

$$I_{\max} = 4,65 Q_f^{-0,67} \quad (4.5)$$

onde:

$I_{\text{máx}}$ = declividade máxima, m/m;
 Q_f = vazão final, l/s.

f) Velocidade crítica

Estabelece as condições de escoamento aerado e se calcula através da equação:

$$V_c = 6\sqrt{gR_H} \quad (4.6)$$

onde:

V_c = velocidade crítica, m/s;
 g = aceleração da gravidade, m/s²;
 R_H = raio hidráulico para a vazão final, m.

Quando a velocidade final (V_f) é superior a velocidade crítica (V_c), a maior lâmina admissível deve ser de 50% do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho. Se a lâmina for superior a 50%, o diâmetro deverá ser aumentado.

g) Lâmina d'água

A lâmina máxima é igual ou inferior a 75% do diâmetro da tubulação. A lâmina mínima não é limitada pelo critério da tensão trativa.

h) Condições de controle de remanso

Sempre que a cota do nível d'água na saída de um órgão acessório estiver acima de qualquer das cotas dos níveis d'água de entrada, deve ser verificada a influência do remanso no trecho de montante, garantindo-se as condições de auto-limpeza e condições de esgotamento livre.

i) Órgãos Acessórios

Dispositivos fixos desprovidos de equipamentos mecânicos, construídos em pontos singulares da rede de esgoto. Os órgãos acessórios utilizados na rede de esgotos são apresentados a seguir.

j) Poço de Visita (PV)

O poço de visita possui uma câmara visitável através da abertura existente em sua parte superior, destinada à execução de serviços de manutenção. Os poços de visita são obrigatórios quando é necessário tubo de queda; nas situações com mais de 2 entradas e uma saída; nas extremidades de sifão invertido e passagem forçada; quando a profundidade for igual ou superior a 1,60m; e a jusante de ligações prediais cujas contribuições podem acarretar problemas de manutenção.

O tubo de queda deve ser colocado quando o coletor afluyente apresentar degrau com altura maior ou igual a 0,60m exceto para diâmetros superiores a 300mm, caso em que é necessária a construção de PV especial, com dissipador de energia (NTS 025, 2006).

Para a Sabesp, os poços de visita devem ser construídos em tubos de concreto tipo ponta e bolsa com junta elástica, com exceção da parte inferior que deve ser concretada concomitantemente com a laje de fundo, no mínimo a altura de meio diâmetro do tubo coletor, acima da geratriz superior deste (Figura 3.4).

POÇO DE VISITA CONVENCIONAL EM TUBOS DE CONCRETO PONTA E BOLSA COM JUNTA ELÁSTICA, PLANTA, CORTE E DETALHES

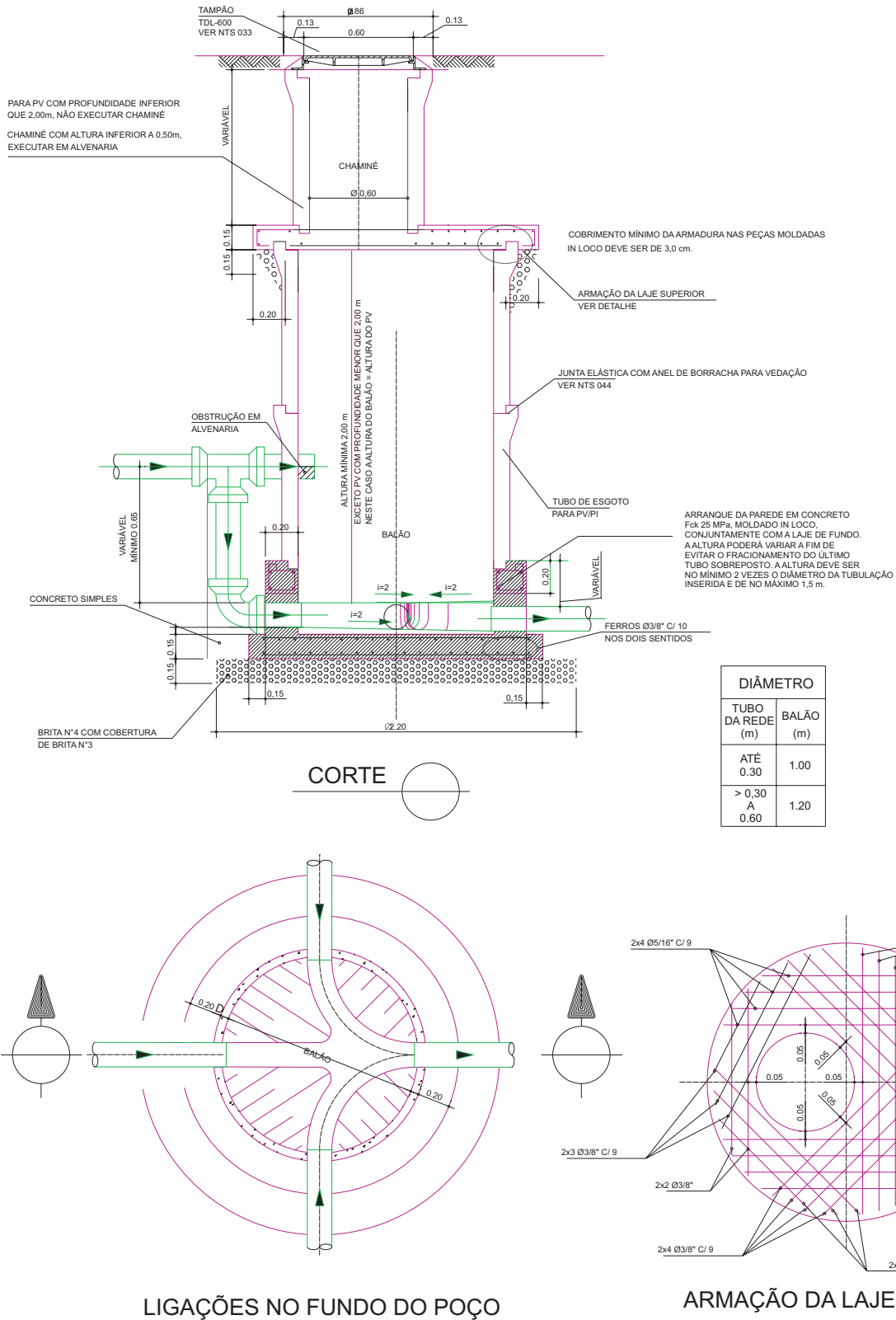


FIGURA 3.4 - Poço de visita convencional em tubos de concreto ponta e bolsa junta elástica, com tubo de queda externo. (Sabesp, 2006)

k) Poço de Inspeção (PI)

O PI é um dispositivo não visitável que permite inspeção visual e introdução de equipamentos de limpeza. São geralmente utilizados nas situações de coletores com até 2 entradas e uma saída; nos pontos com degrau de altura igual ou inferior a 0,50m; profundidade do coletor até 1,60m; diâmetro do coletor até 200mm; e na ausência, a montante, de ligações de postos de gasolina, de hospitais e de escolas.

A Figura 3.5 apresenta o poço de inspeção em tubos de concreto ponta e bolsa com junta elástica.

POÇO DE INSPEÇÃO EM TUBOS DE CONCRETO PONTA E BOLSA COM JUNTA ELÁSTICA, PLANTA E CORTE.

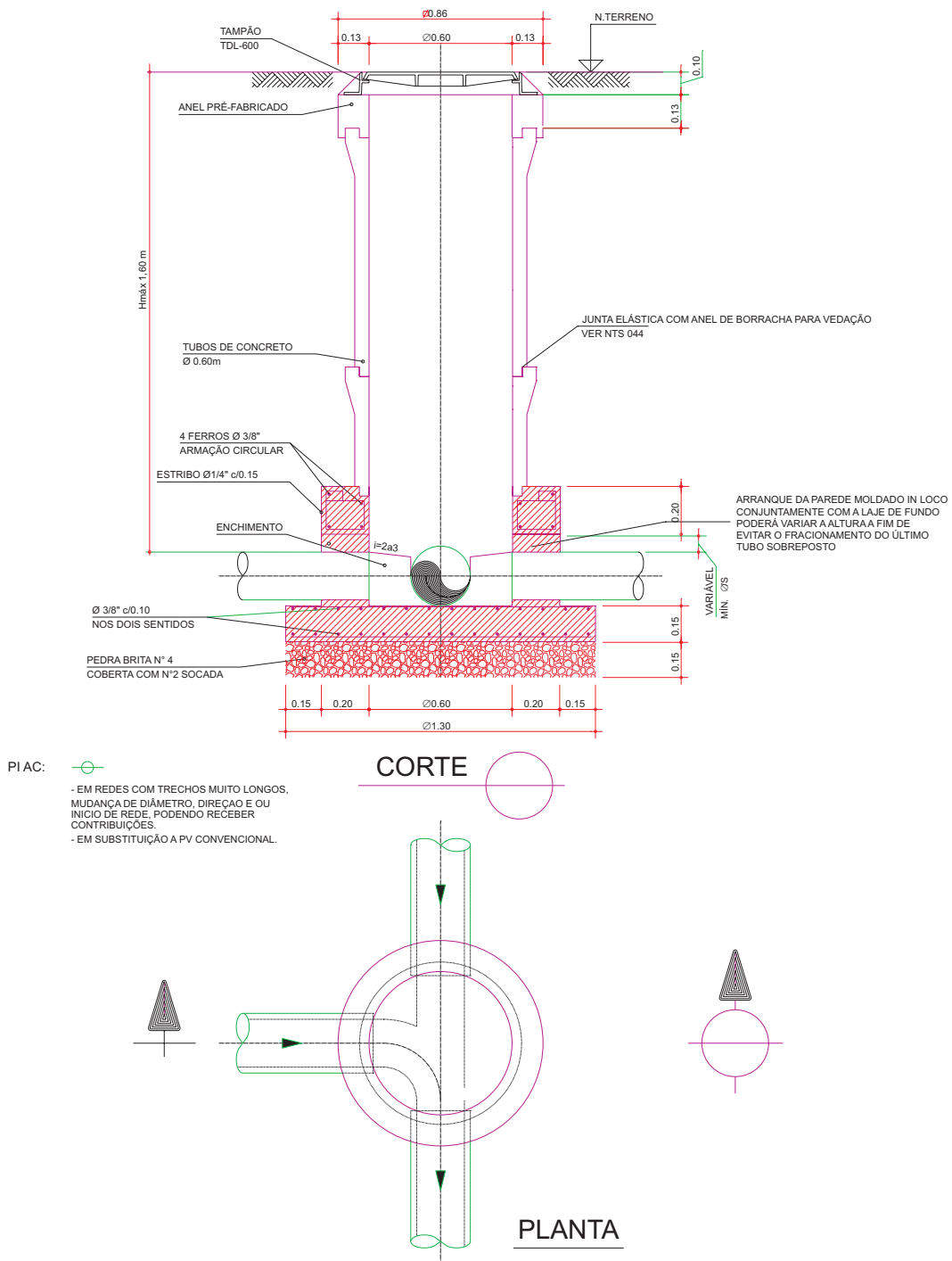


FIGURA 3.5 - Poço de inspeção em tubos de concreto, ponta e bolsa, com junta elástica. (Sabesp, 2006)

I) Terminal de Limpeza (TL)

O TL (Figura 3.6) é um dispositivo localizado no início do coletor e que permite apenas a introdução de equipamentos de limpeza. O TL deve ser usado no início de redes coletoras, exceto em ruas de terra. Nos casos de início de rede em que há previsão de prolongamento de rede, o TL deve ser substituído pelo PI ou PV.

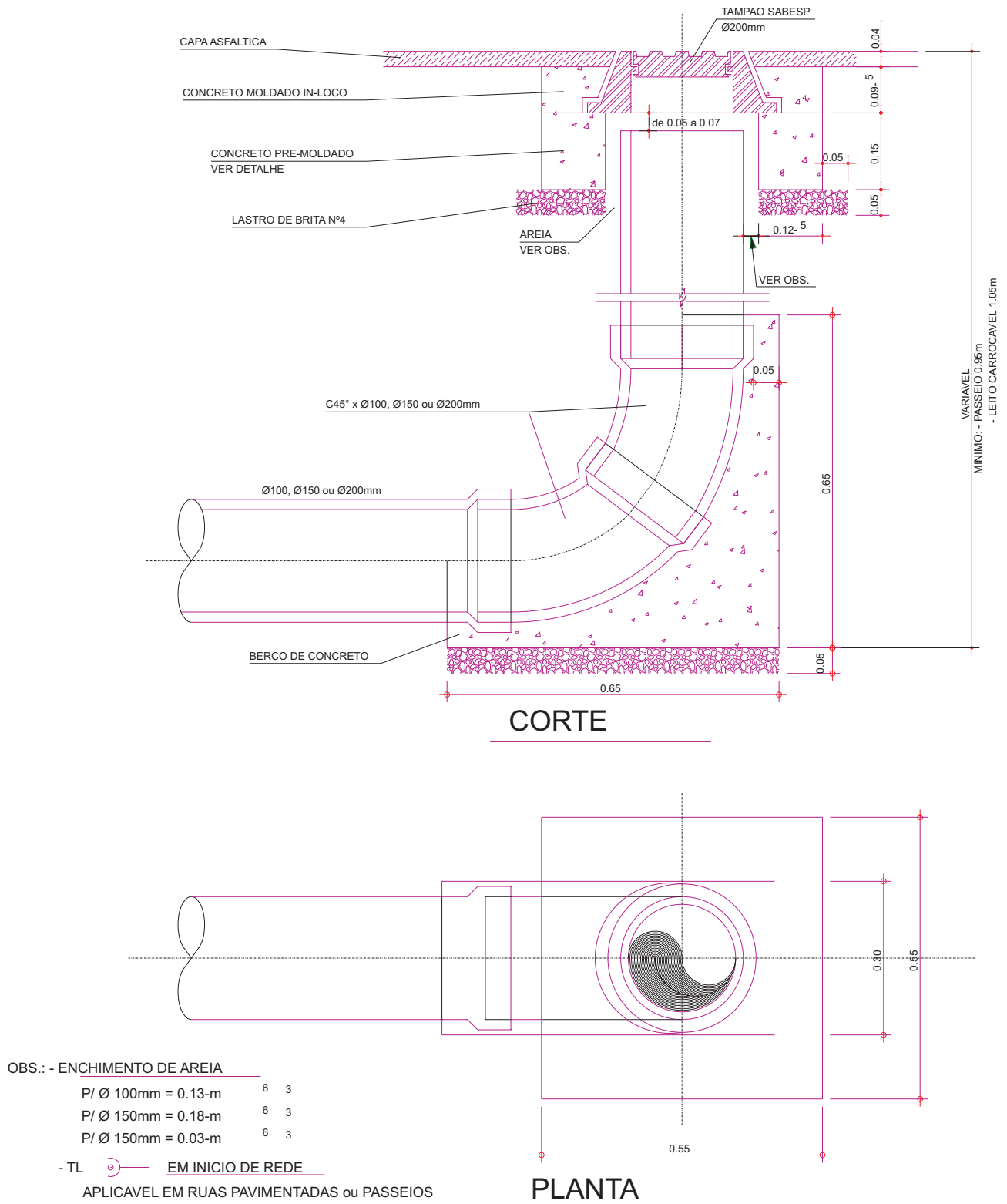


FIGURA 3.6 - Terminal de Limpeza. (Sabesp, 2006)

M) Disposições Construtivas

- **Distância entre órgãos acessórios**

A distância máxima recomendada entre os órgãos acessórios (PV, PI e TL) deve ser de 100 m.

- **Direcionamento do fluxo nos órgãos acessórios**

O fundo do PV e PI devem ser constituídos de calhas destinadas a guiar os fluxos afluentes em direção à saída. Lateralmente, as calhas devem ter altura coincidindo com a geratriz superior do tubo de saída.

- **Profundidade dos coletores**

A profundidade da rede coletora deverá atender as condições adequadas de ligação predial e proteção da tubulação contra cargas externas. Em princípio, as redes coletoras não devem ser aprofundadas para atender às soleiras abaixo do greide da rua, tendo sua profundidade definida pelas condições hidráulicas e pelas restrições de recobrimento mínimo. Devem ser analisadas, também, as condições de jusante do trecho a ser aprofundado, quanto à possibilidade de recuperação de profundidades, cotas fixas de chegada à jusante, etc.

- **Recobrimento da tubulação**

Recomenda-se para recobrimento mínimo os seguintes valores:

- Coletor a ser assentado no leito carroçável de rua pavimentada: 1,35 m;
- Coletor a ser assentado em ruas de terra: 1,45 m;
- Coletor a ser assentado no passeio: 1,05 m;
- Coletor a ser assentado em regiões planas e de nível de lençol freático alto: 1,05 m (ruas pavimentadas), 1,25 m (ruas não pavimentadas) e 0,75 m (passeio).

Recobrimentos menores devem ser justificados.

3.6 INTERCEPTORES DE ESGOTO

3.6.1 Introdução

Interceptor é uma canalização que recebe coletores ao longo de seu comprimento, geralmente localizados próximos de cursos de água ou lagos, não recebendo ligações prediais diretas. Os interceptores de pequeno diâmetro são dimensionados como redes coletoras, obedecendo à norma NBR 9649, da ABNT. No entanto, as tubulações de diâmetros maiores ou iguais a 400mm, de coletores troncos, interceptores e emissários, podem ser dimensionadas de acordo com a ABNT NBR 12207 – Projeto de interceptores de esgoto sanitário, apresentados neste item.

Para a norma da ABNT NBR 12207, interceptor é definido como a canalização cuja função precípua é receber e transportar o esgoto sanitário coletado, e é caracterizado pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas.

3.6.2 Determinação das Vazões

3.6.2.1 Vazões de esgotos

Para cada trecho do interceptor devem ser estimadas as vazões inicial e final.

- **Vazão inicial do trecho n**

$$Q_{i,n} = Q_{i,n-1} + Q_{i,a} \quad (4.7)$$

onde:

$Q_{i,n}$ = vazão inicial do trecho n;

$Q_{i,n-1}$ = vazão inicial do trecho de montante;

$Q_{i,a}$ = vazão inicial do coletor afluente ao PV de montante do trecho n.

• Vazão final do trecho n

$$Q_{f,n} = Q_{f,n-1} + Q_{f,a} \quad (4.8)$$

onde:

$Q_{f,n}$ = vazão final do trecho n;

$Q_{f,n-1}$ = vazão final do trecho de montante;

$Q_{f,a}$ = vazão final do coletor afluente ao PV de montante do trecho n.

Para o dimensionamento dos interceptores e tubulações de esgotos de grande porte deve ser considerado o efeito de amortecimento das vazões de pico que é decorrência de dois fatores:

- Amortecimento em marcha, produzido não só pelo balanço de volumes no interior de grandes coletores, como pelas variações do regime de escoamento;
- Defasagem em marcha resultante das adições sucessivamente defasadas das contribuições dos coletores tronco.

Na prática, entretanto, é levada em consideração apenas a defasagem em marcha, e dependendo do sistema, poderá causar um amortecimento nas vazões de pico, influenciando no dimensionamento das estações elevatórias ou estação de tratamento de esgoto. A defasagem pode ser calculada através da diminuição do coeficiente de pico das vazões.

Resultados de pesquisas já realizadas, conforme apresentado por Tsutiya e Alem Sobrinho (1999) mostram que, à medida que as áreas de contribuição crescem, os picos de vazão diminuem. A maioria das pesquisas utilizou para determinar os coeficiente de pico K ($K_1 \times K_2$), equações do tipo $K = f(Q_m)$, onde f é a função determinada através de dados observados durante um certo período de tempo, e Q_m a vazão média. Para a Região Metropolitana de São Paulo, a Sabesp utilizou as relações apresentadas a seguir, para o dimensionamento de grandes interceptores.

$$K = 1,20 + \frac{17,485}{Q_m^{0,5090}}$$

- Para $Q_m > 751$ L/s (4.9)

onde:

Q_m = somatória das vazões médias de uso predominantemente residencial, comercial, público, incluídos, também, as vazões de infiltração, em L/s;

- Para $Q_m \leq 751$ L/s $\rightarrow K = 1,80$

Cabe salientar que, para cada local, devem ser feitos estudos específicos de modo a se determinar curvas do tipo $K = f(Q_m)$, que possam ser utilizadas em projetos.

3.6.2.2 Contribuição pluvial parasitária

Segundo a norma NBR 12207 da ABNT, a contribuição pluvial parasitária deve ser adicionada à vazão final para a análise de funcionamento do interceptor e para o dimensionamento dos extravasores. Todavia, para o dimensionamento em si, do interceptor, a vazão parasitária não é levada em consideração.

A contribuição pluvial parasitária deve ser determinada com base em medições locais. Inexistindo tais medições pode-ser adotar uma taxa que não deve superar 6 L/s.km de coletor contribuinte ao trecho em estudo. O valor adotado deve ser justificado.

3.6.3 Dimensionamento Hidráulico

3.6.3.1 Regime de escoamento

Para o dimensionamento hidráulico do interceptor tem sido utilizado o regime permanente e uniforme que são válidas para o dimensionamento isolado dos diversos trechos que compõem o interceptor. Entretanto, na análise geral, outras condições devem ser levadas em conta, tendo em vista a quebra de uniformidade da tubulação quando o escoamento passa de um para outro trecho, cujas características físicas são diferentes ou na chegada de outros coletores e/ou interceptores. Nesse caso, o escoamento deve ser analisado como sendo gradualmente variado e não uniforme e as transições entre trechos devem ser examinadas de modo a se evitar condições adversas, que podem ser classificadas em:

- Ressalto hidráulico – responsável pelo desprendimento de gases prejudiciais à estrutura do interceptor;
- Remanso hidráulico – alteração do escoamento pela elevação da lâmina d'água a montante.

O exame genérico de ambos os problemas revela que o ressalto hidráulico, fenômeno característico do regime torrencial, se manifesta em curta distância, não propagando seus efeitos para montante. Já o remanso, característico do regime fluvial, propaga-se a grande distância para montante. Observa-se então que, enquanto o ressalto torna-se um problema localizado, o remanso generaliza-se para todo o interceptor. Portanto, de um modo geral, em interceptores o remanso deve ser evitado, e quanto à formação de ressaltos, deve-se procurar minimizar seus efeitos (Araújo, 1977).

3.6.3.2 Declividade mínima

Cada trecho do interceptor deve ser dimensionado para escoar as vazões previstas no projeto. Para a vazão inicial, deve-se garantir uma tensão trativa média, não inferior a 1,5 Pa para se ter auto-limpeza do interceptor. A declividade que satisfaz esta condição para o coeficiente de Manning $n = 0,013$ é dada pela expressão aproximada:

$$I_{\min} = 0,00035 Q_i^{-0,47} \quad (4.10)$$

onde:

I_{\min} = declividade mínima do interceptor, em m/m;

Q_i = vazão inicial, em m³/s.

A utilização da tensão trativa média de 1,5 Pa, superior à da rede coletora (igual a 1,0 Pa), justifica-se pelo fato de que, essa tensão além de atender as condições da autolimpeza, irá diminuir a formação da película de limo nas paredes das tubulações e, conseqüentemente, a geração de sulfetos. Como os materiais dos interceptores são geralmente de concreto que são atacados pelo ácido sulfúrico, é de fundamental importância que os interceptores sejam projetados com tensão trativa igual ou maior que 1,5 Pa, para prevenir a formação de sulfetos.

3.6.3.3 Declividade máxima

A máxima declividade admissível é aquela para a qual se tenha velocidade de 5 m/s para o final do plano. A declividade máxima pode ser obtida pela seguinte expressão aproximada (para $n = 0,013$):

$$I_{\max} = 4,65 Q_f^{-2/3} \quad Q_f \text{ em L/s} \quad (4.11)$$

3.6.3.4 Velocidade crítica

Quando a velocidade final V_f é superior a velocidade crítica (V_C) a lâmina máxima admissível deve ser de 50% do diâmetro do tubo, assegurando-se a ventilação do trecho. A velocidade crítica é definida por:

$$V_c = 6\sqrt{gR_H} \quad (4.12)$$

onde:

- g = aceleração da gravidade, m/s²;
- R_H = raio hidráulico, em m;
- V_c = velocidade crítica, em m/s.

3.6.3.5 Lâmina d'água

A lâmina de água nas tubulações dos interceptores tem sido limitada a 85% do diâmetro da tubulação, para a vazão máxima final.

3.6.3.6 Controle do remanso

Após o dimensionamento dos trechos, deve-se proceder à verificação do comportamento hidráulico do interceptor e de seus órgãos complementares para as condições de vazão final acrescida da vazão de contribuição pluvial parasitária, bem como do remanso, pois dificilmente ocorrem situações onde o regime é permanente e uniforme com a superfície d'água paralela ao fundo da tubulação.

3.6.3.7 Traçado do Interceptor

O traçado do interceptor deve ser constituído por trechos retos em planta e em perfil. Em casos especiais podem ser empregados trechos curvos em planta. Recomenda-se para o ângulo máximo de deflexão em planta entre trechos adjacentes seja menor que 30°. Ângulos maiores devem ser justificados técnica e economicamente.

3.6.4 Condições Específicas a Serem Atendidas em Projeto

- Os efeitos de agitação excessiva devem ser sempre evitados, não sendo permitidos degraus e alargamentos bruscos. Quando necessário devem ser projetados dispositivos especiais de dissipação de energia e estudadas a formação de sulfetos, suas conseqüências e medidas de proteção do conduto e utilização de materiais resistentes à sua ação.
- As ligações ao interceptor devem ser sempre através de dispositivos especialmente projetados para evitar conflito de linhas de fluxo e diferença de cotas que resulte agitação excessiva.
- Devem ser estudados meios capazes de minimizar e mesmo eliminar a contribuição pluvial parasitária. As instalações finais devem ser dimensionadas para a capacidade total do sistema, acrescida da contribuição pluvial parasitária total ou parcial.

3.6.4.1 Poços de Visita

Em tubulações de grande diâmetro de coletores tronco, interceptores e emissários por gravidade, devem ser utilizados os poços de visita (PV). A Tabela 3.4 apresenta a distância máxima entre PVs em função do diâmetro do tubulação (Sabesp, 1999).

TABELA 3.4 – Distância máxima entre PVs. (Sabesp, 1999).

Diâmetro da tubulação (mm)	Distância máxima entre PVs (m)
<400	100
De 400 a 1200	120 150 (para condições hidráulicas favoráveis)
>1200	200

O diâmetro mínimo dos PVs deve ser (Sabesp, 1999):

- Para tubulações com diâmetro até 450 mm: diâmetro mínimo do PV igual a 1,0 m;
- Para tubulações com diâmetro de 500 mm a 600 mm: diâmetro mínimo do PV igual a 1,2 m;
- Para tubulações com diâmetros maiores que 600 mm, e nos PVs onde não houver contribuição, os PVs devem ter a parte inferior em concreto de 1,2m x 1,2m interno e chaminé com diâmetro de 1,2 m.

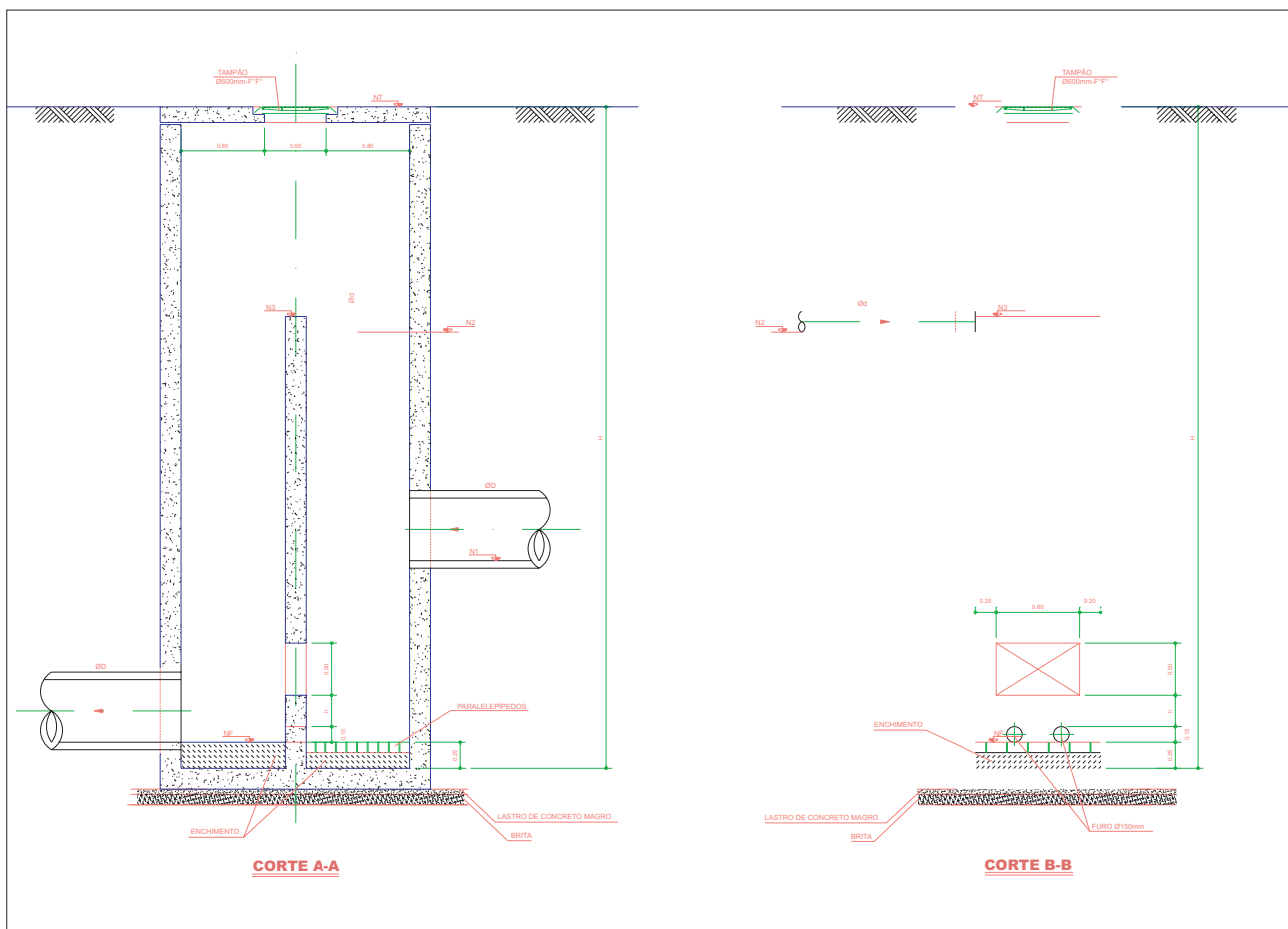
Desníveis entre a geratriz inferior interna da tubulação e o fundo do PV menores que 0,20m devem ser eliminados, aprofundando-se o trecho de montante. Desníveis maiores que 0,50m devem receber tubo de queda, exceto para diâmetros superiores a 300mm, caso em que deve ser projetado PV especial com dissipador de energia.

3.6.4.2 Dissipadores de Energia

Para as tubulações de esgoto com diâmetros maiores que 300mm, às vezes, torna-se necessários a dissipação de energia nos casos relacionados a seguir:

- Quando houver um desnível razoável entre a tubulação de montante e o de jusante;
- Quando a tubulação recebe contribuição de outros coletores em cota superior;
- Quando a declividade do terreno for maior que a máxima recomendada para se limitar a velocidade a 5m/s.

A Figura 3.7 apresenta um dissipador de energia que se utiliza de um colchão de água para amortecer a queda d'água da tubulação afluyente. Esse tipo de dissipador tem sido utilizado pela Sabesp nas interligações dos coletores tronco afluentes aos interceptores da Região Metropolitana de São Paulo.



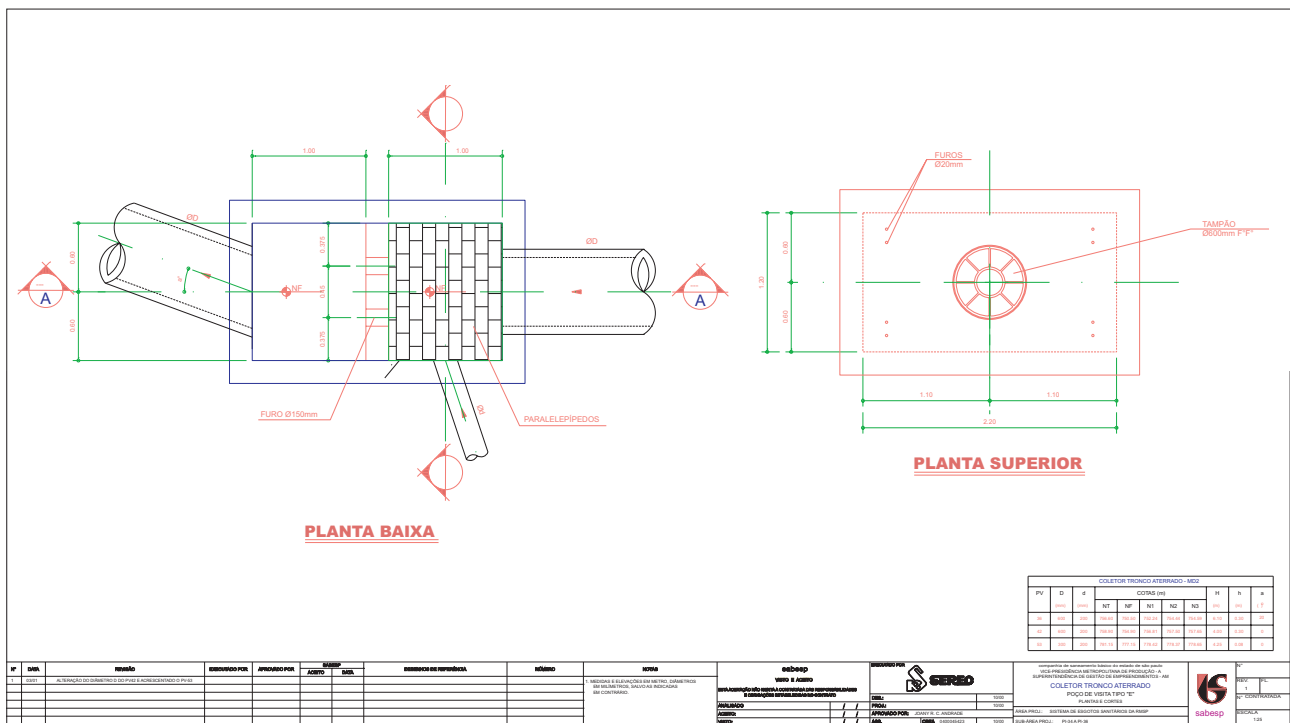


FIGURA 3.7 - Poço de visita com dissipação de energia. Fonte: Sabesp (2005).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, L.R. et al. **Sewage System Improvement by Operational Parameters Research. Water Environment & Technology.** Vol. 2, nº 12. December, 1990.

AMPI. **Revisão do Estudo de Concepção para o Sistema de Esgotos Sanitários de Tatuí.** Relatório R1. Volume I, Textos. Julho, 1993.

ARAUJO, R. **Projeto de Interceptores de Esgotos. Dimensionamento Hidráulico.** Seminário de Saneamento Básico, Curso de Pós-Graduação PHD-784. Escola Politécnica da USP. São Paulo, Novembro, 1977.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Redes Coletoras Esgoto Sanitário. NBR 9649, ABNT, Rio de Janeiro, Novembro, 1986.**

_____. **Projeto de Interceptores Esgoto Sanitário. NBR 12207, ABNT, Rio de Janeiro, Abril, 1992.**

AZEVEDO NETTO, J.M. **Contribuições Indevidas para a Rede de Esgotos.** Revista DAE, nº 120, 1979.

AZEVEDO NETTO, J.M. **Sistemas de Esgotamento Unitário e Separador.** Capítulo 2. Curso por Correspondência. Sistema de Coleta e Transporte de Esgotos Sanitários. CETESB. São Paulo, 1987.

LENS, P. et al. **Decentralised Sanitation and Reuse.** Concept. Systems and Implementation. IWA Publishing, 2001.

MELLO, G.S.L. **Investigação das Oscilações Diárias e Transientes de Vazão e Qualidade em Esgotos Urbano no Estado de São Paulo.** Relatório Científico. Instituto Mauá de Tecnologia. São Caetano do Sul, 2002.

METCALF & EDDY. **Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater.** McGraw-Hill. New York, 1981.

- PAULI, D.R. **Impacto das Vazões Incontroladas na Operação das Redes Coletoras de Esgotos Sanitários**. Dissertação de Mestrado. Universidade Mackenzie. São Paulo, 1998.
- SNIS - Serviços de Água e Esgotos. **Parte 1 – Texto. Visão Geral de Prestação de Serviços. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento**. Ministério das Cidades, Brasília, 2005.
- SABESP. **Projeto de Redes Coletoras de Esgotos**. Norma Técnica Sabesp NTS 025. São Paulo, Julho, 2006.
- SABESP. **Coletores-Tronco, Interceptores e Emissários por Gravidade**. Norma Técnica Sabesp NTS 026. São Paulo, Maio, 1999.
- SABESP. **Poços de Visita com Dissipação de Energia**. Projeto Tietê. Região Metropolitana de São Paulo, 2005.
- TCHOBANOGLIOUS, G.; SCHROEDER, E.D. **Water Quality: Characteristic, Modeling, Modifications**. Addison Wesley. London, 1985.
- TSUTIYA, M.T.; MACHADO NETO, J.G.O. **Tensão Trativa: Um Critério Econômico para o Dimensionamento das Tubulações de Esgoto**. Revista DAE N° 140.Vol. 45, Março, 1985.
- TSUTIYA, M.T.; KANASHIRO, W.H. **Arraste de Ar em Tubulações com Grande Declividade: Algumas Considerações Relacionadas ao Dimensionamento dos Coletores de Esgoto**. Revista DAE, N° 47, Vol. 148, Março, 1987.
- TSUTIYA, M.T.; ALEM SOBRINHO, P. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1999.
- TSUTIYA, M.T.; BUENO, R.C.R. **Contribuição de Águas Pluviais em Sistemas de Esgotos Sanitários. Estudo de Caso da Cidade de Franca, Estado de São Paulo**. 22º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Joinville, Santa Catarina, Setembro, 2003.
- VON SPERLING, M. **Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos**. Volume 1, 3ª Edição. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental. UFMG. Belo Horizonte, 2005.

4

Projeto Estrutural



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Insel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

PROJETO ESTRUTURAL

Mounir Khalil El Debs

4.1 TUBOS DE CONCRETO

4.1.1 Noções gerais sobre o comportamento estrutural de tubos enterrados

Assim como em outros tipos de estruturas de concreto, o projeto estrutural de tubos é, em geral, desenvolvido de forma a atender aos estados limites últimos e de serviços. As verificações destes estados limites são, normalmente, feitas a partir de esforços solicitantes (momento fletor, força cortante, força normal).

No caso dos tubos de concreto, existe certa dificuldade no cálculo dos esforços solicitantes, devido à complexidade na determinação das pressões do solo contra suas paredes.

As pressões do solo contra as paredes dos condutos enterrados dependem fundamentalmente da forma de sua instalação e do seu assentamento. O assentamento inclui a forma da base e condições de execução do aterro lateral junto à base.

Para se ter uma primeira noção da distribuição das pressões do solo sobre o tubo, pode-se dividir a forma de instalação em vala (ou trincheira) e em aterro (ou saliência).

Nos tubos instalados em vala, a tendência de deslocamento do solo da vala mobiliza forças de atrito que reduzem a carga que atua sobre o topo do tubo, o que corresponde a desviar a carga sobre o conduto para as suas laterais, como se mostra na Figura 4.1a.

Nos tubos instalados em aterro, pode ocorrer um aumento ou uma redução das forças atuantes sobre eles, em função da tendência de deslocamentos verticais relativos entre a linha vertical, que passa pelo seu centro, e a linha vertical, que passa pelas suas laterais. Na linha que passa pelo tubo, o deslocamento resulta da superposição das deformações da fundação, do tubo e do aterro sobre o tubo. Já na linha que passa pelas laterais, o deslocamento resulta da superposição das deformações da fundação e do aterro lateral. Pode ocorrer um aumento da resultante da carga sobre o coroamento do tubo, se nas laterais do mesmo houver uma tendência de deslocamento maior que na linha, que passa pelo centro do tubo (Figura 4.1b), ou uma redução, se ocorrer o contrário (Figura 4.1c). Neste último caso, que normalmente ocorre em tubos mais flexíveis, seria como se ocorresse um arqueamento desviando as pressões do solo para as laterais do tubo. A forma do assentamento do tubo tem um papel fundamental na distribuição das pressões que atuam nele.

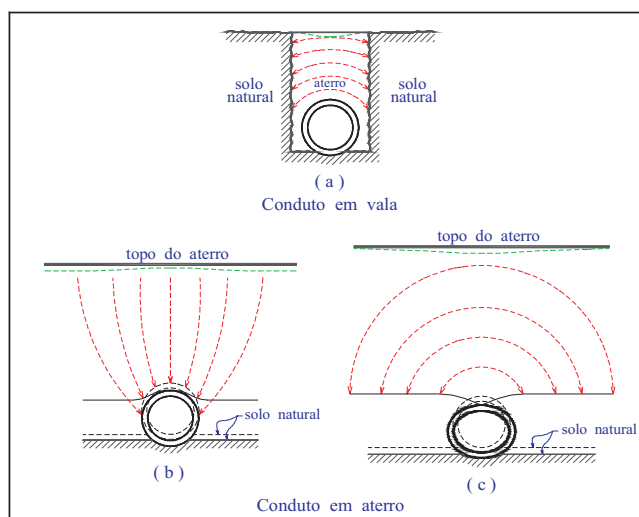


FIGURA 4.1 - Forma de instalação e fluxo das pressões do solo em condutos enterrados

Quando o tubo for assentado de forma a se promover um contato efetivo em uma grande região, a distribuição das pressões sob a base será mais favorável (Figura 4.2a). Caso contrário, ocorre tendência de concentrações de pressões e conseqüentemente de aumento significativo de momentos fletores na base do tubo (Figura 4.2b).

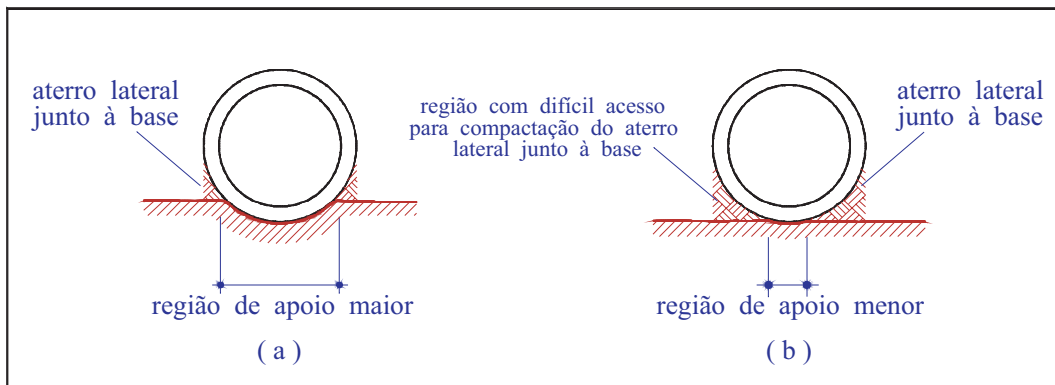


FIGURA 4.2 - Influência da forma de assentamento na distribuição das pressões junto à base

Outro aspecto importante é a compactação do solo junto à base do tubo. Dependendo do tipo de assentamento, pode-se ter melhores condições de realizar a compactação, como se observa na Figura 4.2a, e, portanto, maior confinamento lateral, conseqüente melhor distribuição de momentos fletores no tubo. Já no caso da Figura 4.2b, pode-se notar que praticamente não existem condições de compactar o solo junto à base. Assim, a distribuição dos momentos fletores será ainda mais desfavorável, devido à menor pressão lateral nas paredes do tubo.

Na Figura 4.3 está mostrada a distribuição de pressões que ocorre no tubo em aterro. Esta distribuição foi feita a partir de medidas experimentais, com um tratamento dos valores de forma a tornar simétrica a distribuição das pressões. A partir dessa figura e da Figura 4.2 fica mais fácil notar o efeito do assentamento do tubo na distribuição das pressões.

No caso mostrado na Figura 4.2a, as pressões na base são distribuídas em uma região maior e, naturalmente, de menor intensidade. Também as pressões agindo na lateral do tubo são maiores devido às melhores condições de compactação do solo. Por outro lado, no caso da Figura 4.2b, as pressões na base são distribuídas numa região menor e, portanto, de maior intensidade. Analogamente ao caso anterior, as pressões laterais são menores devido à dificuldade de compactação do aterro lateral junto à base. Portanto, os momentos fletores no tubo são mais desfavoráveis no caso da Figura 4.2b que no caso da Figura 4.2a.

Conhecida a distribuição de pressões nas paredes do tubo, o cálculo das solicitações (momentos fletores, força cortante e força normal) pode ser feito considerando o tubo como um anel. Por comodidade, procura-se trabalhar com distribuições de pressões que facilitem os cálculos. Existem na literatura técnica algumas indicações de distribuições idealizadas para cálculo. Uma dessas distribuições é apresentada na Figura 4.4. Mais uma vez, é possível observar, por esta distribuição, que os valores e a extensão das pressões na base são dependentes da região de contacto da base no apoio, relacionado com o ângulo ϕ_b e analogamente, as pressões laterais, relacionadas com o ângulo ϕ_a .

Outras distribuições de pressões para o cálculo dos esforços solicitantes têm sido propostas. Na Figura 4.5a é mostrada, em linhas gerais, a proposta de Olander, que segue uma distribuição radial. Já na Figura 4.5b é mostrada a proposta de Joppert da Silva, que indica uma pressão lateral que diminui à medida que se aproxima da base do tubo, como conseqüência da dificuldade de compactação do solo na lateral do tubo, junto à base.

Como se pode observar, a determinação das pressões sobre os tubos de concreto depende de vários fatores. A consideração de todos estes fatores de forma razoavelmente precisa seria extremamente complexa. Ainda mais quando se considerar a possível interação da estrutura com o solo.

A análise considerando todos estes efeitos só é possível, praticamente, a partir de métodos numéricos, como por exemplo, pelo método dos elementos finitos. Isto tornaria o projeto de tubos bastante complexo e pouco prático.

Assim, salvo casos excepcionais, emprega-se na prática um procedimento de projeto denominado de procedimento de Marston-Spangler.

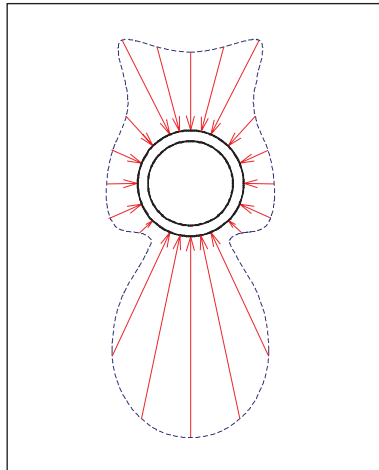


FIGURA 4.3 - Distribuição de pressões nos tubos de concreto

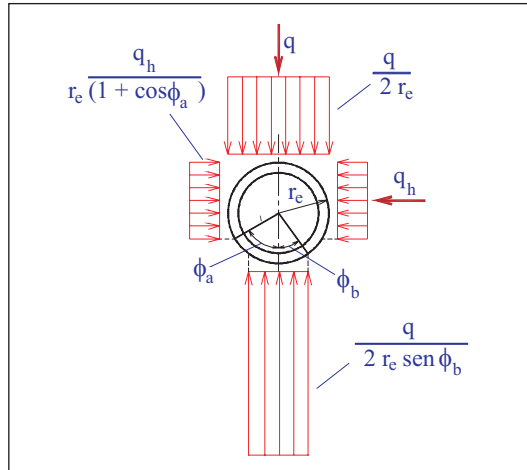


FIGURA 4.4 - Distribuição de pressões idealizada para cálculo dos esforços solicitantes

O desenvolvimento deste procedimento se iniciou com a publicação da primeira teoria para avaliação das ações do solo sobre condutos enterrados, por Marston, em 1913. Apesar de existirem estudos anteriores sobre tubos de concreto, esta é considerada a primeira publicação com uma teoria sobre o assunto.

Marston desenvolveu um modelo teórico para a avaliação das ações em tubos instalados em vala, e também um método de ensaio para

testar a resistência dos tubos de concreto. Posteriormente, ele, Spangler e Schlick, formularam uma extensão desta teoria, que deu origem ao procedimento Marston-Spangler, correntemente empregado até o presente.

Basicamente, o procedimento engloba: a) determinação da resultante das cargas verticais sobre os tubos; b) emprego de um fator de equivalência e c) ensaio padronizado para medir a resistência do tubo.

A determinação da resultante das cargas verticais sobre o tubo é feita a partir de formulação que depende basicamente do tipo de instalação do tubo.

Para o ensaio de resistência, normalmente, se emprega o ensaio de compressão diametral, conforme indicado na Figura 4.6.

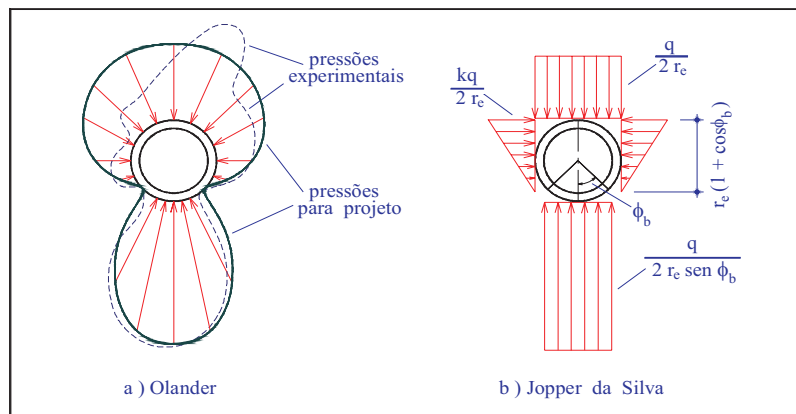


FIGURA 4.5 - Distribuição de pressões proposta por Olander e por Jopper da Silva para o cálculo de tubos circulares de concreto

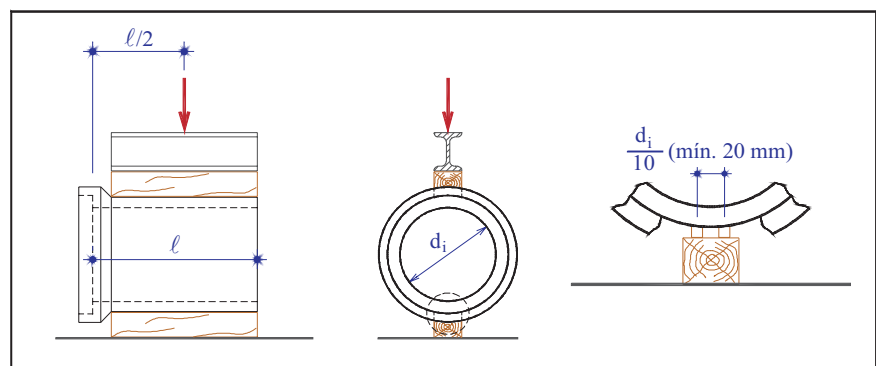


FIGURA 4.6 - Esquema de ensaio de compressão diametral de tubos de concreto

O fator de equivalência é a relação entre o máximo momento fletor resultante do ensaio de compressão diametral e o máximo momento fletor da situação real. Para algumas situações o fator de equivalência é determinado empiricamente, para outras, ele é determinado a partir do cálculo do momento fletor com a distribuição de esforços idealizada, apresentada na Figura 4.4. Este fator leva em conta, principalmente, a forma de assentamento do tubo, que inclui os procedimentos de execução da base e de compactação lateral adjacente ao tubo.

Assim, em linhas gerais, o tubo deve ser projetado para suportar uma situação prevista no ensaio de compressão diametral para uma força corresponde à resultante das cargas verticais sobre o tubo, dividida pelo fator de equivalência.

A especificação dos tubos é feita com o enquadramento destes em classes resistentes, com base na força a ser resistida no ensaio de compressão diametral.

4.1.1.2 Ações a considerar

As ações que podem atuar nos tubos enterrados são: a) peso próprio; b) carga do solo; c) pressões do fluido dentro do tubo; d) cargas produzidas por sobrecargas na superfície, em função da natureza do tráfego (rodoviário, ferroviário, aeroviário ou especial); e) ações por sobrecargas de construção; f) empuxos laterais produzidas pelo solo; g) ações produzidas por equipamento de compactação durante a execução do aterro; h) ações produzidas por cravação e i) ações produzidas durante o manuseio, o transporte e a montagem do tubo.

Nas situações definitivas, as ações normalmente consideradas são: a) carga do solo sobre o tubo, que depende do tipo de instalação, conforme foi comentado; b) as cargas produzidas por sobrecargas de tráfego e c) empuxo lateral, que depende do tipo de instalação e do assentamento.

Durante as situações transitórias ou de construção consideram-se também as ações do equipamento de compactação, para determinadas situações, e as forças de instalação no caso de tubos cravados. As demais ações são normalmente desprezadas nos projetos usuais.

4.1.1.3 Tipos básicos de instalações

As instalações podem ser enquadradas nos seguintes tipos básicos: a) vala (ou trincheira), b) aterro com projeção positiva, c) aterro com projeção negativa e d) cravação.

As características destes tipos de instalações são apresentadas a seguir:

Instalação em vala (ou trincheira) – o tubo é instalado em uma vala aberta no terreno natural e posteriormente aterrada até o nível original (Figura 4.7a).

Instalação em aterro com projeção positiva – o tubo é instalado sobre a base e aterrado de forma que a sua geratriz superior esteja acima do nível natural do solo (Figura 4.7b).

Instalação em aterro com projeção negativa – o tubo é instalado em vala estreita e pouco profunda, com o topo do conduto abaixo da superfície natural do terreno (Figura 4.7c).

Instalação por cravação (jacking pipe) – o tubo é instalado por cravação, mediante macacos hidráulicos. Detalhes do processo de instalação são apresentados no capítulo 11 e recomendações específicas são fornecidas na NBR 15319 Tubos de concreto, de seção circular, para cravação (Figura 4.7d).

Cabe destacar que existem variações destas formas básicas e que existe ainda a instalação em vala induzida ou imperfeita.

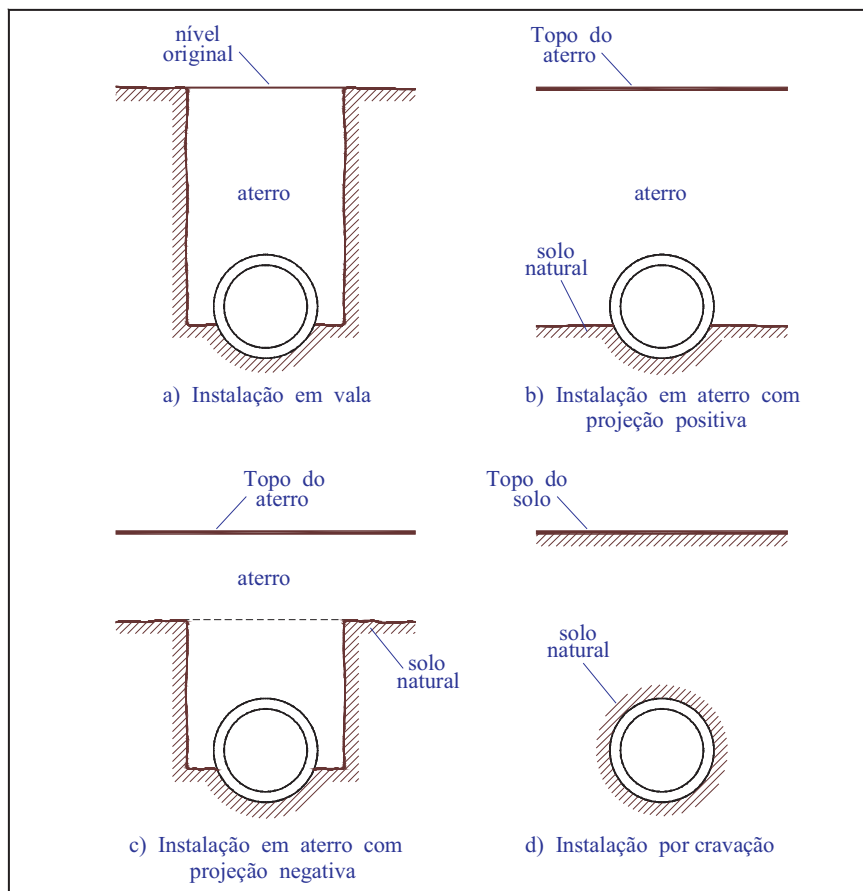


FIGURA 4.7 - Tipos básicos de instalação

A instalação em vala induzida ou imperfeita é aquela em que o tubo começa a ser instalado como tubo em aterro com projeção positiva. Após a colocação de parte do aterro, é escavada uma vala da largura do conduto e enchida com material bastante compressível (Figura 4.8). Devido à alta compressibilidade desta camada, haverá uma tendência de desvio das cargas sobre o tubo para as laterais, de forma a reduzir a resultante das pressões sobre o tubo. Este tipo de instalação é, normalmente, reservado para grandes alturas de aterro sobre o tubo.

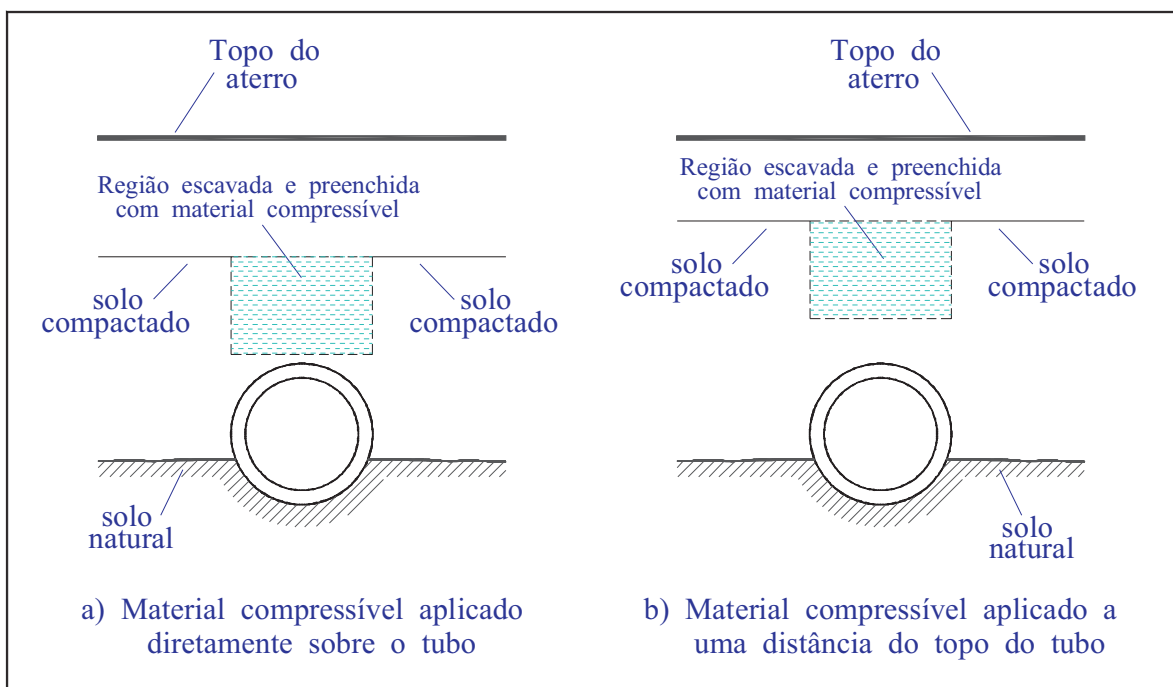


FIGURA 4.8 - Instalação em vala induzida

4.1.1.4 Características dos solos para cálculo das ações

Na determinação das pressões do solo sobre os tubos enterrados com o procedimento de Marston–Spangler são necessários os seguintes parâmetros:

γ - peso específico do solo;

μ - coeficiente de atrito interno do solo, em que ϕ é o ângulo de atrito do solo;

μ' - coeficiente de atrito do solo contra as paredes da vala, sendo ϕ corresponde ângulo de atrito;

k - coeficiente de empuxo do solo (empuxo ativo) ou coeficiente de Rankine, calculado em função do ângulo de atrito interno do solo com a expressão:

$$k = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.1)$$

$k\mu'$ - produto do coeficiente de empuxo do solo com o coeficiente de atrito do solo contra as paredes da vala;

$k\mu$ - produto do coeficiente de empuxo do solo com o coeficiente de atrito do solo.

Naturalmente, estes valores podem ser medidos e calculados de acordo com cada situação. No entanto, geralmente recorre-se às indicações para projeto fornecidas na Tabela 4.1. Conforme apresentado nesta tabela, para efeitos práticos, pode-se adotar $k\mu = k\mu'$

TABELA 4.1 – Características dos solos para projeto dos tubos

Tipo	Solo	$k\mu = k\mu'$	γ (kN/m ³)
1	Material sem coesão	0,192	19,0
2	Areia e pedregulho	0,165	17,6
3	Solo saturado	0,150	19,2
4	Argila	0,130	19,2
5	Argila saturada	0,110	21,0

4.1.2 Cálculo das cargas produzidas pelo solo

4.1.2.1 Preliminares

Neste item são apresentadas formulação e expressões para o cálculo da resultante das pressões verticais sobre os tubos instalados em vala e em aterro, com projeção positiva e negativa.

A dedução das expressões pode ser encontrada na literatura técnica, como por exemplo, em BULSON e em ESCOREL.

Não são tratados aqui os casos de instalações por vala induzida. As formulações para este caso também podem ser encontradas na literatura técnica, como por exemplo, em BULSON.

4.1.2.2 Instalação em vala

Em razão do processo construtivo, haverá nos condutos em vala uma tendência de movimentação relativa entre o prisma de solo sobre o conduto e o solo adjacente intacto, o que provocará o aparecimento de tensões de atrito e de coesão de sentido ascendente no prisma de solo sobre o conduto. Assim, a resultante das cargas q será o peso do solo acima do conduto menos a resultante dessas tensões tangenciais, que ocorrem nas faces da vala, conforme ilustra a Figura 4.9.

A força de atrito é determinada multiplicando a força produzida pela pressão horizontal do aterro sobre o solo natural pela tangente do ângulo de atrito entre os dois materiais, sendo esta força calculada multiplicando a força F produzida pela pressão vertical, pelo coeficiente de empuxo k .

A coesão é normalmente desprezada neste cálculo, pois seu efeito benéfico será efetivado depois de transcorrido certo tempo da execução do aterro. A partir destas hipóteses, deduz-se a expressão para o cálculo da resultante das cargas verticais sobre o conduto:

$$q = C_v \gamma b_v^2 \quad (4.2)$$

onde

$$C_v = \frac{1 - e^{-\alpha' \lambda_v}}{\alpha'} \quad (4.3)$$

sendo:

γ - peso específico do solo do aterro;

h_s - altura de terra sobre o plano que passa pelo topo do tubo (distância do topo do tubo até a superfície);

b_v - largura da vala;

e

$$\alpha' = 2k\mu' \quad \text{e} \quad \lambda_v = h_s / b_v$$

com

$k\mu'$ definido na seção 4.1.1.4.

Na Figura 4.10 é mostrada a variação do parâmetro C_v em função de h_s/b_v , para vários valores do coeficiente α' . Também está representada neste desenho, em linha tracejada, a situação em que não há nenhuma redução no peso do solo, o que permite visualizar a redução da carga vertical neste tipo de instalação de tubos.

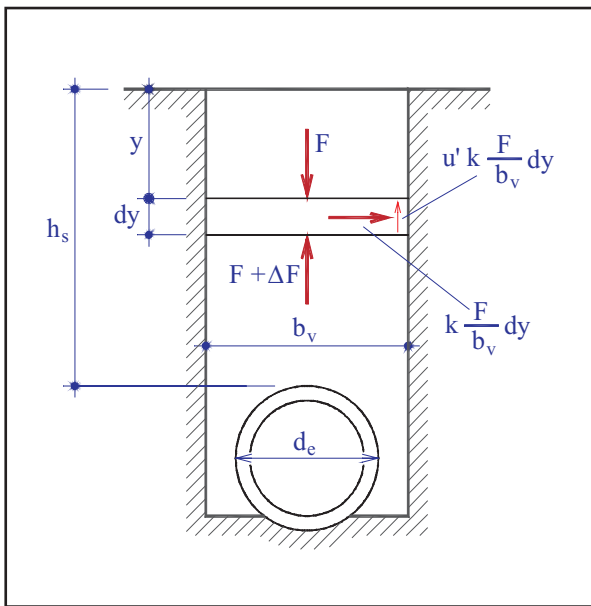


FIGURA 4.9 - Indicações sobre o modelo do comportamento em tubos instalados em vala

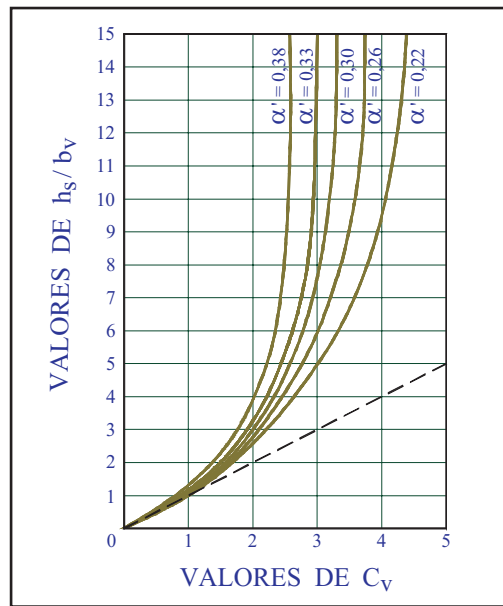


FIGURA 4.10 - Valores do coeficiente C_v

Quando o talude da vala é inclinado, a largura da vala é variável, crescendo à medida que se distancia do plano horizontal, que passa pelo topo do tubo. Para estes casos, pode-se considerar o valor da largura da vala b_v para o cálculo, a largura corresponde ao nível do topo do tubo, conforme mostrado na Figura 4.11a. Quando a inclinação do talude se inicia ao nível do topo do tubo, como mostra a Figura 4.11b e 4.11c, a largura b_v para cálculo é a largura da vala correspondente ao plano horizontal, que passa pelo topo do tubo.

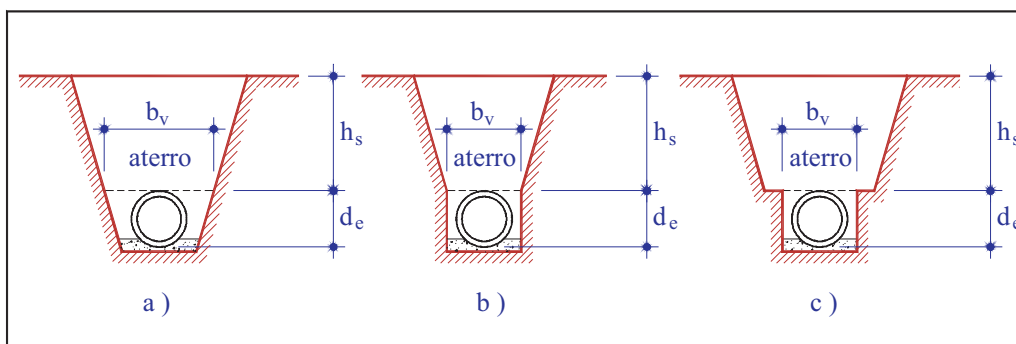


FIGURA 4.11 - Indicações para adoção da largura b_v para situações de vala com largura variável

Como se pode notar pela formulação, a resultante das cargas aumenta com a largura da vala b_v . Caso esta largura aumente muito, pode-se atingir uma situação em que a formulação apresentada deixará de ser válida, pois o comportamento não corresponde a uma instalação em vala e passa a corresponder ao de instalação em aterro. Assim, no cálculo dos tubos instalados em vala, a resultante das cargas não pode ultrapassar àquela correspondente a calculada com a formulação de instalação em aterro, a ser vista a seguir. Para estes casos, considera-se o menor dos valores da resultante.

4.1.2.3 Instalação em aterro com projeção positiva

No caso de tubo em aterro com projeção positiva também haverá uma tendência de movimentação relativa entre o prisma de solo sobre o conduto e o solo adjacente, o que provocará o aparecimento de tensões de atrito no sentido ascendente (aliviando o tubo) ou descendente (sobrecarregando o tubo). Esta tendência ocorre até o nível do chamado plano de igual recalque, que depende da deformabilidade do tubo, da compressibilidade do terreno de apoio do tubo e do solo natural e da compressibilidade do aterro construído, conforme ilustra a FIGURA 4.12.

A resultante das cargas verticais, deduzida a partir das mesmas hipóteses do caso anterior, pode ser colocada na forma:

$$q = C_{ap} \gamma d_e^2 \quad (4.4)$$

onde para $h_s < h_e$

$$C_{ap} = \frac{e^{\pm\alpha\lambda_{ap}} - 1}{\pm\alpha} \quad (4.5)$$

e para $h_s > h_e$

$$C_{ap} = \frac{e^{\pm\alpha\lambda_{ap}} - 1}{\pm\alpha} + (\lambda_{ap} - \lambda_{ep}) e^{\pm\alpha\lambda_{ap}} \quad (4.6)$$

com

$$\alpha = 2k\mu \quad \lambda_{ap} = h_s / d_e \quad \lambda_{ep} = h_e / d_e$$

O valor de h_e , que indica a posição do plano de igual recalque, é determinado a partir da expressão:

$$e^{\pm\alpha\lambda_{ep}} = \pm\alpha\lambda_{ep} \pm \alpha\rho r_{ap} + 1 \quad (4.7)$$

Os outros parâmetros que aparecem na formulação são:

r_{ap} - razão de recalque e expressa por

$$r_{ap} = \frac{(s_a + s_n) - (s_f + \Delta d_e)}{s_a} \quad (4.8)$$

e ρ é denominado de taxa de projeção, expresso por

$$\rho = \frac{h_a}{d_e} \quad (4.9)$$

sendo:

s_a - recalque do aterro de altura h_a adjacente ao do tubo;

s_n - recalque do terreno natural adjacente ao tubo;

s_f - recalque da fundação do tubo junto à sua geratriz inferior;

Δd_e - afundamento do tubo na direção vertical (variação diametral).

Os valores do parâmetro C_{ap} dependem do produto ρr_{ap} . Se este produto for positivo, haverá um acréscimo de carga sobre o tubo. Este acréscimo será maior quanto maior for o valor do produto. Neste caso, nas expressões para determinar o valor de C_{ap} e para calcular o plano de igual recalque, emprega-se o sinal mais (+). Por outro lado, se o produto ρr_{ap} for negativo, a carga vertical sobre o tubo será menor que o peso do prisma de solo acima do mesmo.

Esta redução será maior quanto maior for o produto em valor absoluto, até atingir a situação limite de vala completa. O sinal menos (–) deve ser empregado nas expressões para cálculo de C_{ap} e do plano de igual recalque. No caso particular desse produto ser nulo, a carga vertical sobre o tubo é igual ao peso do prisma de solo sobre o mesmo, ou seja, não haverá tendência de movimento entre o prisma de solo interno e o externo, e, neste caso, o plano de igual recalque passa pela geratriz superior do tubo.

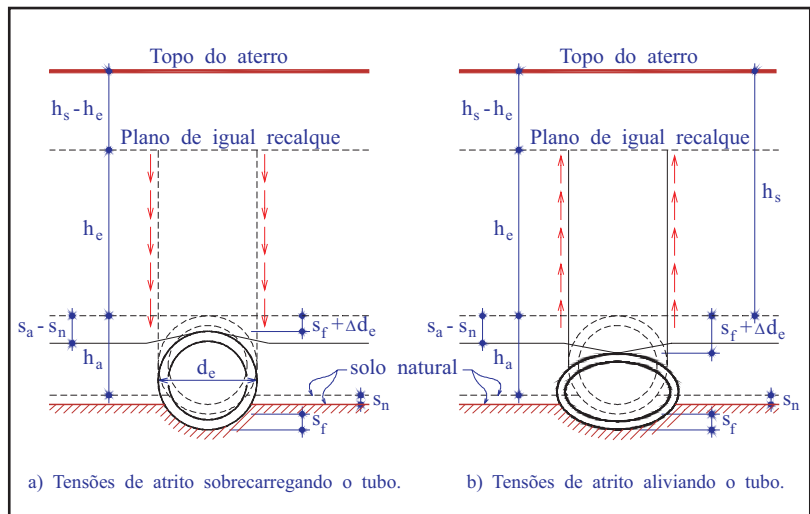


FIGURA 4.12 - Comportamento de tubos em aterro com projeção positiva

Apesar da razão de recalque r_{ap} ser uma grandeza possível de se calcular mediante a expressão (4.8), é mais prático considerar esta razão como fator empírico baseado em valores medidos em campo.

Os valores recomendados para o projeto de tubos de concreto para a razão de recalque estão apresentados na Tabela 4.2.

Observar que os valores recomendados são todos positivos, o que faz com que o sinal onde aparece o símbolo (+/-) nas expressões 4.5 a 4.7, para cálculo de C_{ap} e para cálculo do plano de igual recalque, seja mais (+) para todos os casos. Isto também implica que, para esses valores de razão de recalque, as resultantes das cargas sobre o tubo serão maiores que o peso do prisma de terra sobre o tubo.

TABELA 4.2 – Valores indicados para razão de recalque para tubos de concreto em aterro com projeção positiva

CONDIÇÃO	Faixa de valores	Valores recomendados pela ATHA [12]
Base rígida - rocha ou material pouco deformável	+1,0	+1,0
Base do tipo corrente - solo natural comum	+0,5 a +0,8	+0,5
Base sobre solo muito deformável – solo não bem compactado	0 a +0,5	+0,3

4.1.2.4 Instalação em aterro com projeção negativa

Os condutos em aterro com projeção negativa correspondem à situação intermediária entre os condutos em vala e os condutos em aterro com projeção positiva, conforme ilustra a Figura 4.13.

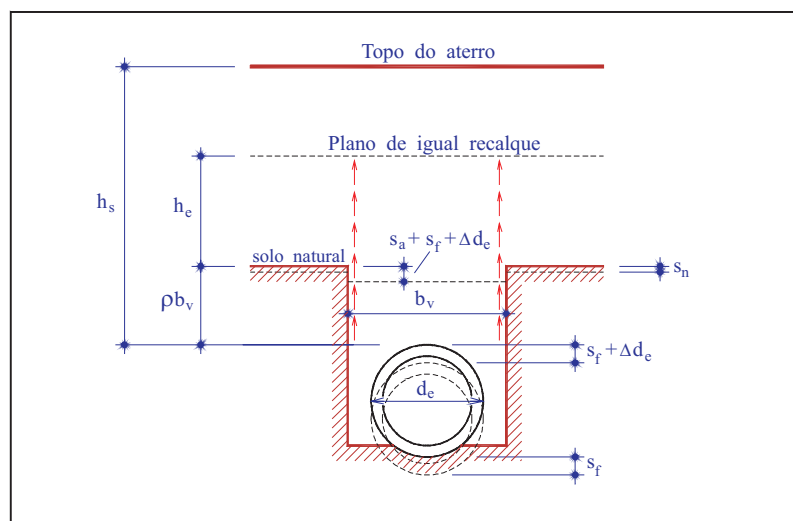


FIGURA 4.13 - Comportamento dos tubos em aterro com projeção negativa

A resultante das cargas verticais, deduzida a partir das mesmas hipóteses do caso anterior, pode ser colocada na forma:

$$q = C_{an} \gamma b_v^2 \quad (4.10)$$

onde para $h_s < h_e$

$$C_{an} = \frac{e^{\pm\alpha\lambda_{an}} - 1}{\pm\alpha} \quad (4.11)$$

e para $h_s > h_e$

$$C_{an} = \frac{e^{\pm\alpha\lambda_{an}} - 1}{\pm\alpha} + (\lambda_{an} - \lambda_{en}) e^{\pm\alpha\lambda_{an}} \quad (4.12)$$

com

$$\alpha = 2k\mu \quad \lambda_{an} = h_s / b_v \quad \lambda_{en} = h_e / b_v$$

O valor de h_e , que indica a posição do plano de igual recalque, é determinado a partir da expressão

$$e^{\pm\alpha\lambda_{en}} = \pm\alpha\lambda_{en} \pm\alpha\rho r_{an} + 1 \quad (4.13)$$

com a razão de recalque r_{an} é expressa por

$$r_{an} = \frac{s_a - (s_n + s_f + \Delta d_e)}{s_a} \quad (4.14)$$

e a taxa de projeção ρ expressa por

$$\rho = \frac{h_a}{b_v} \quad (4.15)$$

sendo:

- s_a - recalque do aterro de altura h_a adjacente ao do tubo;
- s_n - recalque do terreno natural adjacente ao tubo;
- s_f - recalque da fundação do tubo junto à sua geratriz inferior;
- Δd_e - afundamento do tubo na direção vertical (variação diametral).

Também neste caso o sinal mais (+) é utilizado quando a razão de recalque é positiva (sobrecarregando o tubo) e o sinal menos (-) é utilizado quando a razão de recalque é negativa (aliviando o tubo).

Neste caso, as poucas medidas que têm sido feitas indicam valores de -0,3 a -0,5, para a razão de recalque. Portanto, nas expressões para cálculo da resultante das cargas com as expressões (4.11) a (4.13) se utilizaria apenas o sinal menos (-).

4.1.2.5 Tubos instalados por cravação

Conforme indicação da ACPA, a resultante das pressões verticais em tubos instalados por cravação pode ser calculada com a expressão:

$$q = C_c \gamma b_c^2 - 2c C_c b_c \quad (4.16)$$

onde

$$C_c = \frac{1 - e^{-\alpha'\lambda_c}}{\alpha'} \quad (4.17)$$

e

$$\alpha' = 2k\mu' \quad e \quad \lambda_c = h / b_c$$

com

$k\mu'$ definido na seção 4.1.1.4.

sendo

γ - peso específico do solo do aterro;

c - coesão do solo acima do tubo;

b_c - largura do furo para cravação;

h_s - altura de terra sobre o tubo (distância do topo do tubo até a superfície).

Na tabela 4.3 são apresentados os valores sugeridos pela ACPA para a coesão do solo.

TABELA 4.3 – Valores da coesão para vários solos (ACPA)

Material	Coesão (kPa)
Argila	
Mole	2
Média	12
Rija	48
Areia	
fofa	0
Siltosa	5
Compacta	14

Obs.: valores convertidos do sistema de unidade usado nos EUA e arredondados

4.1.3 Cálculo das cargas produzidas por sobrecargas na superfície

4.1.3.1 Efeito de forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície

O efeito sobre os tubos de sobrecargas aplicadas na superfície é significativo para alturas de solo relativamente pequenas. Para um primeiro entendimento do efeito de um veículo passando na superfície sobre o tubo, é mostrada na Figura 4.14 (reproduzida de KRIZEK et al), a variação da pressão vertical sobre o tubo produzida por um eixo de um veículo. Este eixo é constituído de duas rodas pesando 72,6 kN, com área de contacto de 457 mm x 508 mm e distantes entre si de 1,83 m, em função da altura de solo sobre o tubo. Nota-se que o efeito desta ação decresce rapidamente com a profundidade. Encontra-se representado também, nesta figura, o efeito da carga do solo, admitindo que ele seja igual ao peso do prisma do solo acima do tubo e que tenha peso específico de 19,2 kN/m³. Considerando a soma dos dois efeitos, observa-se que a pressão total passa por um mínimo quando a altura de terra sobre o tubo é da ordem de 1,22 m (4 pés) e que para profundidades maiores o efeito da carga de do veículo diminui rapidamente.

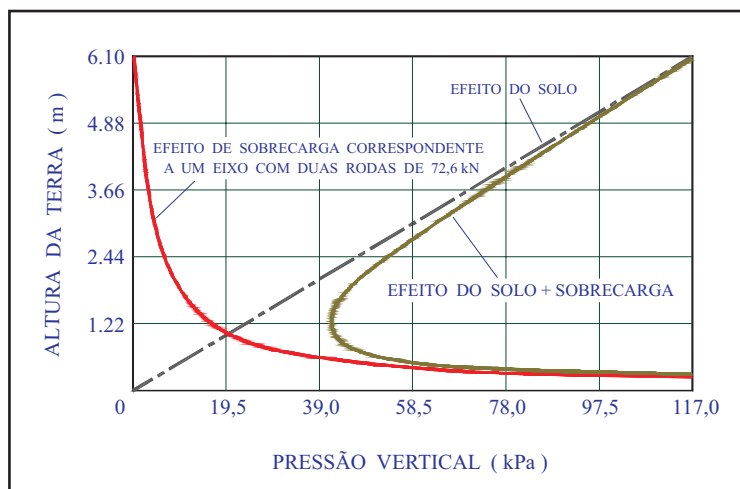


FIGURA 4.14 - Pressão vertical em tubo enterrado versus altura de terra sobre o plano horizontal que passa sobre o topo do tubo (KRIZEK et al)

O efeito de sobrecargas na superfície é normalmente proveniente do tráfego sobre a superfície de rolamento. Este efeito depende de vários fatores, entre eles o tipo de pavimento. No caso de pavimentos rígidos, existe uma maior distribuição das forças aplicadas sobre o pavimento. Por outro lado, pavimentos flexíveis distribuem menos as forças aplicadas na superfície de rolamento.

Se for considerada, entre outros fatores, a existência de camadas de material mais rígido e o comportamento não-elástico dos materiais, a determinação das pressões sobre o tubo causadas por sobrecargas aplicadas na superfície torna-se bastante complexa.

Uma primeira simplificação seria considerar o solo como material elástico, homogêneo e isótropo. As pressões de forças concentradas aplicadas em semi-espaço podem ser determinadas pela teoria de Boussinesq. No caso de forças verticais parcialmente distribuídas, as pressões verticais podem ser calculadas a partir da integração das equações de Boussinesq. Estas formulações são apresentadas na literatura técnica, como por exemplo, em VARGAS.

Uma abordagem mais simplificada e que, em geral, atende à maioria dos casos práticos, consiste em considerar que a pressão vertical, proveniente de forças aplicadas na superfície, se propague com um ângulo ϕ_0 com a vertical, conforme mostrado na FIGURA 4.15.

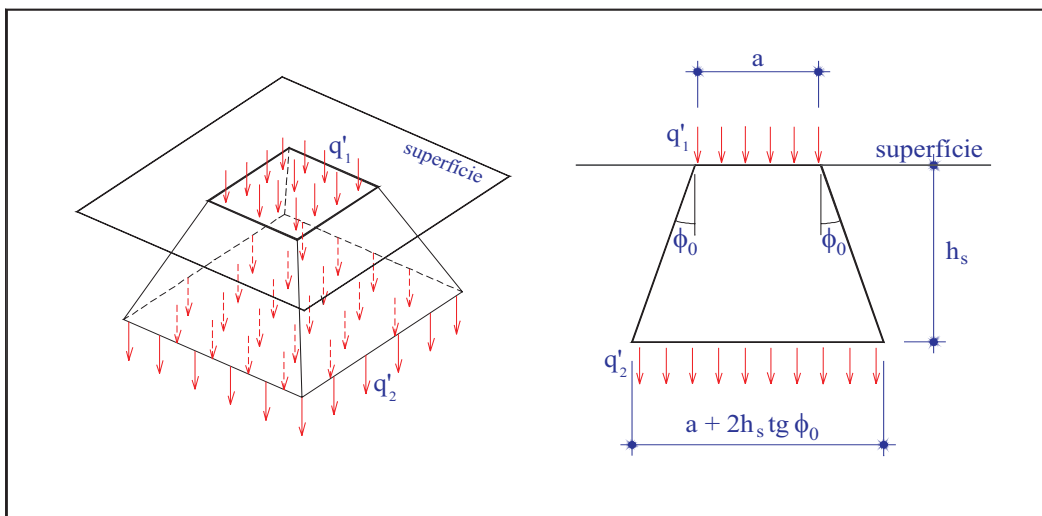


FIGURA 4.15 - Propagação de força parcialmente distribuída aplicada na superfície

O ângulo ϕ_0 varia entre 30° a 45° conforme a rigidez do solo. Será aqui utilizado o valor de 35° indicado pela ATHA.

Com base na Figura 4.16, pode-se determinar a pressão que uma força Q parcialmente distribuída na superfície, em um retângulo $a \times b$, exerce sobre o tubo, para o caso de $t = b + 1,4h_s > d_o$.

A uma altura de terra h_s do plano que passa pelo topo do tubo, a força Q é distribuída em uma área:

$$A = (a + 2h_s \text{tg} 35^\circ)(b + 2h_s \text{tg} 35^\circ) = (a + 1,4h_s)(b + 1,4h_s) \quad (4.18)$$

Desta forma, a pressão em um plano passando sobre o topo do tubo vale:

$$q' = \frac{Q}{(a + 1,4h_s)(b + 1,4h_s)} \quad (4.19)$$

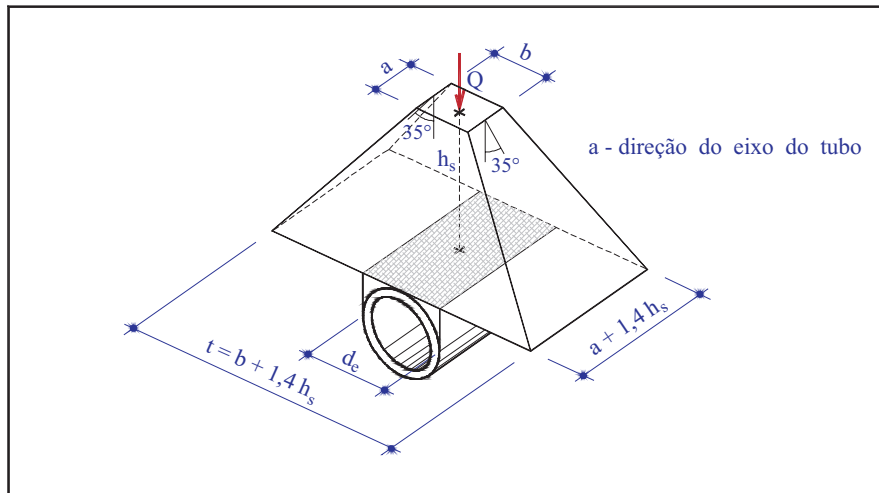


FIGURA 4.16 - Distribuição de pressões sobre o tubo devido à força Q aplicada na superfície

A resultante sobre a área projetada pelo tubo sobre o plano que passa pelo seu topo, por unidade de comprimento, vale:

$$q_m = q \cdot d_e \quad (4.20)$$

Portanto, esta resultante por unidade de comprimento do tubo será:

$$q_m = \frac{Q}{(a+1,4h_s)(b+1,4h_s)} d_e \quad (4.21)$$

Conforme foi visto, esta resultante está aplicada no topo do tubo. Tendo em vista que a referência para cálculo do tubo é a sua base, deve-se considerar ainda um espreadimento da resultante das pressões sobre o topo do tubo até um comprimento efetivo à distância de $3/4$ de d_e do topo tubo. Supondo que a distribuição ocorre com o mesmo ângulo ϕ_o , o comprimento efetivo resulta, conforme a Figura 4.17, em:

$$l_e = (a + 1,4h_s) + 1,4 \frac{3}{4} d_e = a + 1,4h_s + 1,05d_e \quad (4.22)$$

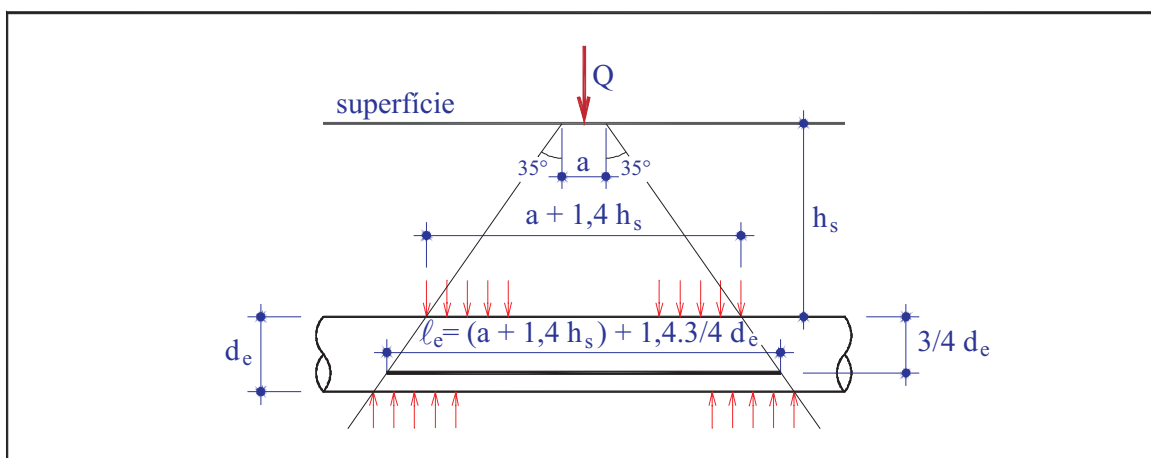


FIGURA 4.17 - Indicações para cálculo do comprimento efetivo

Considerando a situação geral em que estas sobrecargas na superfície correspondem a ações de tráfego, deve-se levar em conta o seu efeito dinâmico. Normalmente, este efeito dinâmico é considerado através de um coeficiente de impacto ϕ . Naturalmente, em se tratando de cargas estáticas, o coeficiente de impacto deve ser considerado igual a 1.

Assim, a expressão geral para o cálculo da resultante sobre o tubo por unidade de comprimento, incluindo a consideração do efeito dinâmico, vale:

$$q_m = \frac{\varphi Q}{(b+1,4h_s) \ell_e} \frac{d_e}{\ell_e} \quad (4.23)$$

Quando o valor de $t = b+1,4h_s$ for menor que d_e , como mostrado na FIGURA 4.18, o espriamento de Q não ultrapassa o diâmetro externo do tubo e, portanto, o efeito da sobrecarga incide na sua totalidade sobre o conduto. Desta forma, a resultante sobre o tubo vale:

$$q_m = \frac{\varphi Q}{\ell_e} \quad (4.24)$$

Quando atuar mais de uma força na superfície, pode ocorrer uma superposição dos efeitos dessas forças. Considerando duas forças com uma distância entre elas de c, conforme mostrado na Figura 4.19, haverá uma superposição dos seus efeitos a uma profundidade h_c . O seu valor vale:

$$h_c = c/1,4 \quad (4.25)$$

Considerando a mesma hipótese de distribuição das pressões, a uma profundidade $h_s > h_c$, ocorrerá, conforme mostrado na Figura 4.19, uma superposição dos efeitos das duas rodas com uma largura.

$$s = 1,4(h_s - h_c) \quad (4.26)$$

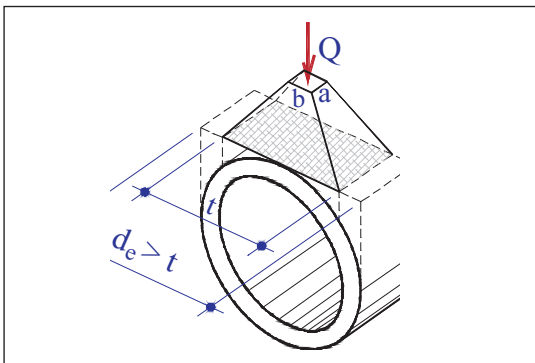


FIGURA 4.18 - Situação em que o diâmetro externo é maior que a largura da sobrecarga espriada

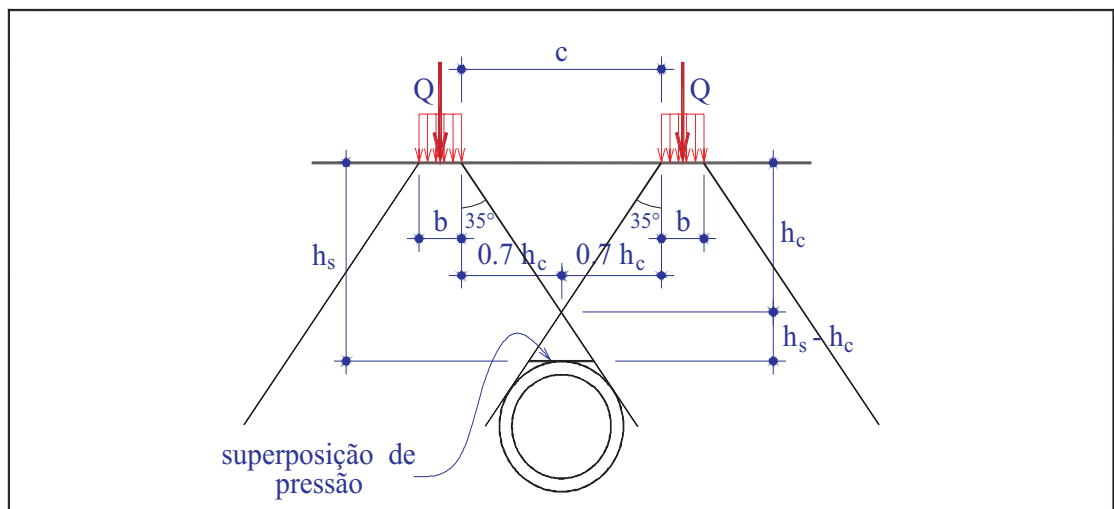


FIGURA 4.19 - Distribuição das pressões com duas forças supondo a mesma hipótese de distribuição para cada uma das forças

No entanto, com o espriamento das forças ocorre uma certa redução da pressão à medida que se afasta da linha vertical de aplicação da força. Assim, esta superposição pode ficar muito desfavorável.

Nestes casos, pode-se levar em conta a superposição do efeito das duas forças aplicadas na superfície considerando o efeito conjunto, supondo que as duas forças formem uma outra força fictícia aplicada em uma largura $b' = 2b+c$, conforme mostrado na Figura 4.20. Assim, tem-se uma força de intensidade $2Q$ atuando em uma área na superfície de $a \times b'$.

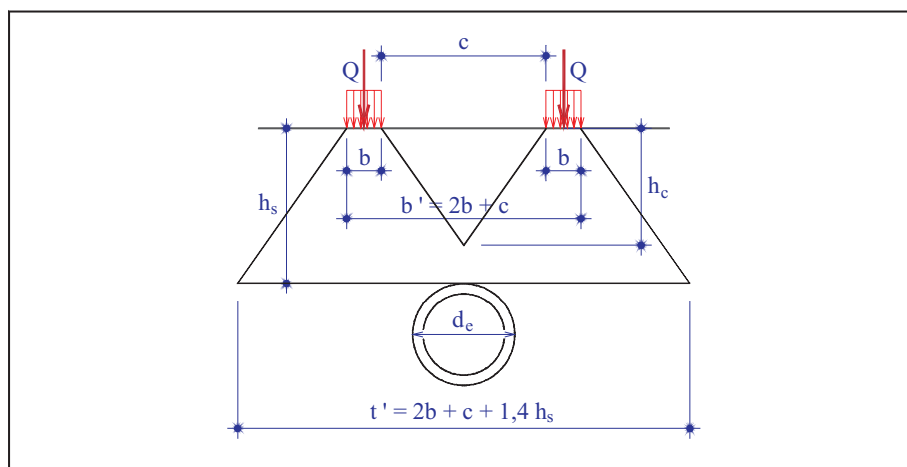


FIGURA 4.20 - Distribuição das pressões com superposição de efeitos de duas forças

Desta forma, a resultante sobre o tubo por unidade de comprimento, no caso de $h_s > h_c$, vale:

$$q_m = \frac{\varphi 2Q d_e}{t' \ell_e} \quad \text{para } d_e < t' \quad (4.27)$$

$$q_m = \frac{\varphi 2Q}{\ell_e} \quad \text{para } d_e > t' \quad (4.28)$$

sendo que:

$$b' = 2b + c$$

$$\ell_e = a + 1,4h_s + 1,05d_e$$

$$t' = b' + 1,4h_s = 2b + c + 1,4h_s$$

Este procedimento pode ser estendido para o caso de haver um número maior de forças parcialmente distribuídas, como por exemplo, 4 ou 6 forças.

Para prever efeitos localizados muito severos, recomenda-se uma altura mínima de terra h_s de 0,6 m para situação de tráfego normal. Para situações em que é previsto tráfego pesado, este limite deve ser objeto de recomendações específicas.

No caso de altura de terra h_s pequena pode ocorrer que as solicitações sejam críticas no coroamento do tubo. Entretanto, o procedimento apresentado parte de pressuposto que a região crítica é na base do tubo. Considerando que o coroamento passa a ser crítico, quando a força parcialmente distribuída - propagada até o plano horizontal, que passa pelo topo do tubo - se estende em um comprimento ao longo do eixo do tubo menor que seu diâmetro externo, pode-se determinar a altura de terra para este caso com a expressão:

$$h_{s,\text{lim}} = \frac{d_e - b}{1,4} \quad (4.29)$$

Assim, quando a altura de terra for maior que $h_{s,\text{lim}}$, vale a formulação apresentada. Caso contrário deve ser feita uma análise específica.

4.1.3.2 Sobrecargas rodoviárias

Para as sobrecargas provenientes do tráfego rodoviário, podem-se adotar as mesmas forças empregadas nos projetos das pontes.

No Brasil, as cargas para o projeto de pontes são regulamentadas pela NBR 7188, que divide as pontes rodoviárias em três classes, discriminadas as seguir:

- Classe 45: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total;
- Classe 30: na qual a base do sistema é um veículo tipo de 300 kN de peso total;
- Classe 12: na qual a base do sistema é um veículo tipo de 120 kN de peso total.

As pontes Classe 12 correspondem a situações com passagem restrita de veículos leves. Normalmente, este caso é reservado apenas para situações particulares. Assim, normalmente, são empregadas as Classes 45 e 30.

Na Tabela 4.4 apresentam-se o peso do veículo e os valores das forças distribuídas q e q' para pontes de Classes 45 e 30. A força distribuída q leva em consideração a ação de outros veículos mais afastados das zonas onde as forças produzem maiores esforços solicitantes. Já a força q' corresponde a sobrecargas nos passeios.

TABELA 4.4 – Pesos dos veículos-tipo e valores das forças distribuídas

Classe da ponte	Veículo-Tipo	Forças uniformemente distribuídas	
	Peso total	q (em toda a pista)	q' (nos passeios)
	kN	kN/m ²	kN/m ²
45	450	5	3
30	300	5	3

Na Tabela 4.5 e na Figura 4.21 são apresentadas as características dos veículos-tipo.

Considerando apenas o veículo-tipo, tem-se para as Classes 45 e 30 um conjunto de três eixos com duas rodas cada, o que resulta em seis rodas com o mesmo peso.

Será considerado o caso mais crítico, com o veículo trafegando na mesma direção do eixo da linha dos tubos. Considerando o efeito de três rodas alinhadas igualmente espaçadas de e , pode ocorrer uma superposição dos efeitos na direção do eixo da linha dos tubos a partir da profundidade:

$$h_{ct} = (e - a) / 1,4 \quad (4.30)$$

TABELA 4.5 – Características dos veículos-tipo rodoviários

Item	Unidades	Tipo 45	Tipo 30
Quantidade de eixos	Eixo	3	3
Peso total do veículo	kN	450	300
Peso de cada roda	kN	75	50
Área de contato da roda (1)	m ²	0,20 x 0,50	0,20 x 0,40
Distância entre eixos	m	1,50	1,50
Distância entre centros das rodas de cada eixo	m	2,00	2,00

1) A dimensão 0,20m da área de contacto é perpendicular à direção do tráfego do veículo

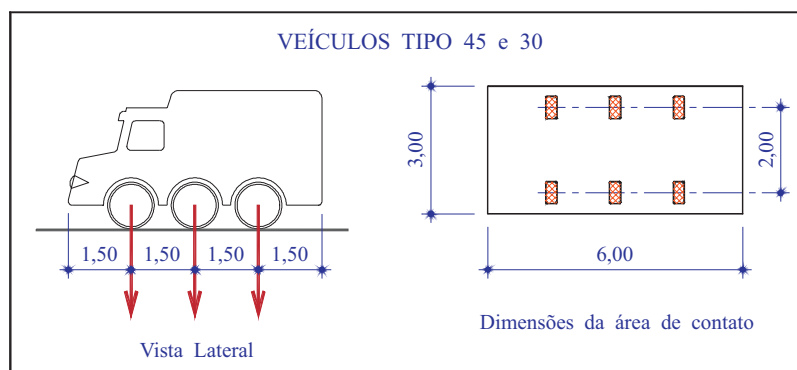


FIGURA 4.21 - Características dos veículos-tipo

E uma superposição na direção perpendicular ao eixo da tubulação a partir da profundidade:

$$h_{ct} = c / 1,4 \quad (4.31)$$

onde c é a distância entre duas forças distribuídas de rodas de um mesmo eixo. Nesta situação o comprimento efetivo resulta, conforme a Figura 4.22, em:

$$\ell'_e = a + 1,4h_s + 1,05d_e + 3,0m = \ell_e + 3,0m \quad (4.32)$$

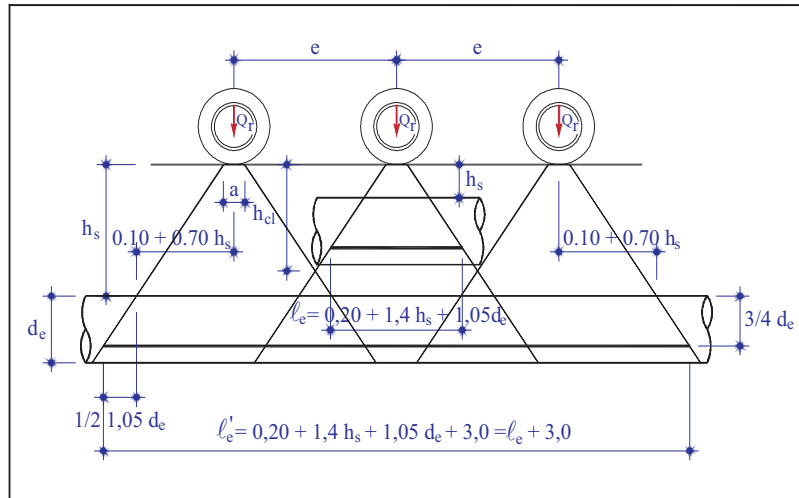


FIGURA 4.22 - Propagação das forças na direção do eixo da tubulação

Com base nessas considerações, podem ocorrer quatro situações:

- $h_s < h_{ct}$ e $h_s < h_{cl}$ - considera-se apenas o efeito de uma roda com a força Q_r
- $h_s < h_{ct}$ e $h_s > h_{cl}$ - considera-se apenas o efeito de três rodas com força total de $3Q_r$
- $h_s > h_{ct}$ e $h_s > h_{cl}$ - considera-se o efeito das seis rodas com a força total de $6Q_r$
- $h_s > h_{ct}$ e $h_s < h_{cl}$ - considera-se apenas o efeito de um eixo com duas rodas e força total de $2Q_r$

Em função das dimensões especificadas na norma, o último caso praticamente não ocorre.

No caso do veículo-tipo Classe 45, ocorre uma superposição do efeito de duas rodas de um mesmo eixo a partir de uma altura de terra de $h_{ct} = (2,0-0,5)/1,4=1,07m$ e uma superposição do efeito de mais de eixo a partir de altura $h_{cl} = (1,5-0,2)/1,4=0,93m$.

Assim, para o veículo-tipo Classe 45 as seguintes situações:

para $h_s < h_{cl}$

$$q_m = \frac{\varphi Q_r d_e}{t l_e} \quad (4.33)$$

para $h_{cl} < h_s < h_{ct}$

$$q_m = \frac{\varphi 3Q_r d_e}{t l'_e} \quad (4.34)$$

para $h_s > h_{ct}$

$$q_m = \frac{\varphi 6Q_r d_e}{t' l'_e} \quad (4.35)$$

com

$$Q_r = 75 \text{ kN}$$

$$l_e = 0,2m + 1,4h_s + 1,05d_e$$

$$t = 0,5m + 1,4h_s$$

$$l'_e = 0,2m + 1,4h_s + 1,05d_e + 3,0m = 3,2m + 1,4h_s + 1,05d_e$$

$$t' = 1,0m + 1,5m + 1,4h_s = 2,5 + 1,4h_s$$

No caso de veículo-tipo Classe 30, pode-se utilizar as mesmas expressões da Classe 45 com as seguintes particularidades:

$$h_{ct} = 1,14 \text{ m}$$

$$Q_r = 50 \text{ kN}$$

$$t = 0,4m + 1,4h_s$$

$$t' = 0,80m + 1,5m + 1,4h_s = 2,30m + 1,4h_s$$

Tendo em vista a possibilidade da força distribuída q de multidão ser mais desfavorável, pode-se considerar um valor mínimo de:

$$q_m = q d_e \quad (4.36)$$

onde

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

O valor do coeficiente impacto pode ser tomado, conforme indicações da ACPA, com a Tabela 4.6.

TABELA 4.6 – Coeficientes de impacto para tráfego rodoviário (ACPA)

Altura de cobrimento h_s (m)	ϕ
$\leq 0,30$	1,3
$\leq 0,60$	1,2
$\leq 0,90$	1,1
$> 0,90$	1,0

4.1.3.3 Outras sobrecargas

Dentre outros casos de sobrecargas de tráfego, merecem ser registrados os casos das sobrecargas ferroviárias e aviárias.

Para as sobrecargas ferroviárias pode-se recorrer a NBR 7188 Cargas móveis para o projeto estrutural de obras ferroviárias.

Essa norma estabelece quatro classes de trens-tipo que são relacionadas a seguir:

- TB-360 - para ferrovias sujeitas ao transporte de minério de ferro ou outros carregamentos equivalentes;
- TB-270 - para ferrovias sujeitas ao transporte de carga geral;
- TB-240 - para ser adotado somente na verificação de estabilidade e projeto de reforço de obras existentes;
- TB-170 - para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas ou suburbanas.

As características geométricas e os valores das cargas estão mostrados na Figura 4.23 e na Tabela 4.7.

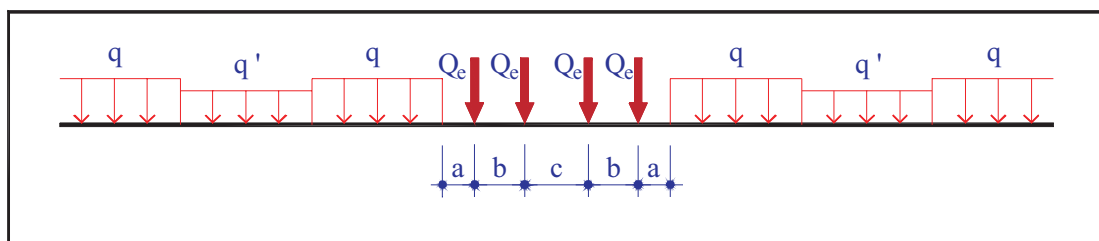


FIGURA 4.23 - Características das cargas ferroviárias

Q_e = peso por eixo

q e q' = forças distribuídas na via, simulando, respectivamente, vagões carregados e descarregados

TABELA 4.7 – Características dos trens-tipo e forças distribuídas ferroviárias

TB	Q_e (kN)	q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1,00	2,00	2,00
270	270	90	15	1,00	2,00	2,00
240	240	80	15	1,00	2,00	2,00
170	170	25	15	11,00	2,50	5,00

Normalmente, considera-se a sobrecarga ferroviária como uniformemente distribuída, tomando como referência a base da ferrovia a uma distância do topo dos trilhos de 0,5 m. Assim, a carga da locomotiva, bem como dos vagões, fica distribuída na faixa de largura $a=3,0$ m, conforme indicado na Figura 4.24.

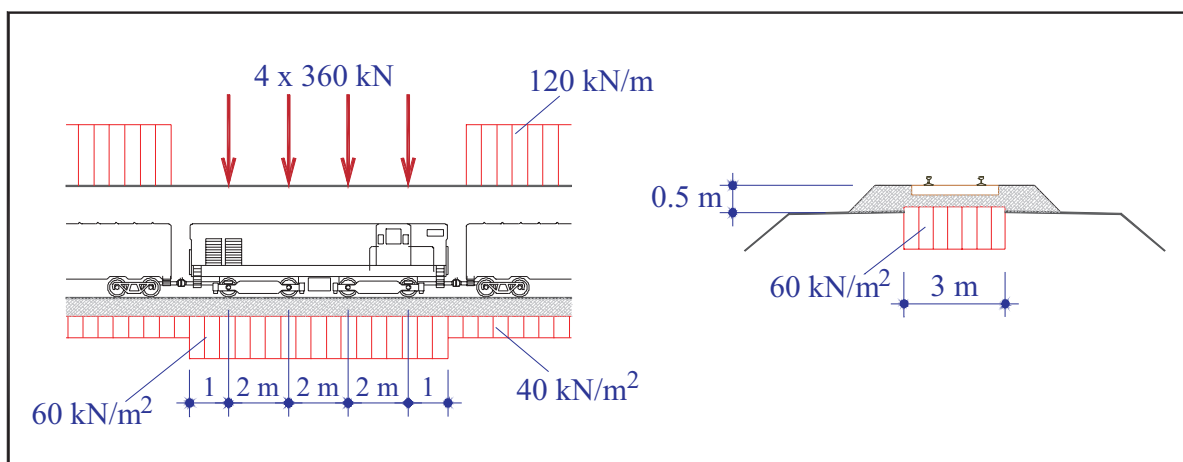


FIGURA 4.24 - Distribuição das forças para o TB-360

Desta forma, por exemplo para os TB 360, 270 e 240, pode-se considerar a locomotiva como carga parcialmente distribuída em uma área de projeção de $b=8,0$ m (na direção do tráfego) por 3,0 m.

Além do peso da locomotiva, deve-se considerar o peso de vagões carregados com a força q fornecida na Tabela 4.7. Para a superposição desta força com o peso da locomotiva, pode-se considerar a força q contínua na ferrovia e o peso da locomotiva descontado desta força.

No caso de linha de tubo cruzando ferrovia com linha simples, o cálculo do efeito da sobrecarga pode ser feito com as expressões:

$$q_m = \varphi \left[\frac{Q - qb}{(b + 1,4h_s)} + q \right] \frac{d_e}{\ell_e} \quad (4.37)$$

sendo

Q - peso da locomotiva (kN)

q - força distribuídas dos vagões carregados (kN/m)

$b = 8,0$ m

Para o caso de TB-360, tem-se o seguinte valor:

$$q_m = \varphi \left[\frac{480 \text{ kN}}{(8m + 1,4h_s)} + 120 \text{ kN/m} \right] \frac{d_e}{\ell_e} \quad (4.38)$$

No caso de linha dupla, é necessário verificar se existe superposição de efeitos delas sobre os tubos. O cálculo da resultante, considerando esta superposição, pode ser feito sem grandes dificuldades.

Para o valor do coeficiente de impacto para ferrovias pode empregar o valor recomendado pela ATHA:

$$\varphi = 1,4 - 0,1 (h_s - 0,5m) > 1,0 \quad (4.39)$$

No caso de sobrecarga devida a tráfego aeroviário, pode-se recorrer às indicações da ACPA, que fornece, em forma de tabela, os valores da carga sobre o tubo, para pavimento rígido ou flexível da pista. Pode-se também recorrer às indicações apresentadas em ZAILLER.

Para uma avaliação preliminar, apresenta-se na Tabela 4.8, o valor da carga q' em função da altura de cobertura fornecido pela ATHA. Com o valor de q' pode-se calcular a resultante q_m multiplicado o seu valor por d_e .

TABELA 4.8 – Pressão vertical com a profundidade para cargas aviárias (ATHA)

h_s (m)	q' (kN/m ²)				
	Aviões padronizados				
	900 kN (DC-9)	1800 kN (DC-8)	3500 kN (jumbo)	5500 kN	7500 kN
1,0	98	117,6	132,3	137,2	174
2,0	39,2	68,6	88,2	107,8	117,6
3,0	19,6	39,2	58,8	78,4	88,2
4,0	14,7	24,5	39,2	58,8	78,4
5,0	9,8	19,6	29,4	39,2	53,9
6,0	9,8	14,7	24,5	34,3	39,2
7,0	4,9	9,8	19,6	24,5	34,3
8,0	4,9	9,8	14,7	24,5	29,4
9,0	4,9	9,8	14,7	19,6	24,5
10,0	4,9	9,8	14,7	14,7	19,6
≥ 15,0	4,9	4,9	4,9	9,8	14,7

Interpolar para valores intermediários

Uma outra ação possível resulta da passagem de equipamento de compactação sobre o tubo, durante a fase construção do aterro. Normalmente, deve-se empregar equipamento de compactação pesado apenas quando a altura do solo sobre o topo do tubo ultrapassar 1,0 m. Indicações para o cálculo da resultante q_m em função do peso do rolo de compactação, do cobrimento de terra e do diâmetro externo do tubo são fornecidas pela ATHA.

Procura-se, em geral, planejar a compactação para que o efeito desta ação de caráter transitório não resulte em situação mais desfavorável que a situação definitiva, para a qual é projetado o tubo.

4.1.4 Fatores de equivalência

Os fatores de equivalência, conforme já adiantado, correspondem à relação entre o máximo momento fletor na base do tubo e o máximo momento fletor do ensaio de compressão diametral.

Este fator é utilizado para determinar a força de ensaio de compressão diametral que corresponde à resultante das cargas verticais, de forma a se ter os máximos momentos fletores iguais para as duas situações. Assim, dividindo a resultante das cargas verticais pelo fator de equivalência, obtém-se o valor da força do ensaio.

4.1.4.1 Tubos instalados em vala

O assentamento dos tubos instalados em vala pode ser dividido conforme exposto a seguir (adaptado de ZAILLER e SPLANGER).

a) **Bases condenáveis ou Classe D** são aquelas em que os tubos são assentados com pouco ou nenhum cuidado, não se tendo preparado o solo para que a parte inferior dos tubos repouse convenientemente, e deixando de encher os vazios do seu redor, ao menos parcialmente, com material granular (Figura. 4.25) - **Fator de equivalência = 1,1**.

b) **Bases comuns ou Classe C** são aquelas em que os tubos são colocados no fundo das valas, com cuidado ordinário, sobre fundação de terra conformada para adaptar-se, perfeitamente, à parte inferior dos tubos, em uma largura de no mínimo igual a 50% do diâmetro externo; sendo a parte restante envolvida, até uma altura de, pelo menos, 15 cm acima da geratriz superior daqueles, por material granular, colocado e socado a pá, de modo a preencher os vazios (Figura 4.26) - **Fator de equivalência = 1,5**.

c) **Bases de primeira classe ou Classe B** são aquelas em que os tubos são completamente enterrados em vala e cuidadosamente assentes sobre materiais de granulação fina, propiciando uma fundação convenientemente conformada à parte inferior do tubo, em uma largura de pelo menos 60% do diâmetro externo. A superfície restante dos tubos é envolvida, inteiramente, até a altura mínima de 30 cm acima da sua geratriz superior, com materiais granulares colocados a mão, de modo a preencher todo o espaço periférico. O material de enchimento deve ser bem apilado, em camadas de espessura não superior a 15 cm (Figura 4.27) - **Fator de equivalência = 1,9**.

d) **Bases de concreto ou Classe A** são aquelas em que a face inferior dos tubos é assente num berço de concreto, com $f_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$ ¹ e cuja espessura, sob o tubo, deve ser no mínimo 1/4 do diâmetro interno, e estendendo-se verticalmente, até 1/4 do diâmetro externo (Figura 4.28) - **Fator de equivalência = 2,25 a 3,4**, dependendo do tipo de execução e da qualidade de compactação de enchimento.

A Tabela 4.9 resume os valores indicados para cada tipo de base.

TABELA 4.9 – Valores de fatores de equivalência para instalação em vala

Bases de concreto ou Classe A	2,25 a 3,4
Base de primeira classe ou Classe B	1,9
Base comum ou Classe C	1,5
Base condenável ou Classe D	1,1

Como pode ser observado, no caso da base de concreto, existe uma faixa que depende do tipo de execução e qualidade de compactação do enchimento. Valores mais detalhados para este tipo de base são apresentados pela ATHA. Na FIGURA 4.29 estão indicados os valores dos coeficientes de equivalência para várias configurações de base de concreto.

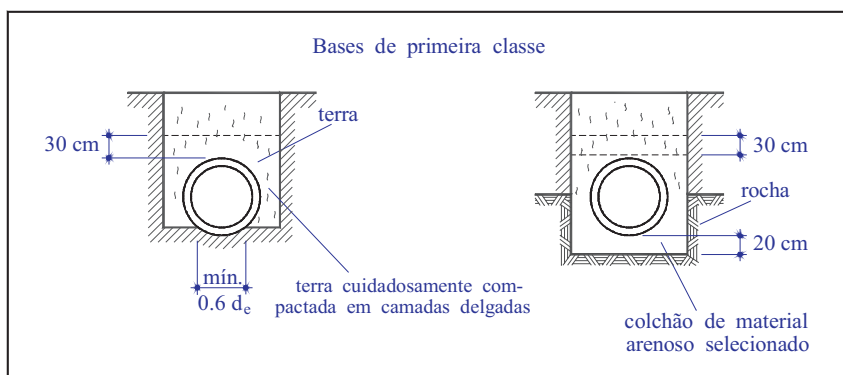


FIGURA 4.25 - Bases Condenáveis ou Classe D - tubos instalados em vala

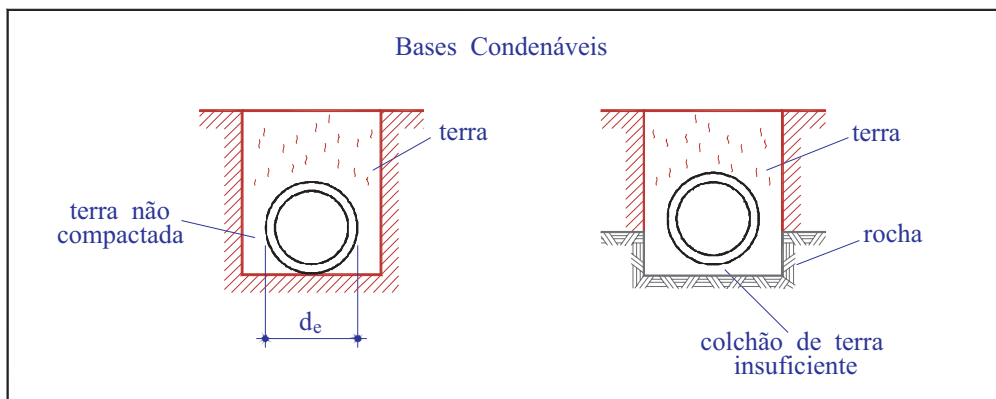


FIGURA 4.26 - Bases Comuns ou Classe C - tubos instalados em vala

1.1.1 ¹ Este valor de resistência está sendo ajustado às condições atuais, a partir do valor de 14 MPa encontrado na bibliografia

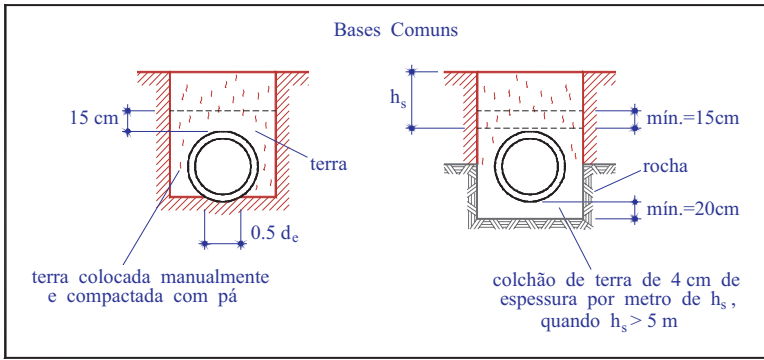


FIGURA 4.27 - Bases de primeira classe ou Classe B - tubos instalados em vala

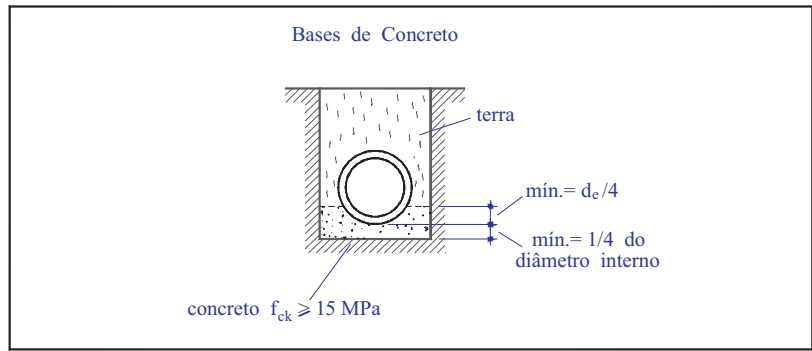


FIGURA 4.28 - Bases de concreto ou Classe A - tubos instalados em vala

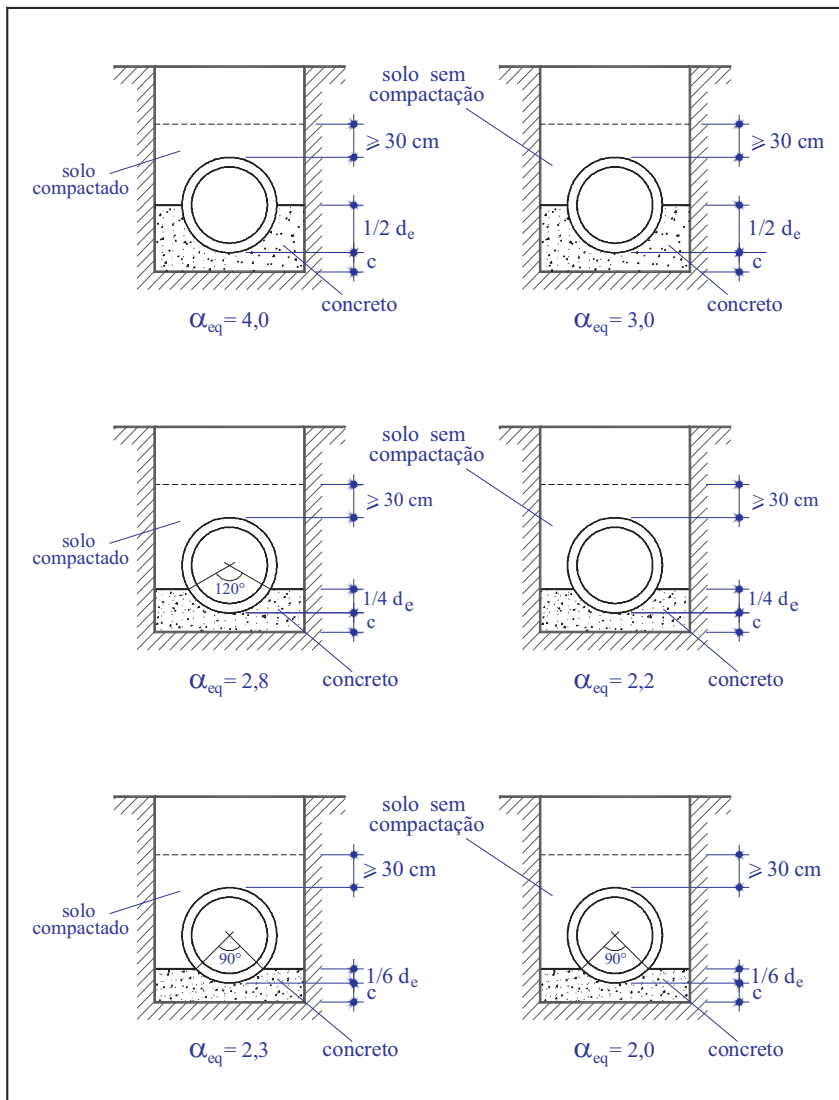


FIGURA 4.29 - Fatores de equivalência para configurações de bases de concreto para tubos em vala (ATHA)

4.1.4.2 Tubos instalados em aterro com projeção positiva

Para os tubos em aterro com projeção positiva, o fator de equivalência também depende fundamentalmente das condições da base e da compactação do solo lateral. Neste caso, também as bases estão classificadas em quatro tipos, cujas características estão descritas a seguir (adaptado de SPANGLER).

a) **Bases condenáveis ou Classe D** são aquelas em que os tubos são assentados com pouco ou nenhum cuidado para conformar a base à parte inferior do tubo ou em relação ao enchimento dos espaços sob e adjacente ao tubo (Figura 4.30).

b) **Bases comuns ou Classe C** são aquelas em que os tubos são colocados com cuidados normais, em fundação de solo conformado ao fundo do tubo, abrangendo pelo menos 10% de sua altura, e sendo a superfície restante do tubo preenchida por material granular, que encha completamente os espaços sob e adjacente ao tubo (Figura 4.31).

c) **Bases de primeira classe ou Classe B** são aquelas em que os tubos são assentados com cuidado sobre material de granulometria fina, formando uma fundação de terra que é cuidadosamente conformada à parte inferior do tubo em pelo menos 10% de sua altura total, com aterro ao redor dos tubos executados em camadas perfeitamente compactadas, de espessura não superior a 15 cm até 30% de sua altura, acima do topo (Figura 4.32).

d) **Bases de concreto ou Classe A** são aquelas em que a face inferior do tubo é assentada em berço de concreto com $f_{ck} \geq 15 \text{ MPa}^2$, com espessura mínima sob o tubo de um 1/4 do diâmetro interno e se estendendo aos lados com uma altura mínima a partir da geratriz inferior do tubo de um 1/4 do diâmetro externo. O berço deve ser concretado sem juntas horizontais de construção (Figura 4.33).

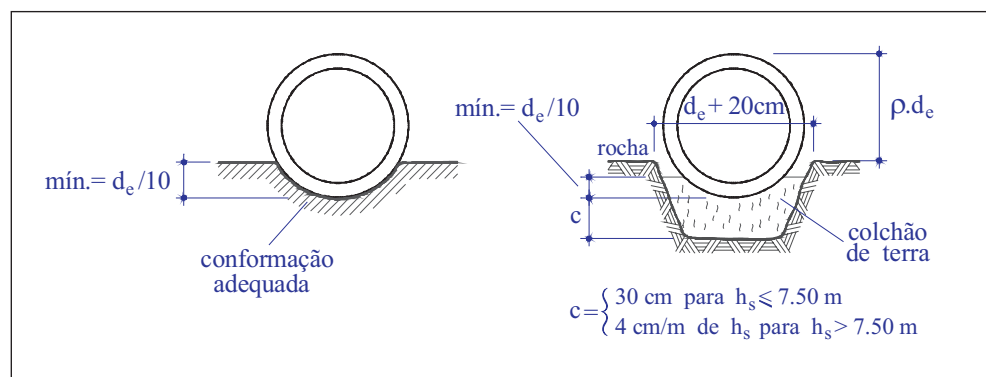


FIGURA 4.30 - Bases Condenáveis ou Classe D - tubos em aterro com projeção positiva

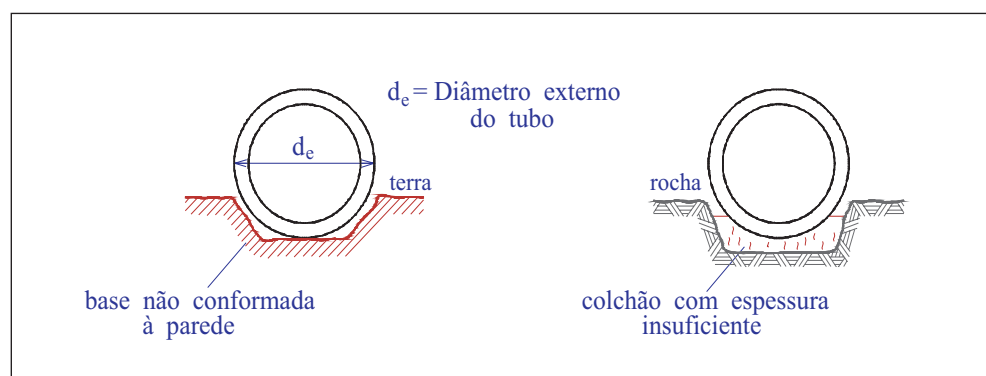


FIGURA 4.31 - Bases Comuns ou Classe C - tubos em aterro com projeção positiva

1.1.2² Valor ajustado às condições atuais, conforme justificativa apresentada.

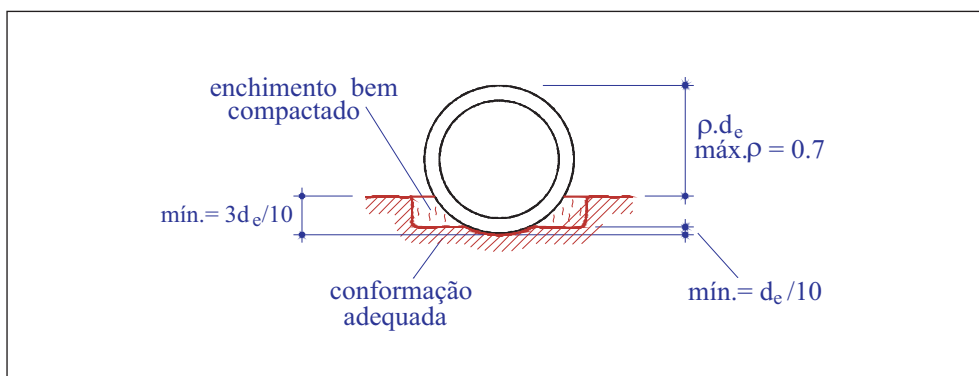


FIGURA 4.32 - Bases de primeira classe ou Classe B - tubos em aterro com projeção positiva

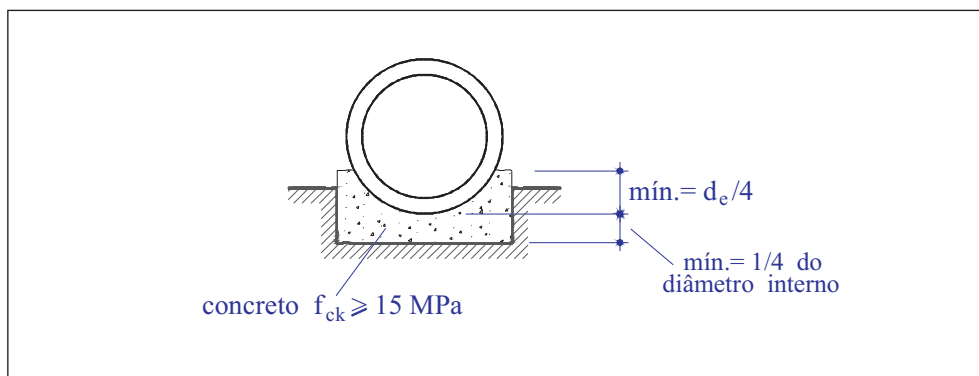


FIGURA 4.33 - Bases de concreto ou Classe A - tubos em aterro com projeção positiva

O fator de equivalência de tubos circulares para os tubos em aterro com projeção positiva é determinado pela seguinte expressão:

$$\alpha_{eq} = \frac{1,431}{\eta - \theta\chi} \quad (4.40)$$

sendo η parâmetro que depende da distribuição das pressões na base, que por sua vez depende do tipo de base. O seu valor pode ser adotado conforme a Tabela 4.10

TABELA 4.10 - Valores de η

Classe da base	A	B	C	D
η	0,505	0,707	0,840	1,310

O parâmetro χ depende da área em que a pressão lateral atua. O seu valor é função da taxa de projeção ρ e do tipo de base. Na Tabela 4.11 estão indicados os valores deste parâmetro.

TABELA 4.11 - Valores de χ

ρ	Valores de χ em função dos tipos de bases	
	Base de concreto (Classe A)	Outros tipos de base (Classes B, C e D)
0	0,150	0
0,3	0,743	0,217
0,5	0,856	0,423
0,7	0,811	0,594
0,9	0,678	0,655
1,0	0,638	0,638

O parâmetro θ é a relação entre a resultante das pressões laterais e a resultante das cargas verticais. O seu valor pode ser determinado pela expressão:

$$\theta = \frac{\rho k}{C_{ap}} \left(\frac{h_s}{d_e} + \frac{\rho}{2} \right) \leq 0,33 \quad (4.41)$$

onde

ρ - taxa de projeção;

k - coeficiente de empuxo;

C_{ap} - coeficiente de Marston para instalação em aterro com projeção positiva;

h_s - altura do aterro;

d_e - diâmetro externo.

4.1.4.3 Tubos instalados em aterro com projeção negativa

Conforme proposto em ZAILDLER, para as aplicações práticas e a favor da segurança, os fatores de equivalência para os tubos em aterro com projeção negativa podem ser tomados iguais aos tubos em vala. No entanto, se puder contar com condição de execução favorável, com qualidade de compactação capaz de mobilizar empuxos laterais, pode-se determinar os fatores de equivalência com as mesmas indicações dos tubos salientes com projeção positiva, com o coeficiente de empuxo $k = 0,15$.

4.1.4.4 Tubos instalados por cravação

O valor do fator de equivalência para tubos instalados por cravação varia de 2,0 a 3,0. Conforme a ACPA, quando houver preenchimento de espaço entre o tubo e o furo com graute e, portanto, um contacto efetivo no contorno do tubo, o valor de 3,0 pode ser empregado.

4.1.5 Determinação da classe do tubo

4.1.5.1 Cálculo da força correspondente ao ensaio de compressão diametral

A força correspondente ao ensaio de compressão diametral vale:

$$F_{ens} = \frac{(q + q_m)}{\alpha_{eq}} \quad (4.42)$$

onde:

q - a resultante das cargas verticais do solo;

q_m - resultante das sobrecargas, em geral de tráfego, multiplicadas pelo coeficiente de impacto, quando for o caso;

α_{eq} - fator de equivalência, conforme definido na seção 4.1.4.

4.1.5.2 Coeficiente de segurança

Os coeficientes de segurança normalmente empregados são:

$\gamma_t = 1,0$ para a *carga de fissura (trinca)*;

$\gamma_r = 1,5$ para a *carga de ruptura*.

A *carga de fissura (trinca)* corresponde à força no ensaio de compressão diametral que causa uma ou mais fissuras com abertura 0,25 mm e de 300 mm comprimento, ou mais. Esta condição corresponde ao estado limite de fissuração inaceitável.

A carga de ruptura corresponde à máxima força que se consegue atingir no ensaio de compressão diametral. Esta condição corresponde ao estado limite último de ruína do tubo.

Desta forma, a expressão para determinar a força no ensaio de compressão diametral pode ser colocada na forma:

$$F_{ens} = \frac{(q + q_m)}{\alpha_{eq}} \gamma \quad (4.43)$$

onde γ é o coeficiente de segurança, apresentado anteriormente.

4.1.5.3 Especificação da classe

A partir do valor da carga de fissura (trinca) e da carga de ruptura no ensaio de compressão diametral, pode-se especificar o tubo a partir da Tabela 4.12 com as classes dos tubos em função das forças.

Naturalmente, na especificação do tubo deverá ser adotada a classe correspondente à força igual ou superior àquela que resulta do cálculo, devendo atender tanto a carga mínima de fissura (trinca) como a carga mínima de ruptura.

TABELA 4.12 – Cargas mínimas de trinca e de ruptura (NBR 8890)

DN (di)	Água pluvial								Esgoto sanitário					
	Carga mín. fissura kN/m				Carga mín. ruptura kN/m				Carga mín. fissura kN/m			Carga mín. ruptura kN/m		
Classe	PA1	PA2	PA3	PA4	PA1	PA2	PA3	PA4	EA2	EA3	EA4	EA2	EA3	EA4
300	12	18	27	36	18	27	41	54	18	27	36	27	41	54
400	16	24	36	48	24	36	54	72	24	36	48	36	54	72
500	20	30	45	60	30	45	68	90	30	45	60	45	68	90
600	24	36	54	72	36	54	81	108	36	54	72	54	81	108
700	28	42	63	84	42	63	95	126	42	63	84	63	95	126
800	32	48	72	96	48	72	108	144	48	72	96	72	108	144
900	36	54	81	108	54	81	122	162	54	81	108	81	122	162
1000	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
1100	44	66	99	132	66	99	149	198	66	99	132	99	149	198
1200	48	72	108	144	72	108	162	216	72	108	144	108	162	216
1500	60	90	135	180	90	135	203	270	90	135	180	135	203	270
1750	70	105	158	210	105	158	237	315	105	158	210	158	237	315
2000	80	120	180	240	120	180	270	360	120	180	240	180	270	360
Carga diametral de fissura/ruptura kN/m														
Qd	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
<p>(1) Carga diametral de fissura (trinca) ou ruptura é a relação entre a carga de fissura (trinca) ou ruptura e o diâmetro nominal do tubo.</p> <p>(2) Outras classes podem ser admitidas mediante acordo entre fabricante e comprador, devendo ser satisfeitas as condições estabelecidas nesta Norma para tubos de classe normal. Para tubos armados, a carga mínima de ruptura deve corresponder a 1,5 da carga mínima de fissura (trinca).</p>														

4.1.6 Dimensionamento da armadura

4.1.6.1 Materiais

O concreto e a armadura devem atender as especificações da NBR 8890 - Tubos de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários e da NBR 15319 - Tubos de concreto, de seção circular, para cravação.

O concreto deve ser dosado para ter características compatíveis com o processo de execução do tubo e ser objeto de controle de qualidade adequado à produção de componentes pré-fabricados.

Um dos aspectos que precisa ser considerado na dosagem é a durabilidade, em função das condições do uso do elemento. Neste sentido, devem ser atendidos os valores máximos de relação água/cimento e valores mínimos de consumo de cimento estabelecidos pelas normas vigentes.

Normalmente, o valor mínimo da resistência característica do concreto à compressão é 25 MPa. Segundo a ACPA, os valores típicos das resistências características à compressão variam entre 28 MPa a 42 MPa. Deve-se destacar que as recomendações para o projeto dos tubos da ASCE e da ACPA, apresentadas nesta seção, são fruto de experiências com resistência de concreto nesta faixa.

Os aços para a armação de tubos de concreto devem atender às especificações dos aços para concreto armado, conforme as normas vigentes sobre o assunto.

A armadura dos tubos de concreto pode ser na forma de fios, barras e telas soldadas. A utilização de tela soldada apresenta uma série de vantagens para a armação de tubos de concreto.

As principais são: a) redução do tempo da mão-de-obra com o corte, curvamento e colocação e amarração da armadura, em relação ao processo convencional; b) redução do consumo de aço na ordem de 20%, devido à diferença da resistência de escoamento do aço da tela soldada e com o aço da armadura CA-50, normalmente empregado nos outros casos; c) melhores condições de posicionamento na colocação da armação e de manutenção deste posicionamento durante o processo de moldagem; d) boas condições de aderência devido à armadura transversal soldada, tanto com fios lisos como com fios corrugados, o que possibilita melhores condições de atendimento à carga de fissura (trinca); e) melhor acabamento devido aos diâmetros relativamente finos dos fios empregados, de forma que os tubos armados com telas soldadas proporcionam paredes mais lisas.

4.1.6.2 Cobrimento da armadura

Um das principais finalidades do cobrimento da armadura nas peças de concreto é a proteção química, que está relacionada com a proteção da armadura contra corrosão, conseqüentemente, com a durabilidade da peça.

Os fatores de maior influência na proteção da armadura contra a corrosão são o valor do cobrimento e a qualidade do concreto, tendo em vista o ataque de agentes agressivos externos. Esta qualidade está relacionada, entre outros fatores, com a quantidade de cimento, a relação água/cimento e o adensamento do concreto.

No caso de tubos de concreto armado devem ser ponderados dois aspectos. Por um lado, as condições de agressividade do ambiente, que são bastante severas no caso de tubos de esgoto sanitário. Por outro lado, a qualidade do concreto é bastante boa devido à dosagem e condições de execução do concreto. Devido a estas particularidades, os cobrimentos da armadura de tubos são objetos de recomendações específicas.

Os cobrimentos mínimos da armadura para os tubos circulares de concreto armado, de acordo com a NBR 8890 - Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários, estão apresentados na Tabela 4.13.

TABELA 4.13 – Cobrimento mínimos da armadura em tubos de concreto NBR 8890

	$d_i \leq 600$ mm		$d_i > 600$ mm	
	Interno	Externo	Interno	Externo
Cobrimento	20 mm	15 mm	30 mm	20 mm

No caso de tubos instalados por cravação, o cobrimento mínimo interno é de 30 mm e o cobrimento mínimo externo é de 20 mm.

4.1.6.3 Diretrizes para o dimensionamento das paredes do tubo

O dimensionamento das paredes dos tubos consiste basicamente em calcular a armadura para atender aos estados limites.

Normalmente, as armaduras são calculadas para o estado limite último por solicitações normais (momento fletor e força normal). Ainda com relação ao estado limite último, deve ser feita a verificação a resistência à força cortante. Necessita também ser verificado o estado limite de serviço, correspondente ao limite de abertura de fissuras.

De acordo a NBR 6118, o dimensionamento e as verificações devem ser feitos minorando as resistências dos materiais. Os coeficientes de minoração são os especificados as seguir:

- Coeficiente de minoração da resistência do concreto – 1,4 em geral.
- Coeficiente de minoração da resistência do aço – 1,15 em geral.
- Se empregado um rigoroso controle de execução, o coeficiente de minoração da resistência do concreto pode ser reduzido para 1,3.

Cabe destacar que serão apresentadas algumas indicações para o dimensionamento de origem americana, cujos coeficientes de ponderação das resistências são diferentes dos estabelecidos pela NBR 6118. Para estes casos são fornecidos os valores recomendados junto às expressões utilizadas.

4.1.6.4 Esforços solicitantes para dimensionamento

Conforme já foi adiantado, utilizando o procedimento de Marston-Spangler, o tubo deve ser dimensionado para as solicitações que decorrem do ensaio de compressão diametral.

O comportamento estrutural dos tubos submetidos a forças uniformemente distribuídas ao longo do seu eixo é idealizado como um elemento tipo barra. Desta forma, os esforços solicitantes correspondentes ao ensaio são calculados como um anel submetido a duas forças diametralmente opostas, como mostrado na Figura 4.34.

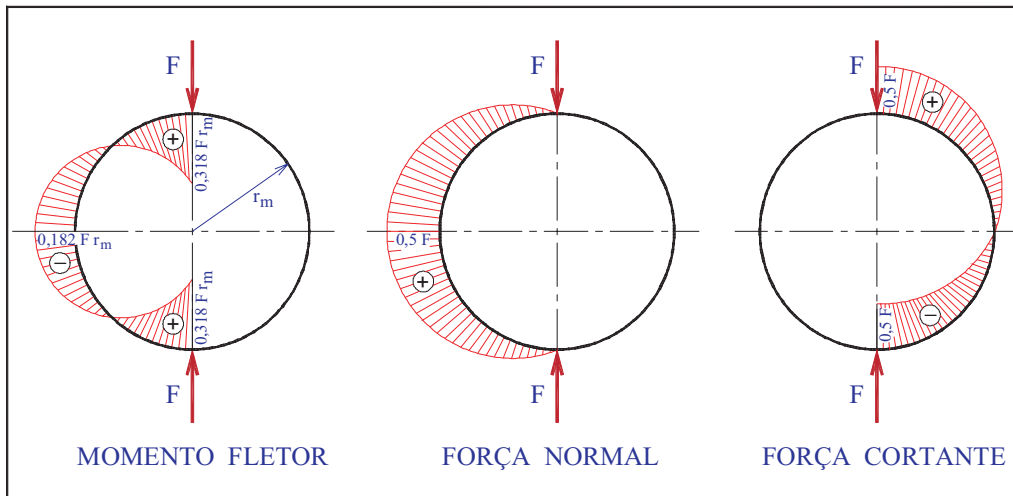


FIGURA 4.34 - Esforços solicitantes produzidos por duas forças diametralmente opostas

O dimensionamento é feito considerando duas seções de referência: a seção do coroamento ou da base, onde são aplicadas as forças, e as seções do flanco, que estão defasadas de 90° com as duas anteriores. Os esforços solicitantes para estas duas seções de referência estão apresentados na Tabela 4.14.

TABELA 4.14 – Esforços solicitantes no coroamento e no flanco para duas forças F diametralmente opostas em anel com raio médio r_m

Seção	M	N	V
Coroamento	$0,318 F r_m$	0	$0,5 F$
Flanco	$-0,182 F r_m$	$0,5 F$	0

Obs.: o raio médio vale $r_m = (d_e + d_i)/4$

Considerando que a força aplicada no coroamento, no ensaio de compressão diametral, não é concentrada e que existe uma propagação até a superfície média do tubo, o diagrama de momento fletor junto ao ponto de aplicação fica arredondado, conseqüentemente ocorre uma redução do momento fletor do pico. Para estimar a redução do momento fletor nesse ponto pode-se considerar uma espessura do tubo de 1/10 do diâmetro médio, o que corresponde a 1/5 do raio médio e propagação da força até a superfície média do tubo com um ângulo de 45°. Com estas considerações, pode-se calcular o momento fletor para força distribuída em um trecho de $0,10 d_m$. Desta forma, o momento fletor no coroamento passa de $0,318 F r_m$ para $0,293 F r_m$, ou seja, uma redução de aproximadamente 8% no momento fletor do pico do diagrama.

O tubo está sujeito ainda a solicitações devido ao manuseio, armazenamento, transporte e montagem. As solicitações destas situações transitórias dependem da forma e o cuidado com que elas são realizadas. Normalmente, estas solicitações não são consideradas no projeto dos tubos. No entanto, existem indicações de armaduras mínimas que serão tratadas na seção 4.1.6.7.

4.1.6.5 Arranjos da armadura

Os arranjos da armadura nos tubos de concreto armado normalmente são:

- a) armadura circular simples (Figura 4.35);
- b) armadura circular dupla (Figura 4.36).

A armadura circular simples é utilizada para tubos de diâmetros pequenos, até, em geral, com 1,0 m de diâmetro interno. Tendo em vista que a área da armadura é constante em torno da parede do tubo e que a solicitação mais desfavorável é a com tração na face interna, coloca-se a armadura principal excentricamente em relação à superfície média da parede, conforme mostrado na Figura 4.37. Com esta excentricidade procura-se atender ao momento fletor no coroamento e ao momento fletor e força normal no flanco. Naturalmente, a posição da armadura deve atender também ao cobrimento mínimo especificado.

A posição do centro de gravidade da armadura principal em relação à face interna do tubo, d'_{int} em geral, varia de $0,35h$ a $0,5h$.

A armadura circular dupla é utilizada para diâmetros internos iguais ou superiores a 0,80m. As armaduras são dispostas de forma a atender aos cobrimentos mínimos interno e externo especificados, conforme mostrado na Figura 4.38. A área da armadura interna, calculada para atender o momento fletor no coroamento, é maior que a área da armadura externa, calculada para atender ao momento fletor e a força normal no flanco.

Existe ainda o arranjo da armadura em forma de elipse e o arranjo com armadura dupla, com a área da seção transversal da armadura não constante ao longo do perímetro do tubo. Para estes dois casos, a posição para o assentamento do tubo deve ser especificada. Estes dois arranjos não são usuais no Brasil.

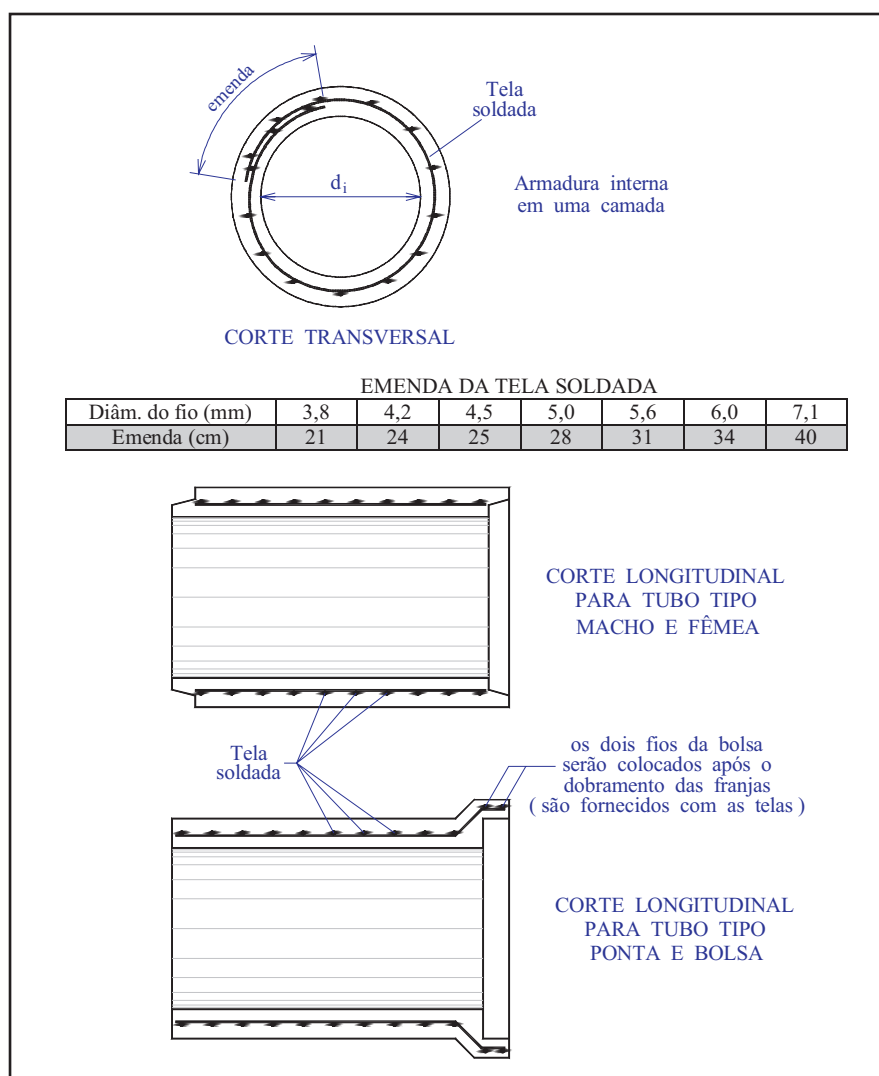


FIGURA 4.35 - Armadura circular simples

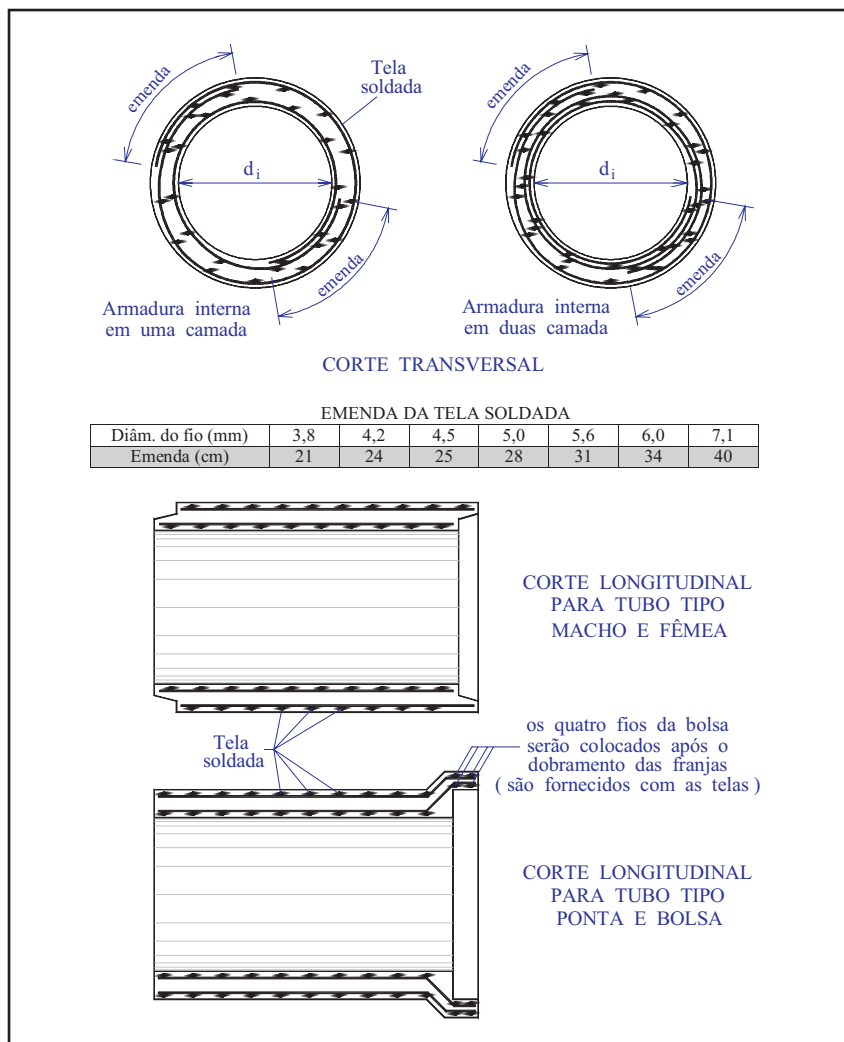


FIGURA 4.36 - Armadura circular dupla

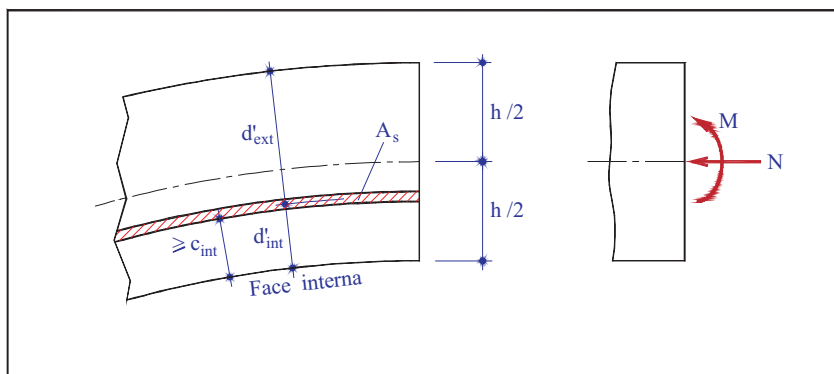
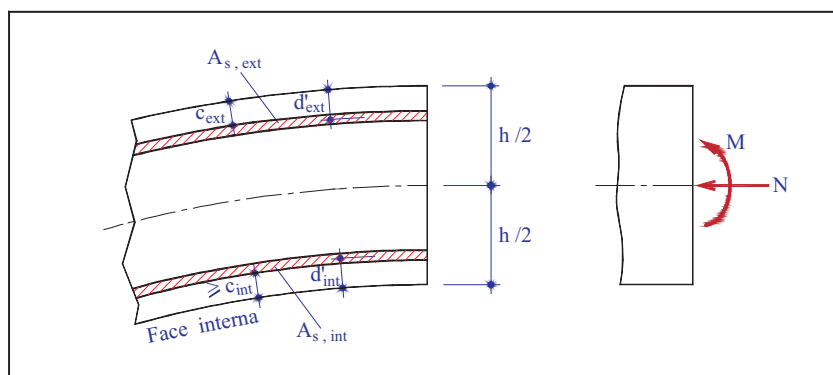


FIGURA 4.37 - Posição da armadura na parede do tubo com arranjo de armadura circular simples

FIGURA 4.38 - Posição da armadura na parede do tubo com arranjo de armadura circular dupla



4.1.6.6 Cálculo da armadura para as solicitações normais

O cálculo da armadura principal dos tubos é feito de acordo com as hipóteses de cálculo da NBR 6118 para solicitações normais. Este assunto é tratado por um grande número de publicações sobre o projeto de estruturas de concreto armado. No caso em questão podem-se utilizar as indicações para o dimensionamento de seção retangular submetidas à flexão composta com grande excentricidade, apresentadas em FUSCO.

No caso de armadura simples adota-se a seguinte estratégia:

- cálculo da armadura simples para as seções do coroamento e do flanco com as solicitações e altura útil da Tabela 4.15;
- o cálculo é feito variando o valor de d_{ext} de forma a obter a área da armadura para atender, praticamente, as duas situações;
- recomendar a armadura da situação mais próxima da anterior, correspondente à posição d_{ext} múltiplo de 5mm.

TABELA 4.15 – Solicitações e altura útil para cálculo da armadura circular simples

	Coroamento	Flanco
Momento fletor	$0,293 F r_m$	$0,182 F r_m$
Força normal	0	$0,5 F$
Altura útil d	d_{ext}	$d_{int} (h - d_{ext})$

No caso de armadura circular dupla adota-se a seguinte estratégia:

- O cálculo da armadura é feito com as solicitações e alturas úteis determinadas com a Tabela 4.16;
- o cálculo é feito de forma iterativa objetivando ajustar as armaduras interna e externa a atender as situações do coroamento e no flanco.

TABELA 4.16 – Solicitações, altura útil e denominação das armaduras para cálculo da armadura circular dupla

	Coroamento	Flanco
Momento fletor	$0,293 F r_m$	$0,182 F r_m$
Força normal	0	$0,5 F$
Distância do CG da armadura à face mais próxima	d'_{ext}	d'_{int}
Armaduras	$A_{s,int}$ – armadura tracionada $A_{s,ext}$ – armadura comprimida	$A_{s,ext}$ – armadura tracionada $A_{s,int}$ – armadura comprimida

Obs.: está sendo considerada a redução do momento fletor de pico do diagrama

O cálculo das armaduras envolve ainda a verificação de armaduras mínimas. A armadura mínima em elementos fletidos tem a finalidade de evitar a ruptura frágil, quando a solicitação atingir o nível no qual ocorre a formação da primeira fissura. De acordo com a NBR 6118, a taxa mínima de armadura pode determinada de forma a atender a um momento fletor estabelecido a seguir:

$$M_{d,min} = 0,8W_0 f_{ctk,sup} \quad (4.44)$$

sendo

W_0 - módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativo à fibra mais tracionada
 $f_{ctk,sup}$ - resistência característica superior do concreto à tração, que pode ser estimada com
 $f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ctm}$

em que $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$ com f_{ctm} e f_{ck} em MPa

As armaduras mínimas para atender as situações transitórias de manuseio, armazenamento e instalações, segundo a ASCE, são as seguintes:

a) armadura circular simples para tubos de diâmetro interno menor que 800mm

$$A_{s\min} = \frac{b(d_i + h)^2}{2,2f_{yk}} \text{ (em mm}^2\text{/m)} \quad (4.45)$$

com $b=1,0m$, d_i e h em mm e f_{yk} em MPa.

b) armadura circular dupla, para diâmetro interno maior ou igual a 800 mm
armadura interna

$$A_{s\min} = \frac{b(d_i + h)^2}{4,4f_{yk}} \text{ (em mm}^2\text{/m)} \quad (4.46)$$

armadura externa

$$A_{s\min} = \frac{b(d_i + h)^2}{7,4f_{yk}} \text{ (em mm}^2\text{/m)} \quad (4.47)$$

A partir do cálculo das áreas das armaduras e da verificação das armaduras mínimas, pode-se escolher a tela soldada mais adequada dentre as comercialmente disponíveis.

Nas regiões em que os momentos fletores produzem tração na face interna do tubo, deve ser analisada a possibilidade de ruptura do revestimento da armadura devido à tendência de retificação da armadura tracionada.

Segundo a ASCE, a área da armadura deve ser limitada ao valor:

$$A_{s\max} = \left(\frac{b}{1,11} \right) r_s F_{rp} F_{rt} \left(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \right) \phi_r \phi_f \quad (4.48)$$

onde

$$b = 1,0 \text{ m};$$

$$r_s - \text{raio da curva da armadura interna} = d_i/2 + c_{\text{int}}, \text{ em mm}$$

$$F_{rt} = 1 + \frac{(1800 - d_i)}{3000} \text{ para } 300\text{mm} < d_i < 1800\text{mm}$$

$$F_{rt} = \frac{(3600 - d_i)^2}{16800000} + 0,8 \text{ para } 1800\text{mm} < d_i < 3600\text{mm}$$

F_{rp} - coeficiente que leva em conta o processo de execução e o tipo de material; normalmente, este valor é considerado 1,0;

ϕ_r - coeficiente de redução de resistência do concreto para tração radial = 0,9;

ϕ_f - coeficiente de redução de resistência da armadura para flexão = 0,95.

Cabe observar que está sendo considerado, para efeito deste cálculo, que f_{ck} corresponde à resistência f'_c estabelecida pelo ACI (American Concrete Institute).

4.1.6.7 Resistência à força cortante

A verificação da resistência à força cortante sem estribos, de acordo com ASCE, vale:

$$V_u = 0,083b\phi_v d F_{vp} \sqrt{f_{ck}} (1,1 + 63\rho) \frac{F_d F_N}{F_c} \quad (4.49)$$

onde:

$$b = 1,0 \text{ m};$$

ϕ_v - coeficiente de redução da resistência do concreto para força cortante = 0,9;

d - altura útil;

F_{vp} - coeficiente que leva em conta o processo de execução e as características dos materiais do concreto que afetam a resistência à força cortante; normalmente, este valor é considerado 1,0;

$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq 0,02$ taxa geométrica de armadura, com máximo valor limitado a 0,02;

$F_d = 0,8 + \frac{41}{d}$ com máximo F_d igual; 1,3 para armadura dupla e 1,4 para armadura simples (d em mm);

F_c - coeficiente que leva em conta a curvatura, determinado com $F_c = 1 \pm \frac{d}{2r}$ com + para tração do lado interno e – para tração do lado externo;

F_n - coeficiente que leva em conta o efeito da força normal; sendo $F_n = 1$ para força normal nula.

Merece ser comentado que foi escolhida esta formulação ao invés da formulação da NBR 6118, por se tratar de formulação específica para tubos. Os valores que resultam desta formulação são um pouco maiores que aqueles que resultam com a NBR 6118.

4.1.6.8 Verificação do limite de abertura de fissura

A verificação da abertura de fissura pode ser feita com as expressões da NBR 6118, que fornece as seguintes expressões para determinar a grandeza da abertura:

$$w_a = \frac{\phi}{(20\eta_i - 7,5)} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (4.50)$$

$$w_s = \frac{\phi}{(20\eta_i - 7,5)} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (4.51)$$

onde:

ϕ - diâmetro do fio da tela soldada tracionada;

η_{bi} - coeficiente de conformação superficial dos fios da armadura tracionada;

σ_{si} - tensão na armadura tracionada, que pode ser calculada com:

$$\sigma_s = \frac{M_d}{0,9.d.A_s} \quad (4.52)$$

em que

M_d - momento de correspondente à carga de fissura (trinca), por metro linear;

d - altura útil da seção;

A_s - área da tela soldada tracionada, por metro linear;

E_{si} - módulo de elasticidade do aço (210 GPa);

ρ_{ri} - taxa geométrica do fio da tela soldada em relação a área A_{cri}

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}} \quad \text{com}$$

A_{cri} - área do concreto de envolvimento do fio da tela soldada conforme definido na NBR 6118;

A_{si} - área do fio tracionado da tela soldada empregada.

De acordo com resultados experimentais apresentados em HEGGER & MCGRATH, o efeito da aderência da tela, comparado com fios lisos, colocado na forma de coeficiente de aderência, está apresentado a seguir:

$\eta_b = 1,5$ - para tela soldada com fio liso e espaçamento máximo dos fios longitudinais de 200mm

$\eta_b = 1,9$ - para tela soldada com fio corrugado

Merece ser destacado que, atualmente no Brasil, as telas soldadas só têm sido produzidas com fio nervurado. Assim, o valor de η_b para as telas soldadas vale 1,9.

A primeira expressão corresponde à fissuração assistemática ou não sistemática e a segunda à fissuração sistemática. Este assunto pode ser visto, por exemplo, na publicação do IBTS, *O uso da tela soldada no combate a fissuração*, de MOLICA JUNIOR.

O menor dos valores das duas expressões corresponde à avaliação da abertura de fissura. Este valor deve ser limitado a 0,25mm que corresponde à definição da *carga de fissura (trinca)* do ensaio de compressão diametral.

Merece destacar que existe uma razoável incerteza no cálculo deste parâmetro, o que pode ser observado com a colocação da NBR 6118, que se refere a ele como grandeza do valor.

4.2 GALERIAS CELULARES PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO ARMADO (ADUELAS)

4.2.1 Preliminares

As galerias celulares, também chamadas de aduelas são elementos pré-moldados cuja abertura tem forma retangular ou quadrada, com ou sem mísulas internas nos cantos. Este tipo de elemento é objeto de especificação da NBR 15396 Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas.

Estes elementos são colocados justapostos formando galerias para canalização de córregos ou drenagem de águas pluviais. Estes tubos também são empregados para a construção de galerias de serviços, também chamadas de galerias técnicas.

Na Figura 4.39 estão apresentadas as principais características geométricas dos tubos de seção retangular, com a nomenclatura empregada. Nesta figura estão definidas as seguintes partes: laje de cobertura, laje de fundo (ou base), paredes laterais e mísulas.

As galerias celulares têm sido empregadas a partir de aberturas 1,0m x 1,5m até aberturas de 4,0m x 4,0m.

Estes elementos têm recebido também de tubos de seção retangular. Na literatura internacional recebem a denominação *Box Culverts*.

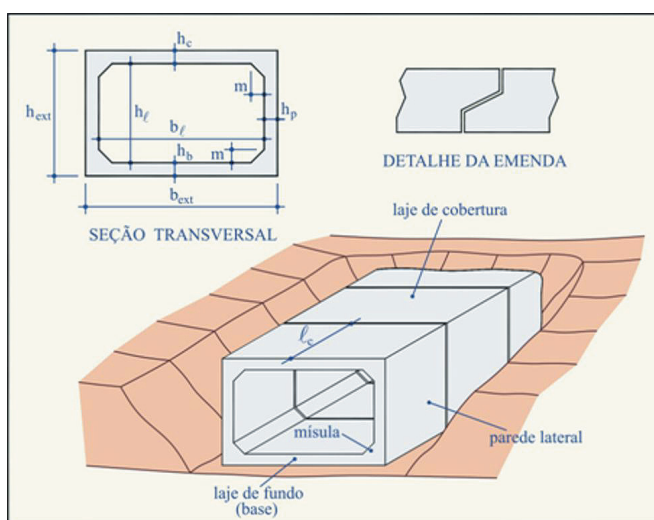
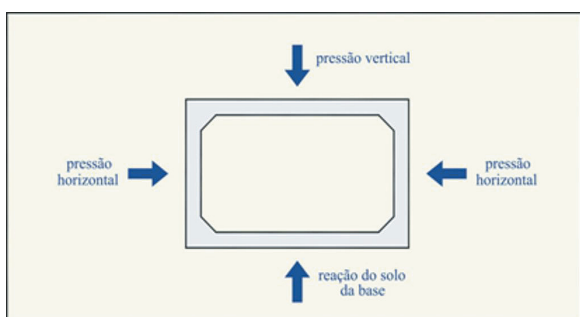


FIGURA 4.39 - Características geométricas das galerias celulares

4.2.1.1 Noções gerais sobre o comportamento estrutural de tubos de seção retangular

De uma forma geral, as galerias celulares estão sujeitas a pressões verticais, como por exemplo, o peso do solo sobre o tubo, e horizontais, como por exemplo, o empuxo do solo nas paredes laterais. As pressões verticais são equilibradas pela reação do solo na laje de fundo. Na Figura 4.40 estão representadas estas pressões, bem como a reação do solo na base.

À medida que a altura de solo sobre a galeria for diminuindo, o seu comportamento passa ser próximo de uma ponte. O efeito da sobrecarga torna-se preponderante e o seu projeto possui a



mesma característica do projeto das pontes. Por exemplo, as armaduras devem ser verificadas em relação ao estado limite de fadiga. Desta forma, as galerias celulares devem atender as recomendações das estruturas de concreto estabelecidas na NBR 6118 *Projeto de Estrutura de Concreto*, bem como as estabelecidas NBR *Projeto de pontes de concreto armado e protendido*.

FIGURA 4.40 - Pressões sobre os tubos de seção retangular

Por outro lado, à medida que a altura de solo sobre a galeria for aumentando, o efeito da sobrecarga de veículos vai diminuindo, mas pode aparecer efeito significativo de arqueamento do solo. Este efeito é geralmente considerado no projeto de tubos circulares. Conforme já apresentado, dependendo da forma que o tubo for instalado, pode haver um decréscimo do peso do solo sobre o tubo, no caso de tubos em vala, ou um acréscimo do peso do solo sobre os tubos, no caso de tubos em aterro. Na Figura 4.41 está representado este efeito. Este efeito começa a ser significativo quando a altura de solo sobre o tubo for maior que a sua largura externa (b_{ext}).

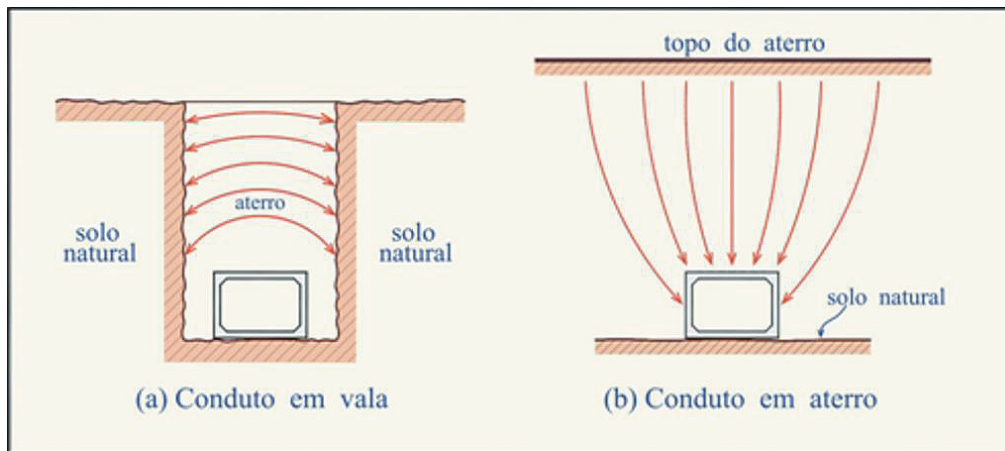


FIGURA 4.41 - Efeito de arqueamento em condutos em vala e em condutos em aterro

Ao se fazer uma analogia dos tubos de seção retangular com os tubos de seção circular, faz-se necessário analisar a reação do solo na base do tubo. Como os tubos de seção retangular possuem a base plana, a distribuição das reações do solo são mais favoráveis conforme ilustra a Figura 4.42.

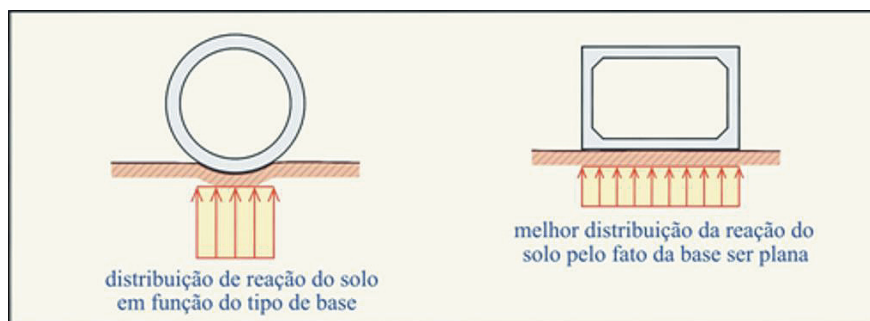


FIGURA 4.42 - Comparação das reações do solo da base de tubos de seção circular e de seção retangular

4.2.1.2 Ações a considerar

As ações a considerar são basicamente as mesmas já apresentadas para os tubos circulares, na seção 4.1.1.2.

Nas situações definitivas, as ações normalmente consideradas são: a) peso próprio, b) carga do solo sobre o tubo (pressões verticais do solo); c) as cargas produzidas por sobrecarga de tráfego (pressões verticais da sobrecarga) e d) empuxo horizontal produzido pelo solo (pressões horizontais do solo), e) empuxo horizontal produzido pelo solo devido à sobrecarga na superfície (pressões horizontais da sobrecarga) e f) empuxo horizontal de água dentro da galeria, quando for o caso.

Durante as situações transitórias ou de construção consideram-se também as ações do equipamento de compactação. Também devem ser consideradas as situações de manuseio do tubo, nas quais só atua o peso próprio do tubo.

4.2.2 Cálculo das pressões produzidas pelo solo e pela água

4.2.2.1 Pressões verticais

As pressões verticais produzidas pelo solo sobre a laje de cobertura são calculadas em função da altura de solo sobre o tubo (h_s) e da espessura de pavimento (h_{pav}), conforme a Figura 4.43, com a expressão:

$$p_v = \gamma_{solo} h_s + \gamma_{pav} h_{pav} \quad (4.53)$$

onde

γ_{solo} - peso específico do solo

γ_{pav} - peso específico do pavimento

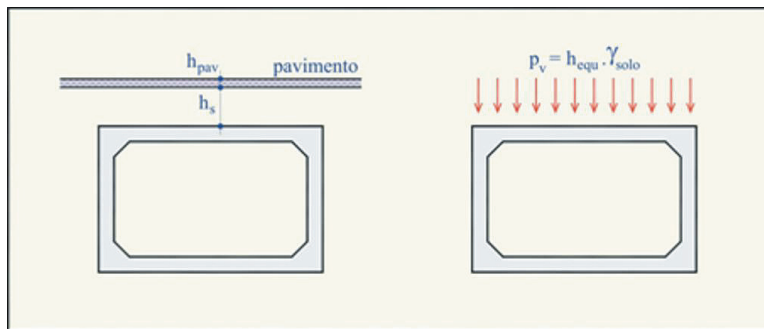


FIGURA 4.43 - Pressões verticais do solo e do pavimento sobre a galeria

Pode ser feita uma transformação, calculando a pressão vertical como se fosse apenas solo com uma altura equivalente de:

$$h_{equ} = h_s + h_{pav} \frac{\gamma_{pav}}{\gamma_{solo}} \quad (4.54)$$

Na falta de indicações mais precisas, podem ser considerados os seguintes valores para os pesos específicos:

$$\gamma_{solo} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{pav} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Além da carga do solo, considera-se as ações do peso próprio do tubo, considerando peso específico do concreto de 25 kN/m^3 . A pressão vertical da água pode ser desprezada.

4.2.2.2 Pressões horizontais

A NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido estabelece que: “..O empuxo de terra nas estruturas é determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), das características do terreno, assim como as indicações dos taludes e dos paramentos. Com simplificação, pode ser suposto que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança. O peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18 kN/m^3 e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30° . Os empuxos ativos e de repouso devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis.....”

Para solos não coesivos, os coeficientes de empuxo são calculados em função do ângulo de atrito interno. Os coeficientes de empuxo ativo e de empuxo em repouso podem ser determinados com as seguintes expressões:

$$k_a = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.55)$$

e

$$k_o = 1 - \text{sen}\phi \quad (4.56)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito interno do solo.

Considerando solo sem coesão e ângulo de atrito interno de 30° , têm-se os seguintes valores para os coeficientes de empuxo: $k_a = 0,33$ (coeficiente de empuxo ativo) e $k_o = 0,5$ (coeficiente de empuxo em repouso).

Conforme previsto na NBR 7187, devem ser consideradas as situações mais desfavoráveis. Assim, em geral, considera-se o empuxo ativo quando a carga vertical for máxima e o empuxo em repouso quando a carga vertical for mínima.

Na Figura 4.44 estão mostradas as pressões horizontais do empuxo do solo e do empuxo da água.

A pressão horizontal do solo, que corresponde ao empuxo do solo nas paredes, pode ser calculada com a expressão:

$$p_h = k \cdot p_v = k(\gamma_{\text{solo}} y_s + \gamma_{\text{pav}} h_{\text{pav}}) \quad (4.57)$$

onde o coeficiente de empuxo k pode ser o coeficiente de empuxo ativo k_a ou o coeficiente de empuxo em repouso k_o .

No caso de galerias de água pluviais, a pressão de água do lado de dentro da galeria pode ser considerada.

$$p_{ha} = \gamma_a y_a \quad (4.58)$$

sendo γ_a o peso específico da água (10 kN/m^3).

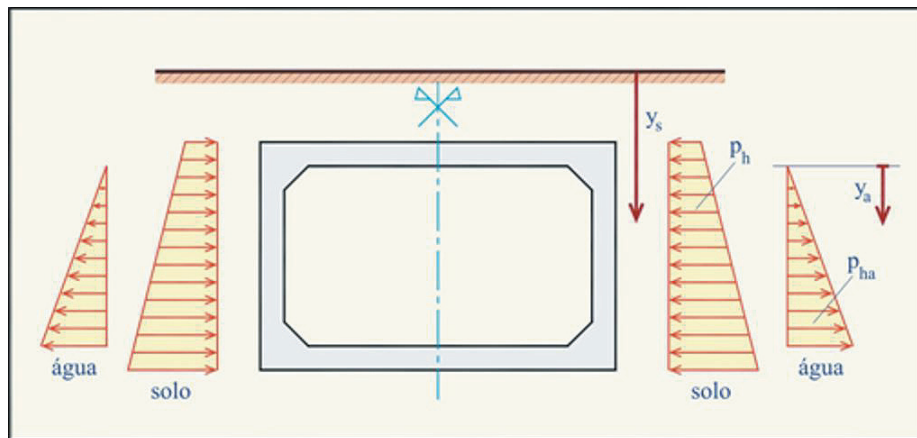


FIGURA 4.44 - Pressão lateral do solo e da água

4.2.2.3 Efeito de arqueamento

Conforme já adiantado, os tubos de seção retangular podem estar sujeitos ao efeito de arqueamento do solo. Para os tubos instalados em vala, existe uma tendência de alívio das pressões do solo sobre a galeria e nos tubos em aterro, uma tendência de acréscimo destas pressões.

Quando a altura de terra equivalente h_{equ} for menor que b_{ext} , este efeito é pouco significativo. À medida que aumenta a altura de solo sobre a galeria, este efeito passa a ser importante.

A formulação normalmente utilizada para considerar o efeito de arqueamento, é a chamada teoria de Marston-Spangler, apresentada na seção 4.1.2.

Cabe destacar que essa formulação é mais aproximada para o caso de tubos de seção retangular do que para os de seção circular, uma vez que os resultados experimentais da formulação foram determinados estes últimos.

Para a aplicação da formulação, deve-se considerar a largura externa do tubo b_{ext} como sendo o diâmetro externo do tubo de seção circular, para o tubo em aterro.

4.2.3 Cálculo das pressões produzidas por sobrecargas na superfície

4.2.3.1 Força uniformemente distribuída aplicada na superfície

Quando a sobrecarga pode ser considerada uniformemente distribuída na superfície, como mostrado na Figura 4.45, as pressões na laje superior e nas paredes laterais podem ser calculadas com:

$$P_{vq} = q_{sup} \quad (4.59)$$

e

$$P_{hq} = kq_{sup} \quad (4.60)$$

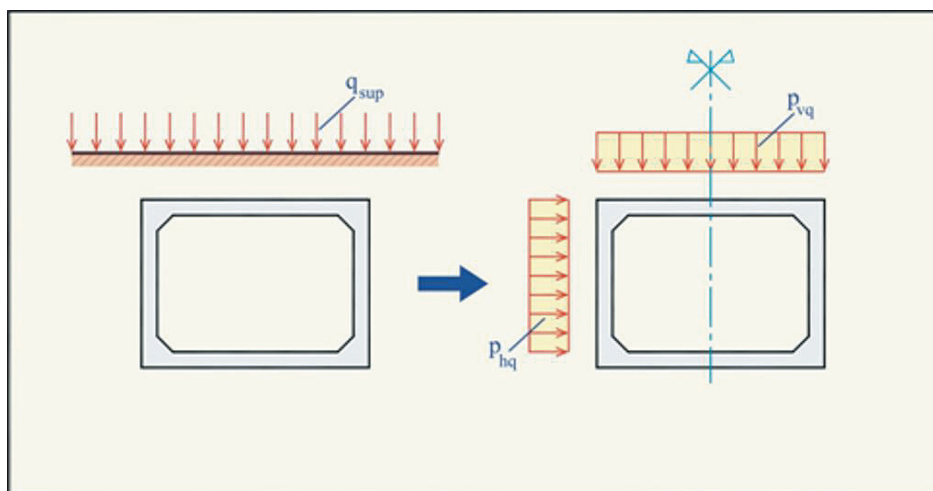


FIGURA 4.45 - Pressões produzidas por sobrecarga uniformemente distribuída na superfície

4.2.3.2 Força parcialmente distribuída aplicada na superfície

As forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície se propagam com um certo ângulo ϕ_0 até a laje de cobertura da galeria. Este ângulo ϕ_0 varia entre 30° a 45° conforme a rigidez do solo.

Será aqui utilizado o valor de 35° indicado pela ATHA e considerada a altura de solo equivalente. Cabe destacar que desta forma estaria sendo considerado um ângulo de propagação no pavimento proporcional ao seu peso específico.

Assim, pode-se determinar a pressão que uma força q_c parcialmente distribuída na superfície em um retângulo $a \times b$, para uma profundidade de h_{equ} , conforme mostrado na Figura 4.46 e na Figura 4.47. A resultante desta força vale $Q = q_c \cdot a \cdot b$

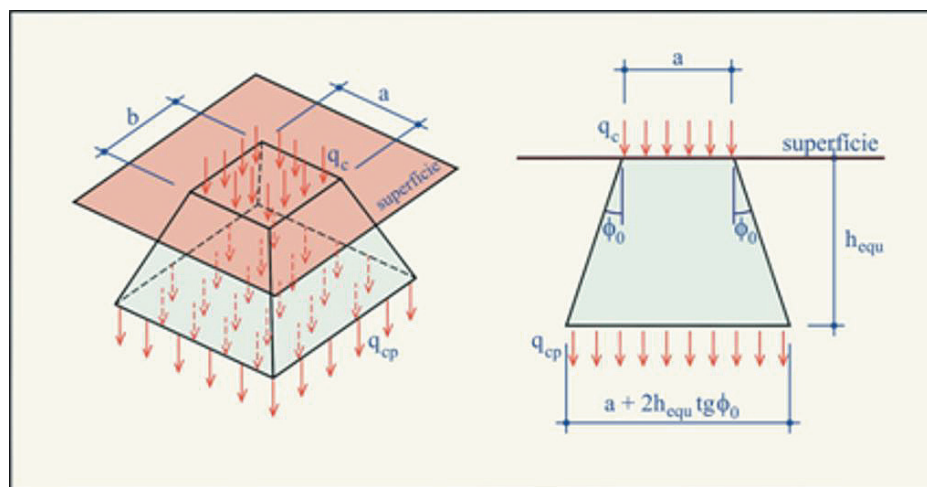


FIGURA 4.46 - Propagação de forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície

A uma altura h_{equ} do plano que passa pelo topo do tubo, a força Q é distribuída em uma área:

$$A = (a + 2h_{equ} \operatorname{tg}35^\circ)(b + 2h_{equ} \operatorname{tg}35^\circ) = (a + 1,4h_{equ})(b + 1,4h_{equ}) \quad (4.61)$$

No cálculo dos esforços solicitantes no tubo consideram-se as forças aplicadas no plano médio da laje de cobertura (plano que passaria no meio da espessura da laje de cobertura). Considerando esta propagação com ângulo de 45° até a metade da espessura h_c , tem-se:

$$q_{cp} = \frac{Q}{(a_m + b_m)} \quad (4.62)$$

sendo:

$$a_m = (a_p + h_c) = (a + 1,4h_{equ} + h_c)$$

e

$$b_m = (a_p + h_c) = (b + 1,4h_{equ} + h_c)$$

No cálculo dos esforços solicitantes devidos às forças parcialmente distribuídas pode-se considerar uma largura colaborante, uma vez que existe uma contribuição das partes adjacentes à região de aplicação da força, conforme mostrado na Figura 4.48a. Esta largura b_{col} pode ser estimada com as indicações da versão de 1978 da NBR 6118 para cálculo dos momentos fletores:

$$b_{col,m} = a_m + \frac{l}{2} \left(1 - \frac{a_m}{l}\right) \leq l_c \quad (4.63)$$

Para a força cortante, a largura colaborante pode ser estimada com:

$$b_{col,v} = (a_m + b_m) \leq l_c \quad (4.64)$$

Se largura colaborante for maior que o comprimento do tubo ela deixa de ter significado. Assim, os valores destas larguras colaborantes são limitados ao comprimento l_c do tubo.

Para calcular os esforços por unidade de largura, a força distribuída equivalente passa ser considerada com valor (Figura 4.48b):

$$q_{equ} = q_{cm} \frac{a_m}{b_{col}} \quad (4.65)$$

4.2.3.3 Sobrecargas rodoviárias

Para as sobrecargas provenientes do tráfego rodoviário podem-se adotar as mesmas forças empregadas nos projetos das pontes. No Brasil, as cargas para o projeto de pontes são regulamentadas pela NBR 7188, já apresentadas na seção 4.1.3.2.

Será considerado o caso mais comum do veículo trafegando perpendicular à direção do eixo da linha dos tubos.

Considerando o efeito de três rodas alinhadas igualmente espaçadas de e_r , vai ocorrer uma superposição dos efeitos na direção do eixo da linha dos tubos a partir da profundidade:

$$h_{cl} = (e_e - a_r) / 1,4 \quad (4.66)$$

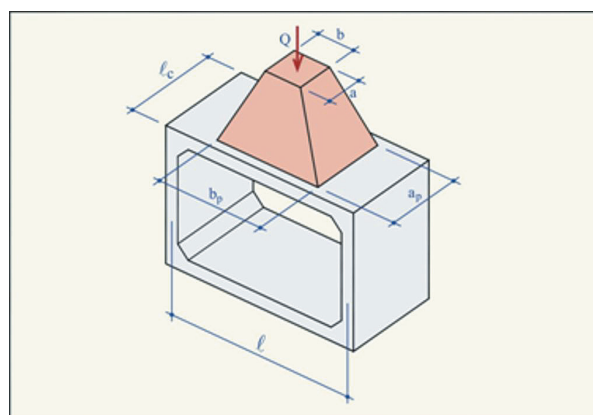


FIGURA 4.47 - Distribuição de pressões sobre o tubo devido à força parcialmente distribuída aplicada na superfície de resultante Q

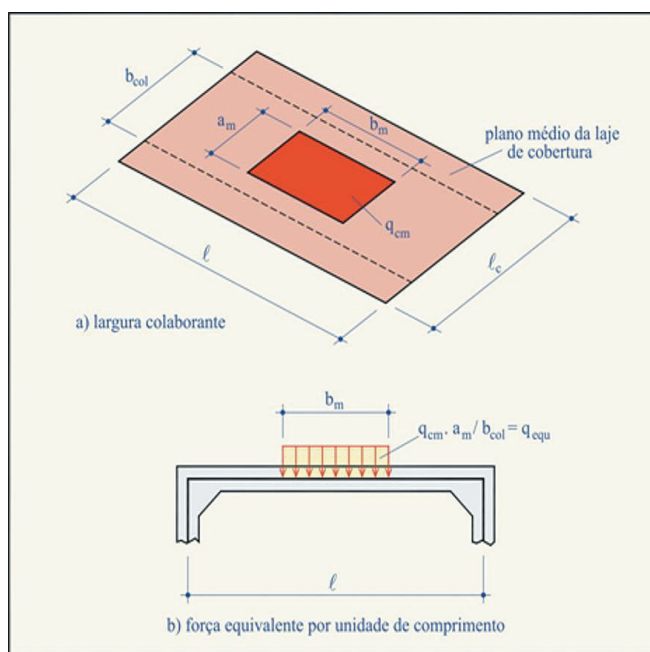


FIGURA 4.48 - Efeito de força parcialmente distribuída sobre o plano médio da laje de cobertura

E uma superposição na direção perpendicular ao eixo da tubulação a partir da profundidade:

$$h_{ct} = (e_r - b_r) / 1,4 \quad (4.67)$$

onde e_r é a distância entre as rodas de um mesmo eixo.

Fazendo os cálculos com os valores de distância entre de eixos, distância entre rodas de um mesmo eixo e a dimensões das áreas de contacto da roda no pavimento, fornecidas na Tabela 4.5, têm-se os seguintes valores:

a) para veículo classe 45

$$h_{cl} = 0,93\text{m} \text{ e } h_{ct} = 1,07\text{m}$$

b) para veículo classe 30

$$h_{cl} = 0,93\text{m} \text{ e } h_{ct} = 1,17\text{m}$$

Se for considerada ainda a propagação até o plano médio da laje de cobertura, estes valores devem ser acrescidos ainda de h_c . Assim, praticamente todos os valores ficariam abaixo de 1,0m.

Tendo em vista que os valores estão próximos e que existe certa aproximação no ângulo de propagação, será considerado que:

a) para h_{equ} maior ou igual a 1,0 metros

Neste caso ocorrerá à superposição das forças das rodas. Considera-se uma força uniformemente distribuída conforme indicado na Figura 4.49, sendo que o valor da carga é calculado com:

$$p_{vq} = q + q_v \quad (4.68)$$

com

$$q_v = \frac{Q_{red}}{(a_{vei} + 1,4h_{equ})(b_{vei} + 1,4h_{equ})} \quad (4.69)$$

sendo

$$Q_{red} = Q - a_{vei} b_{vei} q \quad (4.70)$$

Sendo Q o peso do veículo-tipo (450 kN para o veículo classe 45 e 300 kN para o veículo classe 30), q a carga distribuída que considera outros veículos mais afastados, cujo valor é 5 kN/m² e a_{vei} e b_{vei} dimensões em planta do veículo tipo (3,0m e 6,0m).

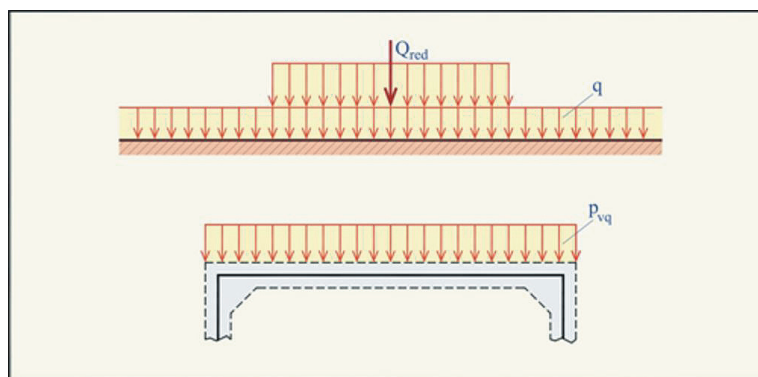


FIGURA 4.49 - Força uniformemente distribuída devido a carga móvel para h_{equ} maior ou igual a 1,0 metros

b) para h_{equ} menor que 1,0 metro

Para esta situação, será considerado o efeito de força parcialmente distribuída. Por comodidade e por se tratar de uma aproximação empregada no cálculo de lajes de pontes, a área de contacto da roda no pavimento será considerada quadrada de dimensão:

$$t = \sqrt{a_r b_r} \quad (4.71)$$

onde a_r e b_r são as dimensões da área de contacto da roda no pavimento.

Fazendo a propagação da força até o plano médio da laje de cobertura, tem-se a o lado da área propagada:

$$t_p = t + 1,7h_{equ} + h_c \quad (4.72)$$

Considerando l o vão teórico da laje superior, correspondente a distância entre os planos médios das paredes laterais, podem ocorrer os seguintes casos:

b1) Caso 1 $l < e_e$ (1,50m)

A situação mais desfavorável é com uma roda no meio da laje de cobertura, para o momento fletor, e uma roda junto à mísula próxima do apoio, para força cortante, conforme indicado na Figura 4.50.

O valor da força parcialmente distribuída por unidade de área, no plano médio da laje, vale:

$$q_{cm} = \frac{Q/6}{t_p^2} \quad (4.73)$$

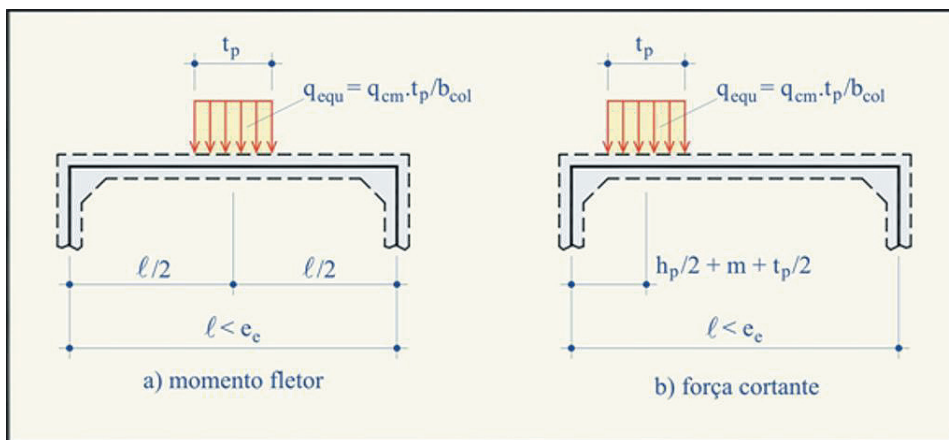


FIGURA 4.50 - Força parcialmente distribuída produzida por carga móvel para h_{equ} menor que 1,0 metros e $l < e_e$ (1,50m)

b2) Caso 2 (1,50m) $e_e \leq l \leq 2e_e + t_p$ (3,0m + t_p)

Neste caso considera-se também uma roda no meio da laje de cobertura, para o momento fletor e uma roda junto à mísula próxima do apoio e outra a uma distância e_e , para força cortante, conforme indicado na Figura 4.51.

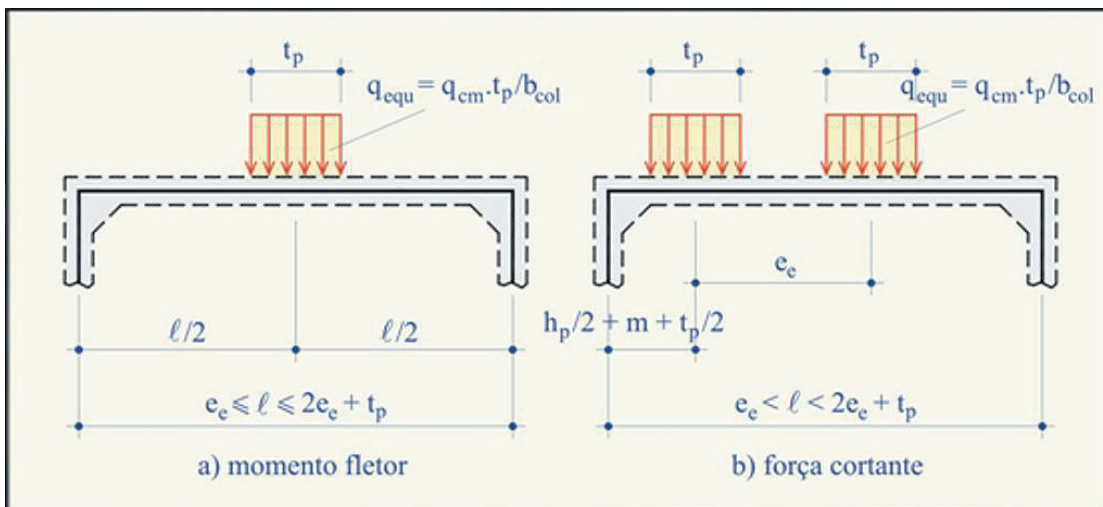


FIGURA 4.51 - Força parcialmente distribuída produzida por carga móvel para h_{equ} menor que 1,0 metros (1,5m) $e_e \leq l \leq 2e_e + t_p$ (3,0m + t_p)

b3) Caso 3 $l > 2e_e + t_p$ ($3,0m + t_p$)

A situação mais desfavorável é uma roda no meio da laje de cobertura e mais duas rodas adjacentes, para o momento fletor, e uma roda junto à mísula próxima do apoio e mais duas adjacentes, para força cortante, conforme se mostra na Figura 4.52.

A largura colaborante para o momento fletor para uma roda no meio do vão da laje de cobertura pode ser calculada como foi visto para uma força parcialmente distribuída. Assim, conforme é apresentado na Figura 4.53, a largura colaborante vale:

$$b_{col,m} = t_p + \frac{l}{2} \left(1 - \frac{t_p}{l}\right) \leq l_c \quad (4.74)$$

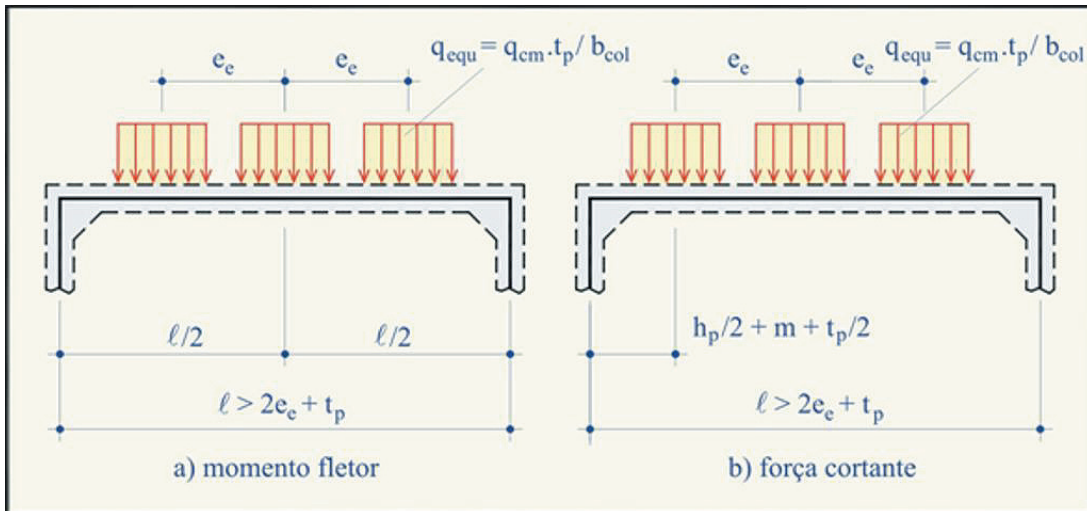


FIGURA 4.52 - Força parcialmente distribuída produzida por carga móvel para h_{equ} menor que 1,0 metros e $l > 2e_e + t_p$ ($3,0m + t_p$)

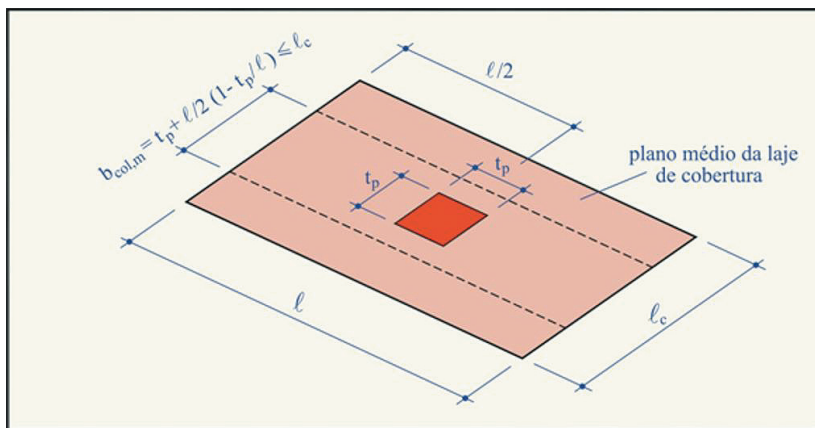


FIGURA 4.53 - Largura colaborante para momento fletor

Conforme mostrado na Figura 4.54 a largura colaborante para a força cortante é calculada com a expressão:

$$b_{col,v} = 2t_p \leq l_c \quad (4.75)$$

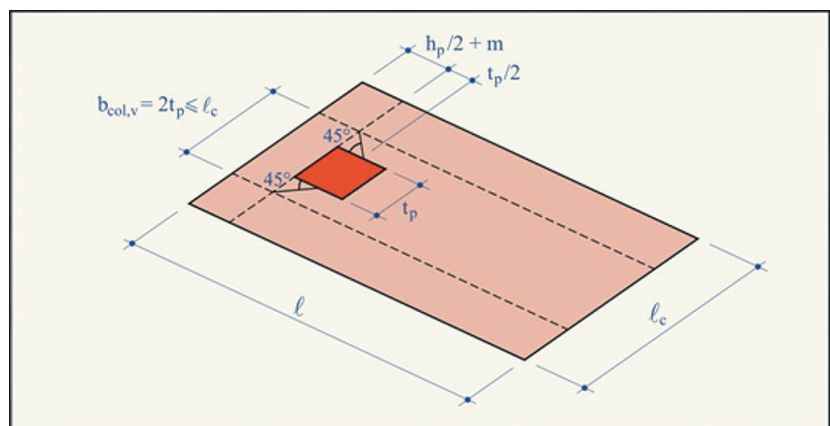


FIGURA 4.54 - Largura colaborante para força cortante

Em razão da grande predominância do efeito da roda do meio, para momento fletor, e roda junto ao apoio, para força cortante, pode-se considerar estas mesmas larguras colaborantes quando houver mais de uma roda.

Assim, como no caso de uma força uniformemente distribuída, estas larguras colaborantes são limitadas ao comprimento l_c do tubo.

No programa está sendo feita uma simplificação de calcular as forças cortantes, produzidas por forças parcialmente distribuídas, considerando a laje de cobertura independente do restante do tubo. O seu efeito é acrescido com as forças cortantes de outras ações na combinação de carregamentos.

A pressão lateral das cargas móveis é feita considerando a propagação da carga do veículo-tipo a 35°, em toda a altura das paredes laterais, multiplicada pelo coeficiente de empuxo, conforme indicado na Figura 4.55.

Desta forma as pressões horizontais podem ser calculadas com as expressões:

$$p_{hc} = k(q + q_{vc}) \quad (4.76)$$

e

$$p_{hb} = k(q + q_{vb}) \quad (4.77)$$

com

$$q_{vc} = \frac{Q_{red}}{(a_{vei} + 1,4h_{equ})(b_{vei} + 1,4h_{equ})} \quad (4.78)$$

e

$$q_{vb} = \frac{Q_{red}}{(a_{vei} + 1,4h_{equ} + h_{ext})(b_{vei} + 1,4h_{equ} + h_{ext})} \quad (4.79)$$

sendo que o significado de Q_{red} já foi apresentado anteriormente.

Por se tratar de cargas produzidas por veículos em movimento, as cargas móveis devem ser multiplicadas por coeficiente de impacto. Na falta de indicações mais precisas pode-se empregar os valores da Tabela 4.6.

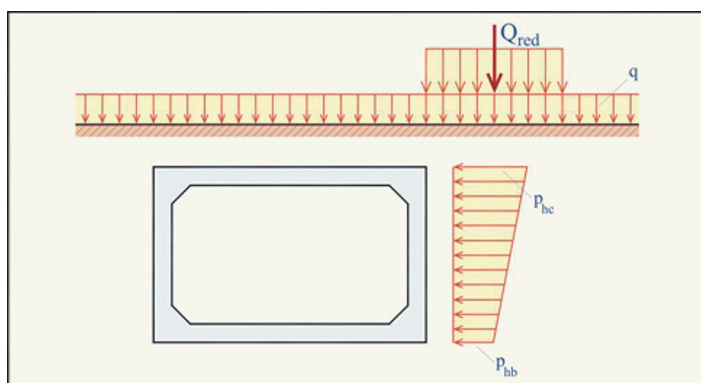


FIGURA 4.55 - Pressão lateral devido à carga móvel de multidão e de veículo-tipo

4.2.3.4 Outras sobrecargas

Dentre outros casos de sobrecargas de tráfego, merecem ser registrados os casos das sobrecargas ferroviárias e aviárias.

Para as sobrecargas ferroviárias pode-se recorrer a NBR 7189 Cargas móveis para o projeto estrutural de obras ferroviárias e para sobrecarga devida a tráfego aviário, pode-se recorrer às indicações da ACPA, apresentadas da seção 4.1.3.3.

Em relação à passagem de equipamento de compactação sobre o tubo durante a fase construção do aterro, aplicam-se as mesmas recomendações para os tubos circulares, já apresentadas.

4.2.4 Modelagem e considerações de cálculo

4.2.4.1 Esquema estático

O cálculo da galeria celular pode ser feito considerando a um pórtico plano com n elementos finitos. A reação do solo na base do tubo é modelada considerando apoio elástico, mediante elementos simuladores, que correspondem a molas fictícias, conforme mostrado na Figura 4.56.

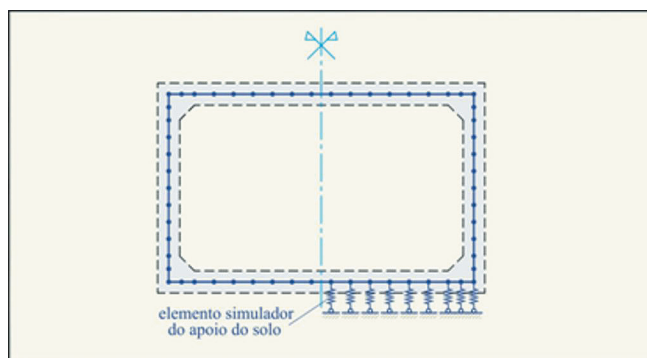


FIGURA 4.56 - Modelagem da estrutura

4.2.4.2 Coeficiente de reação do solo

Na consideração da interação solo-estrutura, a rigidez do elemento simulador do solo, o que corresponde ao coeficiente da mola, é calculada em função do módulo de reação do solo (k_r).

O valor do módulo de reação do solo deve ser avaliado por especialista. Na falta de indicações mais precisas, pode-se recorrer aos valores sugeridos na tabela apresentada em publicação do IBTS Pisos industriais de concreto armado, transcrita na Tabela 4.17. Naturalmente, pode-se também recorrer a outras recomendações encontradas na literatura técnica, como por exemplo, na referência.

TABELA 4.17 – Valores de módulo de reação do solo

Tipo de solo	Resistência do solo	CBR (%)	k_r (MPa/m)
Siltes e argilas de alta compressibilidade e densidade natural	Baixa	<2	15
Siltes e argilas de alta compressibilidade, compactados. Siltes e argilas de baixa compressibilidade, siltes e argilas arenosos, siltes e argilas pedregulhosos e areias de graduação pobre.	Média	3	25
Solos granulares, areias bem graduadas e misturas de areia-pedregulho relativamente livres de plásticos finos.	Alta	10	55

O valor da rigidez do elemento simulador do solo é calculado multiplicando o módulo de reação do solo pelo comprimento de influência de cada nó.

O cálculo da estrutura deve ser iterativo, pois, se houver tração nas molas, o cálculo deve ser refeito retirando aquelas que estiverem tracionadas, uma vez que o solo não poderá comportar como tal.

O módulo de elasticidade do concreto, para o cálculo estático do tubo, pode ser calculado em função da resistência a compressão do concreto. Pode-se empregar a expressão da NBR 6118, apresentada a seguir:

$$E_{cs} = 0,85E_{ci} \quad (4.80)$$

sendo

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{em MPa}) \quad (4.81)$$

4.2.4.3 Consideração da não-linearidade física

As estruturas de concreto deixam de apresentar comportamento linear em função da fissuração do concreto tracionado, em níveis baixos de sollicitação, e plastificação do concreto ou amadurecimento, em níveis mais altos de sollicitação. Uma forma simplificada de considerar a não-linearidade dos elementos é reduzindo a rigidez das barras, assim que elas atingirem um determinado nível de sollicitações.

Esta redução de rigidez pode ser colocada na forma de um fração β da rigidez normal.

$$(EI)_{red} = \beta(EI) \quad (4.82)$$

O valor sugerido para β é 0,5. Cabe observar que quando menor o valor de β , maior será a redistribuição dos esforços. Para não considerar este efeito, basta empregar o valor de β igual 1.

Considera-se que as barras estão fissuradas e, portanto, com inércia reduzida, quando a tensão normal calculada no Estádio I, para a flexo-compressão, for maior que 1,5 vezes a resistência média de tração, conforme a expressão:

$$\sigma = \frac{M}{bh^2/6} - \frac{N}{bh} \geq 1,5f_{tk} \quad (4.83)$$

onde

M e N momento fletor e força normal na seção considerada
b e h as dimensões da seção transversal da barra

A resistência à tração do concreto f_{tk} pode ser estimada com a resistência à compressão f_{ck} , com a expressão da NBR 6118:

$$f_{tk} = 0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (\text{em MPa}) \quad (4.84)$$

4.2.5 Situações de projeto e coeficientes de ponderação ações

4.2.5.1 Estados limites últimos

Para as verificações dos estados limites últimos por momento fletor e por força cortante, consideram-se os coeficientes de ponderação para combinação normal estabelecidos na NBR 8681, apresentados na Tabela 4.18:

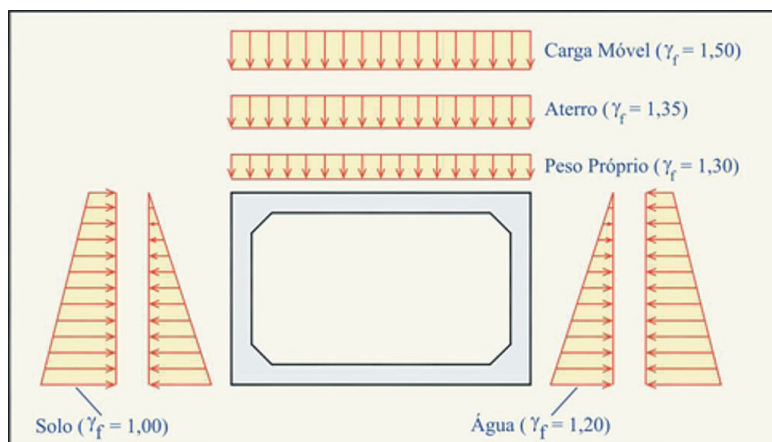
TABELA 4.18 – Valores de γ_f para as ações consideradas

Ação	Efeito desfavorável	Efeito favorável
Peso próprio	1,30	1,00
Ação do solo	1,35	1,00
Ação de carga móvel	1,50	---
Ação da água	1,20	---

Com relação aos valores da tabela 4.18, vale a pena destacar que a ação da água está sendo considerada com uma ação truncada, uma vez que o nível de água não poderá ser maior que a altura da galeria.

Para a determinação das situações críticas, são feitas as análises para as seguintes combinações:

- Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal mínima (Figura 4.57);
- Carregamento simétrico com pressão horizontal máxima e pressão vertical mínima (Figura 4.58);
- Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal máxima (Figura 4.59).



Com estas três combinações podem-se determinar os máximos e mínimos esforços solicitantes na estrutura.

4.57 - Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal mínima

4.2.5.2 Estados limites de serviço

Dentre os estados limites de serviço de estruturas de concreto armado, apenas o estado limite de fissuração inaceitável tem significado nas galerias celulares.

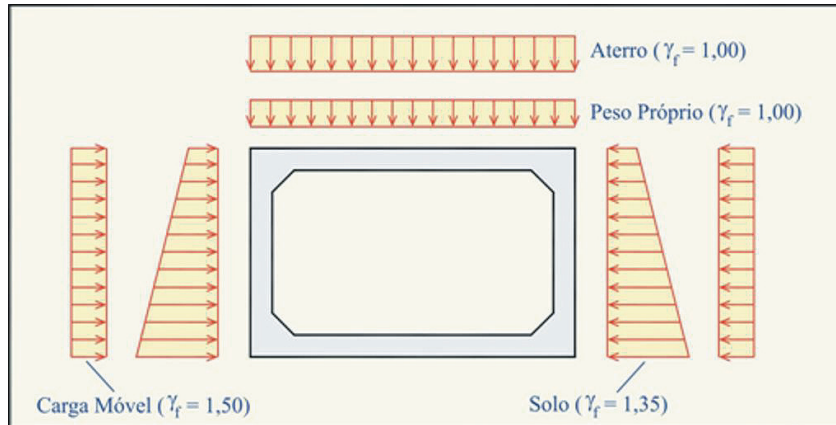


FIGURA 4.58 - Carregamento simétrico com pressão horizontal máxima e pressão vertical mínima

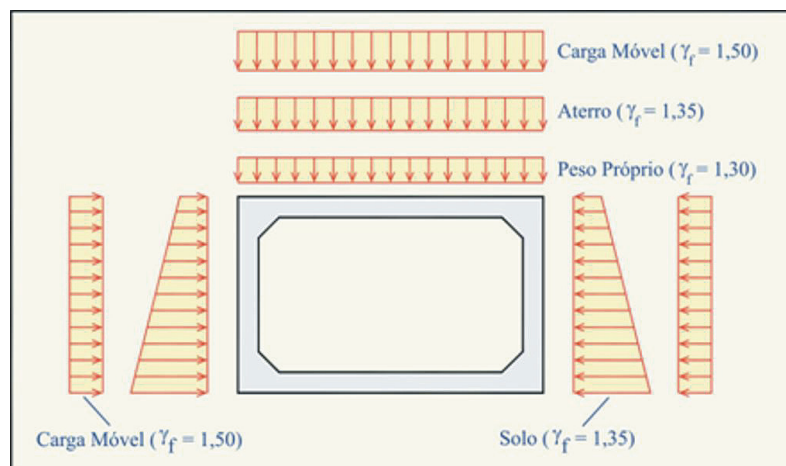


FIGURA 4.59 - Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal máxima

A verificação do estado limite de fissuração inaceitável é feita com a combinação freqüente das ações. Na combinação freqüente de ações, a ação variável principal é a carga móvel, que é multiplicada por coeficiente Ψ_1 . A ação máxima da água ocorre muito raramente e o seu efeito pode ser desprezado nesta verificação. O peso do próprio e o solo são afetados de $\gamma_f = 1$.

Esta verificação deve ser feita após o cálculo da armadura e escolhido diâmetro das barras.

4.2.5.3 Situações transitórias (manuseio)

As situações transitórias correspondem a aquelas que os elementos pré-moldados estão sujeitos após o endurecimento do concreto até a colocação no local definitivo.

Por se tratar de uma situação transitória de construção, podem-se empregar os valores do coeficiente de ponderação, os valores indicados pela NBR 8681, de 1,20 para efeito desfavorável e de 1,0 para efeito favorável. Assim, para o manuseio dos tubos, consideram-se estes coeficientes de ponderação afetando o peso próprio.

4.2.6 Dimensionamento da armadura

4.2.6.1 Materiais

O concreto e a armadura devem atender as especificações da NBR 15396 Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas.

Assim como no caso dos tubos circulares, o concreto deve ser dosado para ter características compatíveis com o processo de execução do tubo e ser objeto de controle de qualidade adequado à produção de componentes pré-fabricados.

Tendo em vista a durabilidade, o valor máximo da relação água/cimento e o valor mínimo de consumo de cimento devem atender a especificação da norma vigente.

De acordo com a NBR 15396 Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas, o concreto teve ver resistência mínima à compressão de 25 MPa e, ainda, ter resistência mínima à compressão para o transporte de 20 MPa.

A armadura das galerias celulares pode ser na forma de fios, barras e telas soldadas, como nos tubos circulares.

4.2.6.2 Cobrimento da armadura

Como para os tubos circulares, o cobrimento da armadura desempenha papel fundamental na durabilidade das galerias celulares.

Segundo a NBR 15396 Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas, o cobrimento mínimo nas faces internas e nas faces externas deve ser de 30 mm, em qualquer face da peça. Em ambientes com agressividade forte ou muito forte, o cobrimento deve atender aos valores da NBR 6118.

4.2.6.3 Diretrizes para o dimensionamento

O dimensionamento das paredes dos tubos consiste basicamente em calcular a armadura para atender aos estados limites.

Normalmente, as armaduras são calculadas para o estado limite último por solicitações normais (momento fletor e força normal). Ainda com relação ao estado limite último, deve ser feita a verificação à fadiga da armadura e a resistência à força cortante. É necessária ainda a verificação do estado limite de fissuração inaceitável.

De acordo a NBR 6118: o dimensionamento e as verificações devem ser feitos minorando as resistências dos materiais. Os coeficientes de minoração são os especificados as seguir:

- Coeficiente de minoração da resistência do concreto – 1,4 em geral.
- Coeficiente de minoração da resistência do aço – 1,15 em geral.
- Se empregado um rigoroso controle de execução da aduela, o coeficiente de minoração da resistência do concreto pode ser reduzido para 1,3.

O cálculo da armadura é feito nas seguintes posições:

- a) meio da laje de cobertura,
- b) canto superior,
- c) meio da parede lateral,
- d) canto inferior e
- e) meio da laje de fundo.

Na Figura 4.60a estão representadas estas posições.

A altura útil da armadura na laje de cobertura, paredes laterais e laje de fundo podem ser estimadas em função do cobrimento. O valor recomendado para esta estimativa é espessura destes elementos menos 35mm ($d' = 35\text{mm}$).

Nos cantos dos tubos, a altura útil da armadura sobre uma significativa mudança, conforme está mostrado na Figura 4.60b. Desta forma, na quina do tubo são analisadas três seções: seção *cc*, seção *qq* e seção *pp*. Nas seções *cc* e *pp*, as alturas úteis da armadura coincidem com alturas úteis da laje de cobertura e da parede lateral, estimadas com $d' = 35\text{mm}$. Na seção *qq*, a altura útil pode ser estimada com a altura total considerando a mísula e $d'_q = 70\text{mm}$. A armadura nos cantos é a maior das obtidas da análise das três seções.

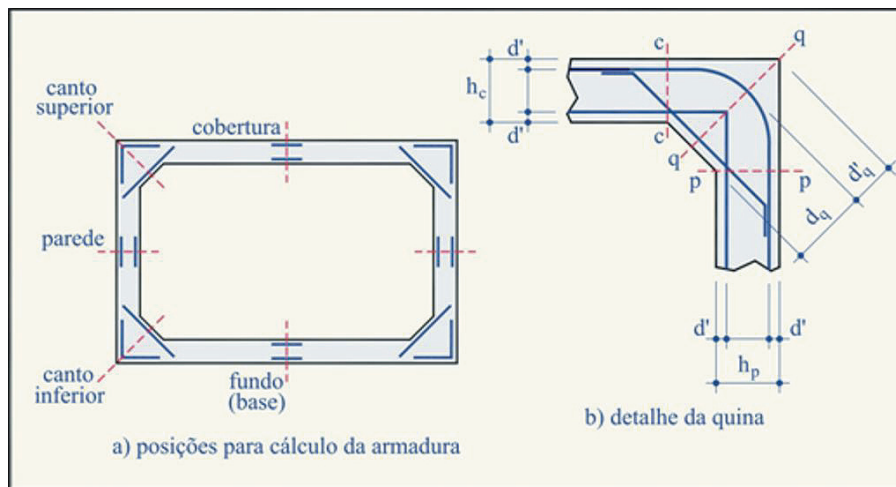


FIGURA 4.60 - Posições para cálculo da armadura e altura útil das seções junto à quina

4.2.6.4 Arranjo da armadura

No dimensionamento das seções especificadas anteriormente, emprega-se o arranjo mostrado na Figura 4.61.

A armadura é constituída de telas soldadas e, se necessário, barras de aço.

As telas soldadas dispostas na face interna são retas e as telas soldadas dispostas na face externa são em forma de U, transpassando nas quinas e se estendo até $\frac{1}{4}$ do vão da laje (laje de cobertura, laje de fundo ou parede lateral). Desta forma, as seções de aço nas quinas correspondem à soma de duas telas.

As barras, quando necessárias, são empregadas na forma reta, na face interna ou face externa, no meio dos vãos da laje (laje de cobertura, laje fundo ou parede lateral), ou na forma de L no lado externo dos cantos.

O arranjo da armadura incluiu ainda barras nas faces internas dos cantos, cuja finalidade seria atender basicamente às situações de manuseio dos elementos pré-moldados.

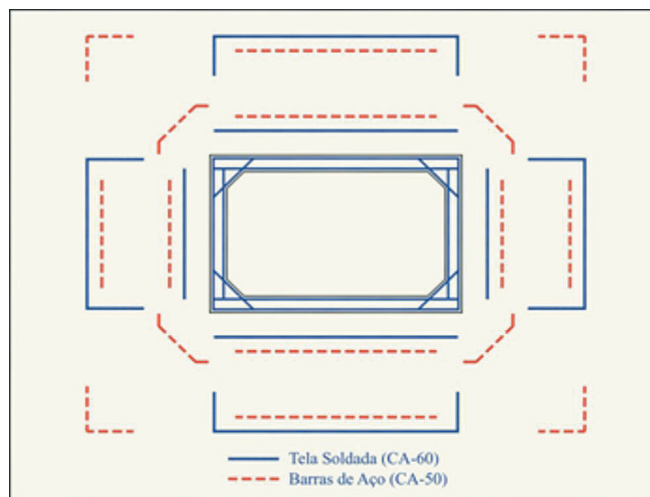


FIGURA 4.61 - Arranjo da armadura

4.2.6.5 Cálculo da armadura para as solicitações normais

O cálculo da armadura principal dos tubos é feito de acordo com as hipóteses de cálculo da NBR 6118 para solicitações normais. Este assunto é tratado por um grande número de publicações sobre o projeto de estruturas de concreto armado. No caso em questão podem ser empregadas as indicações para o dimensionamento de seção retangular submetidas à flexão composta com grande excentricidade, apresentadas em FUSCO, adaptando a formulação para possibilitar o emprego de armaduras com dois tipos de aço (CA-60 das telas e CA-50 das barras).

No cálculo das áreas de aço, nas seções especificadas na seção 4.2.6.3, pode-se adotar a seguinte estratégia:

- cálculo da armadura mínima, nas faces internas e faces externas, no meio dos vãos das lajes;
- escolha das telas soldadas para atender a armadura mínima;
- cálculo da armadura adicional, na face interna, no meio dos vãos;
- cálculo da armadura adicional externa, nas quinas e no meio dos vãos.

O cálculo das áreas das armaduras adicionais pode ser feito de forma iterativa objetivando ajustar as armaduras interna e externa a atender às solicitações.

No cálculo da armadura mínima empregou-se a seguinte expressão fornecida pela NBR 6118:

$$A_{s,\min} = 0,035h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{cm}^2/\text{cm}) \quad (4.85)$$

onde f_{cd} e f_{yd} são os valores das resistências de cálculo do concreto e da armadura respectivamente e h a espessura das lajes e paredes.

4.2.6.6 Verificação da fadiga da armadura

A verificação da fadiga torna-se necessária devido à significativa flutuação das tensões na armadura quando a altura de solo sobre o tubo é pequena.

Nestas situações, a laje de cobertura estaria trabalhando como uma superestrutura de ponte. Assim, a armadura nas seções do meio da laje e nas quinas, deve ser verificada à fadiga. Nas outras seções mais afastadas não é necessário fazer esta verificação.

A verificação da fadiga nessas duas seções deve ser feita com as recomendações da NBR 6118, que estabelece a seguinte condição:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{Ss} \leq \Delta f_{Sd,fad} \quad (4.86)$$

onde:

$$\gamma_f = 1$$

$\Delta\sigma_{Ss}$ - máxima variação da tensão na armadura calculada para a combinação freqüente de ações

$\Delta f_{Sd,fad}$ - resistência à fadiga da armadura

Os valores das resistências à fadiga são fornecidos na NBR 6118. Na falta de informações mais precisas, pode-se considerar a resistência à fadiga das telas soldadas iguais às das barras. Tendo em vista que as telas e as barras no meio do vão são retas e na quina são fortemente curvadas, recomenda-se empregar os seguintes valores:

- no meio da laje de cobertura $\Delta f_{Sd,fad} = 190$ MPa para diâmetros até 16 mm
- nas quinas superiores $\Delta f_{Sd,fad} = 105$ MPa para diâmetros até 20 mm

Para o cálculo da máxima variação da tensão, emprega-se a combinação freqüente de ações, com a expressão:

$$F_{d,uit} = \sum_{i=1}^n F_{Gi,k} + \psi_{1,fad} F_{qk} \quad (4.87)$$

As ações permanentes seria o peso próprio, a terra sobre o tubo e o empuxo de terra. As ações variáveis seriam as cargas móveis e o empuxo de terra das cargas móveis.

Considerando que a laje de cobertura corresponderia à laje do tabuleiro de ponte rodoviária, o fator de redução para a combinação freqüente de fadiga vale:

$$\psi_{1,fad} = 0,8$$

No cálculo da máxima variação da tensão consideram-se as seguintes situações:

a) No meio do vão:

- Tensão máxima calculada com a máxima pressão vertical e mínima pressão horizontal
- Tensão mínima calculada com a mínima pressão vertical e máxima pressão horizontal

b) Nas quinas:

- Tensão máxima calculada com a máxima carga vertical e máxima horizontal
- Tensão mínima calculada com a mínima carga vertical e mínima horizontal

No cálculo das tensões da armadura podem ser empregadas as seguintes expressões:

a) para armadura tracionada

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s} \left(\frac{M_{Sd}}{0,9d} - 0,35N_{Sd} \right) \quad (4.88)$$

onde

M_{Sd} e N_{Sd} momento fletor e força normal na seção considerada

b) Para armadura comprimida

$$\sigma_s = \alpha_e \left(\frac{M_{Sd}}{bh^2/6} - \frac{N_{Sd}}{bh} \right) \quad (4.89)$$

onde

α_e relação dos módulos de elasticidade do aço e do concreto, podendo ser considerada igual a 10.

A expressão da armadura tracionada foi feita considerando flexo-compressão com grande excentricidade e admitiu-se que o braço de alavanca do Estádio II não seria alterado significativamente com a ocorrência da força de compressão.

A expressão da armadura comprimida foi deduzida considerando Estádio Ia.

Feitas as verificações nas seções da quina e do meio do vão e o estado limite de fadiga não for atendido, deve-se modificar o dimensionamento. Entre outras medidas, pode aumentar a área de armadura proporcionalmente à diferença entre a variação das tensões e a resistência à fadiga. Assim, a tensão da armadura tracionada é reduzida e o estado limite de fadiga seria atendido.

4.2.6.7 Verificação da resistência à força cortante

A verificação da resistência à força cortante deve ser feita para a laje de cobertura, na seção junto à mísula.

Quando a altura equivalente de terra for maior que 1,0 metro, as forças cortante na laje são calculadas com o esquema estático apresentado na seção 4.2.4.

No entanto, quando a altura de terra for menor que 1,0 metro, o cálculo da força cortante devido à carga móvel é feito posicionando adequadamente as cargas de roda e considerando a laje de cobertura como elemento isolado, conforme apresentado na seção 4.2.3.

A condição que deve ser atendida para que seja prescindida a armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, é expressa por:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (4.90)$$

onde:

V_{Sd} - força solicitante calculada conforme indicado na seção 4.2.3, com os coeficientes de ponderação estabelecidos na seção 4.2.5.

De acordo com a NBR 6118, a resistência de projeto é dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] b_w d \quad (4.91)$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} \quad (4.92)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (4.93)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (4.94)$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c \quad (4.95)$$

k é um coeficiente que depende da quantidade de armadura que chega ao apoio e da altura útil da seção
sendo:

f_{ctd} - resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento

A_{s1} - área da armadura de tração que chega ao apoio e está devidamente ancorada

N_{sd} - força normal na seção considerada.

Caso não seja verificada a resistência à força cortante, sem armadura transversal, recomenda-se aumentar a espessura da laje.

4.2.6.8 Verificação do limite de abertura de fissura

A verificação da abertura de fissura pode ser feita conforme apresentado na seção 4.1.6.8, para tubos circulares.

4.2.6.9 Verificação da situação de manuseio

A situação manuseio corresponde ao içamento do tubo por dois pontos conforme mostrado na Figura 4.62.

Definindo a distância $d_{iça}$ por onde é feito o içamento, podem-se calcular os momentos fletores por meio do esquema estático indicado na seção 4.2.4, considerando apenas o peso próprio do tubo. Na Figura 4.62b está mostrado o diagrama de momento fletores.

A partir dos momentos fletores pode-se calcular a armadura nas faces internas dos cantos e verificar se as armaduras existentes nas outras seções são suficientes.

Nesta análise devem ser considerados:

a) a resistência do concreto na data de levantamento;

b) coeficiente de ponderação das ações de 1,2, por se tratar de combinação de construção, conforme adiantado na seção 4.2.5 e

c) coeficiente de impacto de 1,2, para considerar a movimentação do elemento.

Tendo em vista que a força de içamento é concentrada, esta armadura deve ser calculada considerando a largura colaborante.

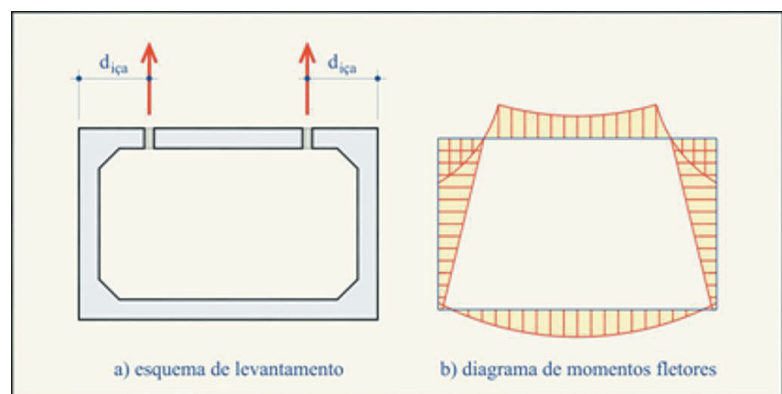


FIGURA 4.62 - Içamento da galeria celular

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. **Concrete pipe design manual**. Arlington, ACPA, 1970. (versão atualizada disponível em: <<http://www.concrete-pipe.org/designmanual.htm>>. Acesso em: 22 out. 2002).

AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. **Concrete pipe technology handbook: a presentation of historical and current state-of-the-art design and installation methodology**. Irving, ACPA, 1993.

- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Standard practice for direct design of buried precast concrete pipe using standard installations (SIDD)**. New York: ASCE, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - procedimento**. NBR 7187, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre**. NBR 7188, Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias**. NBR 7189, Rio de Janeiro, 1985.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Ações e segurança nas estruturas - procedimento**. NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaio**. NBR 8890, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas - Requisitos e métodos de ensaios**. NBR 15396, Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubos de concreto, de seção circular, para cravação - Requisitos e métodos de ensaio**. NBR 15319, Rio de Janeiro, 2007.
- ATHA - **Asociación Española de Fabricantes de Tubos de Hormigón**. Disponível em: < <http://www.atha.es/> >. Acesso em: 22 out. 2002.
- BULSON, P.S. **Buried structures: static and dynamic strength**. London: Chapman and Hall, 1985.
- EL DEBS, M.K. **Projeto estrutural de tubos circulares de concreto armado**. São Paulo, IBTS, 2003
- SCOREL, F. J. **Tubos de concreto. Cimento e Concreto: Boletim de Informações ABCP**, São Paulo, n.56, p.549-616, 1949.
- FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.
- HEGER, F.J.; MCGRATH, T. **Crack width control in design of reinforced concrete pipe and box sections**. ACI Journal, v.81, n.2, p.149-184, March-April, 1984.
- KRIZEK, R.J. et al. **Structural analysis and design of pipe culverts**. National Cooperative Highway Research Program, Report n.116, 1971.
- MOLICA JR., S. **O uso da tela soldada no combate à fissuração**. São Paulo: IBTS, s.d.
- RODRIGUES, P.P.F.; CASSARO, C.F. **Pisos industriais de concreto armado**. São Paulo, IBTS, 2002. 2ed.

5

Materiais para Concreto



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Hawkeye Pedershaab
Concrete Technologies Worldwide



Insel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

MATERIAIS PARA CONCRETO

Cláudio Oliveira Silva

5.1 AGREGADOS

Antes relegados à categoria de coadjuvantes, os agregados passam a ocupar papel de grande importância técnica e econômica no concreto a partir dos anos 50 ganhando especial destaque ainda nos anos 90 (SBRIGHI, 2005).

A escassez de jazidas minerais e a conseqüente elevação dos preços, o estudo de reações deletérias ao concreto, provenientes dos agregados, e a evolução das técnicas de dosagem e utilização do concreto; compõem os fatores que elevaram a importância econômica e técnica dos agregados.

5.1.1 Classificação quanto a origem

A maior parte dos agregados para concreto são derivados de rochas de diversos tipos e estas rochas podem ser formadas por diferentes minerais. As diferentes características das rochas utilizadas na produção de concreto, como: resistência, módulo, massa específica e absorção são influenciadas por sua origem.

Os agregados naturais podem ser classificados, quanto à origem, em três diferentes tipos:

- **rochas ígneas**

As rochas ígneas (do latim *ignis*, fogo) são formadas pelo resfriamento do magma proveniente do interior da Terra. O tamanho dos cristais depende da velocidade de resfriamento do magma, quanto maior o tempo de resfriamento maior será o tamanho do cristal formado. Quando o magma se cristaliza abaixo da crosta terrestre, o resfriamento é lento e são formados cristais visíveis a olho nu (grão > 5mm). Estas rochas são denominadas plutônicas (ex. granito) (FRASCÁ & SARTORI, 1998).

O resfriamento rápido do magma ocorre quando este entra em contato com a temperatura ambiente, sendo cristalizado na superfície. É o que ocorre nas erupções vulcânicas. Neste caso os cristais formados são muito pequenos (grão < 1 mm), sendo denominadas de rochas vulcânicas (ex. basalto).

Uma condição intermediária ocorre quando o magma se cristaliza pouco abaixo da superfície, no interior da crosta. Neste caso, o resfriamento é um pouco mais lento que o das rochas vulcânicas, permitindo que os cristais sejam visíveis a olho nu, embora ainda de tamanho pequeno (grão de 1 a 5 mm). Estas rochas são denominadas rochas hipoabissais (ex. diabásio) (FRASCÁ & SARTORI, 1998).

- **rochas sedimentares**

As rochas sedimentares são formadas por um ciclo que envolve: o intemperismo, a erosão, o transporte e a deposição. Os fragmentos da rocha são depositados em depressões da crosta terrestre (bacias sedimentares) e a transformação em rocha ocorre sob condições de baixa pressão e

temperatura e pode ocorrer por meio de processos químicos (dissolução, precipitação, cristalização, oxidação, redução, outros) e físicos, denominados diagênese. As rochas sedimentares podem ser classificadas em clásticas (ex. arenito) e não-clásticas (ex. calcários e dolomitos) (FRASCÁ & SARTORI, 1998).

Os calcários são rochas formadas a partir do mineral calcita, cuja composição química é o carbonato de cálcio. Pode ser formado pela deposição de carbonato oriundo de fósseis de carapaças e esqueletos dissolvidos em meio aquoso em ambiente marinho ou por precipitação química, quando o carbonato dissolvido na água se cristaliza.

- **rochas metamórficas**

As rochas metamórficas são derivadas de rochas preexistentes que sofreram modificações nas condições físicas (temperatura e pressão) e químicas no decorrer dos processos geológicos. A rocha resultante depende da composição da rocha original e das condições de temperatura e pressão. Deste modo são formadas rochas com diferentes tipos de estrutura (Ex. ardósias, gnaisses, mármore e quartzitos) (FRASCÁ & SARTORI, 1998).

5.1.2 Classificação quanto a obtenção

Os agregados de origem natural podem ser classificados em função da maneira como são obtidos:

- **agregados naturais sem britagem**

São agregados cujo formato e tamanho foram obtidos através da ação de agentes naturais. Para serem utilizados em concreto não necessita de nenhum outro beneficiamento a não ser passarem por processos de lavagem e peneiramento. (Ex. areia de rio, areia de cava, seixo rolado).

- **agregados naturais britados**

Os agregados naturais britados são obtidos através da fragmentação intencional das rochas por meio de processo industrial que envolve as fases de desmonte, britagem e beneficiamento (lavagem e peneiramento). Por este motivo esse tipo de agregado é chamado de brita.

Antes reservado à produção de agregado graúdo, o processo de britagem tem buscado a obtenção de agregados com granulometria parecida com as areias de rio ou de cava. As técnicas para obtenção de areias de brita têm evoluído, com melhora na obtenção da forma dos grãos e já é possível a substituição, de modo satisfatório, das areias de rio ou de cava na produção de concreto. (Ex. pedra britada ou brita, areia de brita ou areia industrial).

- **agregados reciclados**

Os agregados reciclados são obtidos pelo beneficiamento de resíduos de construção ou demolição (RCD), contendo principalmente argamassa, concreto e cerâmica vermelha.

A necessidade eminente de regulamentar a deposição do RCD levou o CONAMA editar a resolução 307, que trata das responsabilidades em relação à geração de resíduos.

A NBR 15116 especifica os requisitos para os agregados reciclados, que na normatização brasileira até o momento está limitada na utilização de concretos sem função estrutural. Portanto, para a produção de tubos e aduelas é ainda necessário aguardar a normatização do uso estrutural de agregados reciclados de RCD. Entretanto, já existem diversos trabalhos mostrando a viabilidade deste tipo de utilização.

- **agregados artificiais**

São fabricados a partir de materiais naturais, utilizando-se processos de calcinação em forno rotativo a temperaturas de 1000°C a 1200°C. O grande diferencial desses agregados é a menor massa específica, obtida pela expansão de gases aprisionados na massa e liberados durante a calcinação. (Ex. argila expandida, vermiculita expandida, ardósia expandida, folhelho expandido).

Utilizados no concreto com o objetivo de obter menor massa específica, normalmente sacrificam a resistência mecânica. Esse tipo de agregado não é utilizado na produção de tubos e aduelas de concreto.

Também são classificados como agregados artificiais os rejeitos de processos industriais, constituídos de material granular com características para uso como agregado. (Ex. escória siderúrgica).

5.1.3 Composição granulométrica

Os agregados para concreto são classificados na norma NBR 7211 quanto a dimensão dos grãos como: agregados graúdos – grãos passante na peneira com abertura de malha 152 mm e retidos na peneira com abertura de malha 4,75 mm e agregados miúdos – grãos passante na peneira com abertura de malha 4,75 mm e retidos na peneira com abertura de malha 0,075 mm.

A classificação dos agregados e sua composição granulométrica são obtidas através do ensaio estabelecido na NBR 7217. No ensaio também são obtidos os valores de dimensão máxima - ($d_{m\acute{a}x}$)¹ e módulo de finura - (MF)².

A composição granulométrica do agregado é muito importante na definição da dosagem do concreto, seja no concreto seco (tubos) e no concreto plástico (aduelas). As tabelas 5.1 e 5.2 apresentam exemplos de ensaio de composição granulométrica efetuados em amostras de agregado miúdo e agregado graúdo respectivamente. Os limites estabelecidos na NBR 7211 e os valores de $d_{m\acute{a}x}$ e MF de cada agregado também estão apresentados.

TABELA 5.1 – Composição granulométrica de uma amostra de agregado miúdo

Peneira com abertura de malha (mm)	Porcentagem, em massa, retida e acumulada					
	Amostra		Limites inferiores		Limites superiores	
	Individual	Acumulada	Zona utilizável ²	Zona ótima ¹	Zona ótima ¹	Zona utilizável ³
6,3 mm	2	2	0	0	0	7
4,75 mm	2	4	0	0	5	10
2,36 mm	5	9	0	10	20	25
1,18 mm	10	19	5	20	30	50
600 µm	25	44	15	35	55	70
300 µm	29	73	50	65	85	95
150 µm	17	90	85	90	95	100
<0,15	10	100	-	-	-	-
Total	100	239	-	-	-	-
Dimensão máxima característica (mm)						4,75
Módulo de finura						2,39

Notas: ¹O módulo de finura da zona ótima varia de 2,20 a 2,90.

²O módulo de finura da zona utilizável inferior varia de 1,55 a 2,20.

³O módulo de finura da zona utilizável superior varia de 2,90 a 3,50.

Dimensão máxima do agregado ($d_{m\acute{a}x}$)¹: é a abertura nominal de peneira, em mm, na qual fica retida acumulada uma porcentagem igual ou imediatamente inferior a 5% da massa do agregado ensaiado. NBR 7211 (ABNT, 2004).
Módulo de finura (MF)²: soma das porcentagens acumuladas retidas nas peneiras da série normal dividido por cem. O valor do módulo de finura é tanto maior quando mais grosso for o agregado (NEVILLE, 1997).

TABELA 5.2 – Composição granulométrica de uma amostra de agregado graúdo

Peneira com abertura de malha (mm)	Porcentagem, em massa, retida e acumulada			
	Amostra		Zonas granulométrica d/D ¹	
	Individual	Acumulada	4,75/12,5	9,5/25
25 mm	0	0	-	0 - 5
19 mm	0	0	-	2 - 15 ²
12,5 mm	0	0	0 - 5	40 ² - 65 ²
9,5 mm	1	1	2 - 15 ²	80 ² - 100
6,3 mm	37	38	40 ² - 65 ²	92 - 100
4,75 mm	43	81	80 ² - 100	95 - 100
2,36 mm	18	99	95 - 100	-
1,18 mm	0	99	-	-
600 µm	0	99	-	-
300 µm	0	99	-	-
150 µm	0	99	-	-
<0,15	1	100	-	-
Total	100	686	-	-
Dimensão máxima característica (mm)				9,5
Módulo de finura				5,77

Notas: ¹ d/D = relação entre a menor dimensão do agregado e a maior dimensão do agregado.

² Em cada zona granulométrica a NBR 7211 (ABNT, 2004) permite em apenas um dos limites marcados uma variação de, no máximo, cinco unidades percentuais. Esta variação pode ser distribuída entre os limites marcados.

Os agregados para concreto, além de atender às especificações da NBR 7211 quanto aos limites granulométricos, deve atender também a NBR 8890 quanto aos requisitos de dimensão máxima (dm_{ax}) dos grãos.

A dm_{ax} deve ser limitada ao menor valor entre um terço da espessura da parede do tubo e cobertura mínima da armadura. Para tubos de até 600 mm de diâmetro nominal, o cobertura da parede externa deve ser no mínimo de 15 mm. Para os tubos de diâmetro nominal maior que 600 mm o cobertura da parede externa deve ser de mínimo de 20 mm.

Para aduelas, o dm_{ax} do agregado deve ser menor que 20% da espessura nominal do cobertura, que é estabelecido pela NBR 15396 em 30 mm. Para ambientes com agressividade forte ou muito forte é necessário verificar os valores especificados na NBR 6118.

5.1.4 Forma e textura superficial

Normalmente se considera que, quanto mais arredondado o formato do grão, mais favoravelmente o agregado irá influenciar o concreto no estado fresco. O formato arredondado facilita a movimentação dos grãos, melhorando a plasticidade do concreto.

Agregados com grãos lamelares, onde a relação entre o comprimento e espessura do grão é maior que três, necessitarão de maior consumo de pasta de cimento para lubrificar os grãos e diminuir o atrito entre eles, aumentando o custo do concreto.

Os grãos de formato arredondados são característicos dos agregados de origem natural que não necessitam de britagem para seu uso em concreto. A forma arredondada é resultado da ação natural de transporte através do vento ou da água, ao longo de muitos anos. A figura 5.1 apresenta a relação entre grau de esfericidade e grau de arredondamento de grãos de agregados.

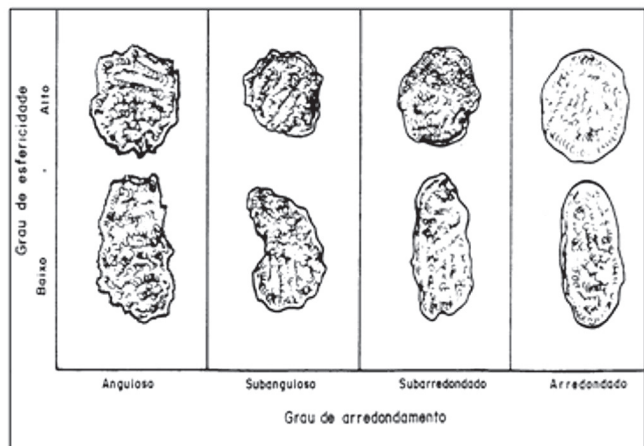


FIGURA 5.1 - Relação entre grau de esfericidade e grau de arredondamento

Para a maioria dos agregados naturais britados, a obtenção de formas mais próximas do arredondado, é dificultada pela natureza da rocha e pelo tipo de equipamento utilizado.

O formato arredondado, normalmente, está associado a uma textura lisa e texturas muito lisas prejudicam a aderência entre a pasta de cimento e o agregado, podendo contribuir para menores resistências do concreto. Ao contrário, as texturas mais ásperas, por sua vez, favorecem a aderência entre pasta e agregado, contribuindo para o aumento da resistência do concreto.

Deste modo, pode-se dizer que o agregado ideal é o com maior grau de esfericidade e grau de arredondamento que mantenha uma superfície áspera o suficiente para garantir boa aderência à pasta de cimento.

A forma do grão de agregados graúdos pode ser determinada através do ensaio de índice de forma estabelecido na NBR 7809. No ensaio determina-se a relação média de valores obtidos em determinado número de grãos, entre a maior dimensão do grão (comprimento) e a menor dimensão do grão (espessura). A NBR 7211 estabelece que a relação média entre comprimento e espessura não deve ser maior que três.

5.1.5 Absorção de água e umidade superficial

A absorção de água e a umidade superficial dos agregados são fatores importantes que devem ser considerados durante o controle de produção do concreto para fabricação de tubos e aduelas. Variação na quantidade de água total do agregado durante a produção altera a dosagem do concreto, resultando em maior dificuldade na obtenção e manutenção da qualidade do produto final.

Quando todos os poros permeáveis de um grão estão preenchidos e não há filme de água na superfície, o agregado estará na condição saturada superfície seca (SSS), quando o agregado está saturado e também há umidade livre na superfície, o agregado está na condição úmida ou saturada. Na condição completamente seca, toda a água evaporável do agregado foi eliminada durante permanência em estufa a 100°C (METHA & MONTEIRO, 1994).

A absorção de água do agregado pode ser definida como sendo a diferença entre a massa do agregado na condição saturado superfície seca (SSS) e sua massa seca, expressa em porcentagem. Já a umidade superficial ou simplesmente umidade é definida pela porcentagem de massa do agregado que excede a condição SSS.

Os vários estados de umidade que podem estar presentes em um grão de agregado são apresentados na figura 5.2.

A absorção de água do agregado miúdo pode ser medida através do ensaio estabelecido pela NBR NM 30 e a absorção do agregado graúdo através do ensaio da NBR NM 53.

A umidade de um agregado graúdo dificilmente ultrapassa valores acima de 1%, enquanto que as areias naturais podem apresentar valores de até 10% de umidade. A quantidade de água total do agregado é a soma entre a absorção e a umidade. Na fábrica, este valor pode ser verificado através de umidímetros instalados nos silos de agregados ou por meio de ensaios de campo, como o ensaio da frigideira. Nesse último, quando uma amostra de 500 g do agregado é seca em frigideira colocada sob fogo alto, e a quantidade de água do agregado é determinada pela diferença entre a massa úmida e massa seca dividida pela massa seca. (NEVILLE, 1997)

As areias naturais podem sofrer ainda o fenômeno de inchamento, ou seja, o aumento do volume aparente. Isto ocorre devido à tensão superficial da água que mantém as partículas afastadas.



FIGURA 5.2 - Estados de umidade presentes em um grão de agregado (NEVILLE, 1997)

Em areias finas este aumento pode ser de até quarenta por cento do volume no estado seco. Por este motivo que o proporcionamento dos materiais em volume implica maior variação na dosagem do concreto, sendo mais favorável à dosagem em massa (METHA & MONTEIRO, 1994).

O inchamento da areia pode ser verificado através do ensaio descrito na NBR 6467.

5.1.6 Massa específica e massa unitária

Os agregados contêm poros permeáveis e impermeáveis, os poros permeáveis ou capilares permitem a entrada e saída de água, enquanto que os poros impermeáveis são fechados. Na determinação da massa específica, que caracteriza cada material, a massa específica, relação entre massa e volume, do agregado é considerada eliminando-se o vazio entre os grãos do agregado e o volume dos poros capilares, mas considerando-se o volume dos poros fechados.

A massa específica é utilizada no cálculo do consumo em massa do cimento e dos agregados utilizados em um metro cúbico de concreto, devendo-se descontar o ar incorporado, que é de cerca de 2%.

Para verificações de estoques ou dosagens em volume, é necessário conhecer a massa unitária dos materiais. Na determinação da massa unitária estamos considerando também o volume de vazios entre os grãos. A massa unitária depende da maneira como o agregado é compactado no recipiente e pode ser determinada no estado solto (não adensado) ou compactado (adensado).

Para os agregados miúdos a determinação da massa específica e massa específica aparente é determinada pela norma NBR NM 52 e para os agregados graúdos deve-se utilizar a NBR NM 53.

As normas NBR 7251 e NBR 7810 especificam os procedimentos para a determinação das massas unitárias em estado solto e compactado de agregados miúdos e graúdos, respectivamente. As figuras 5.3 e 5.4 ilustram a execução dos ensaios de massa específica e massa unitária.



FIGURA 5.3 - Determinação da condição saturada superfície seca (lado esquerdo) utilizada para determinar a massa específica em agregado miúdo por meio do picnômetro, NBR NM 52



FIGURA 5.4 - Recipiente utilizado na determinação da massa unitária solta de agregado miúdo, NBR NM 52

A tabela 5.3 apresenta valores de referência para massa específica para alguns dos principais agregados utilizados na produção de concreto.

5.1.7 Impurezas orgânicas

TABELA 5.3 – Massa específica e massa unitária referenciais de diversos tipos de agregados (NEVILLE, 1997)

Tipo de agregado	Massa específica (kg/m ³)
Basalto	2,80
Granito	2,69
Arenito	2,69
Calcário	2,66
Quartzito	2,62
Areia	2,45*

Valores médios obtidos no laboratório da ABCP

As impurezas orgânicas presentes nos agregados podem interferir nas reações de hidratação do cimento. Estas impurezas são oriundas da decomposição de matéria vegetal e aparecem na forma de húmus e argila orgânica. São encontrados mais comumente em areias naturais (NEVILLE, 1997).

A presença de impureza orgânica em agregados miúdos é verificada através do ensaio especificado na NBR NM 49. A figura 5.5 apresenta o resultado de um ensaio de determinação de impureza orgânica.

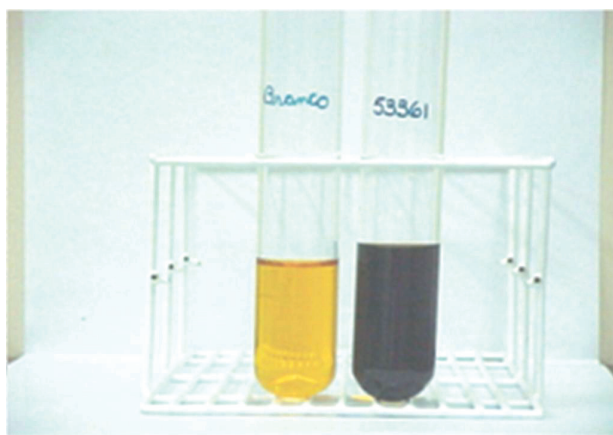


FIGURA 5.5 - Ensaio para determinação da presença de impureza orgânica

No tubo de ensaio à esquerda está a solução padrão e à direita a amostra ensaiada, sendo que, a coloração mais escura confirma a presença de impureza orgânica.

Entretanto, nem toda impureza orgânica é prejudicial ao concreto. Neste caso, a utilização do agregado miúdo com presença de impurezas orgânicas deve ser avaliada através da realização do ensaio de qualidade da areia estabelecido pela NBR 7221.

5.1.8 Argila e materiais friáveis

A argila pode estar presente no agregado na forma de películas superficiais ou em torrões. A presença de argila, silte e outros materiais friáveis interferem na aderência entre o agregado e a pasta de cimento, causando diminuição da resistência do concreto. (NEVILLE, 1997).

A presença de argila pode ser detectável durante uma análise visual, entretanto é importante realizar o ensaio para determinação do teor de argila e materiais friáveis conforme estabelecido na NBR 7218. A figura 5.6 apresenta um exemplo de contaminação de areia com torrões de argila.



FIGURA 5.6 - Areia natural contaminada por torrões de argila

O teor máximo permitido pela NBR 7211 é de 3% em massa para o agregado miúdo, e de 1% para o agregado graúdo.

5.1.9 Material pulverulento

O material pulverulento é constituído de partículas com dimensão inferior a 75 µm, inclusive por materiais solúveis em água (SBRIGHI, 2005).

A NBR 7211 especifica para o agregado miúdo valores máximos de 3,0%, em massa, para concretos submetidos a desgaste superficial e de 5,0% para os demais concretos. No agregado graúdo o limite é de 1%. Para o agregado total do concreto o limite é de 6,5%.

Estes limites são bastante importantes quando tratamos de concretos plásticos, como o utilizado na produção de aduelas de concreto. Para os concretos secos, utilizados na produção de tubos, teores maiores de material pulverulento são necessários para proporcionar maior coesão à mistura, visto que a desforma ocorre imediatamente após a moldagem, devendo a peça sustentar seu peso próprio ainda em estado fresco.

Devem ser evitados agregados com material pulverulento constituído por materiais micáceos, ferruginosos e argilo-minerais expansivos (SBRIGHI, 2005).

O teor de material pulverulento é determinado através do ensaio da NBR NM 46. A figura 5.7 ilustra a realização do ensaio que utiliza uma peneira com abertura de malha 75 µm.



FIGURA 5.7 - Determinação do teor de material pulverulento

5.1.10 Contaminação com açúcar

O açúcar é uma substância que tem como propriedade o retardamento da pega do concreto, provavelmente agindo no cimento retardando a formação de C-S-H (Silicatos de Cálcio Hidratados). Dependendo do tipo de cimento utilizado, da quantidade de açúcar e do instante em que ele entrou em contato com a mistura, a pega do concreto pode ser retardada em várias horas prejudicando também a evolução da resistência à compressão.

A contaminação do agregado com açúcar pode ocorrer em regiões onde é comum o transporte de cana-de-açúcar em caminhões que depois irão transportar agregado, sem o cuidado de lavagem da carroceria. Pequenas quantidades de café adoçado jogado no monte de areia também podem ser suficientes para contaminar o agregado e causarem efeitos deletérios no concreto.

A presença de açúcar no agregado pode ser detectada através do ensaio ABCP procedimento PO-GT-3040 adaptado do método CRD – C 213-48 especificado pelo Corps of Engineers - E.U.A.

O método consiste em colocar o agregado em uma solução com marcador químico, que na presença de açúcar forma um anel de cor roxa. A figura 5.8 ilustra o ensaio de presença de açúcar.

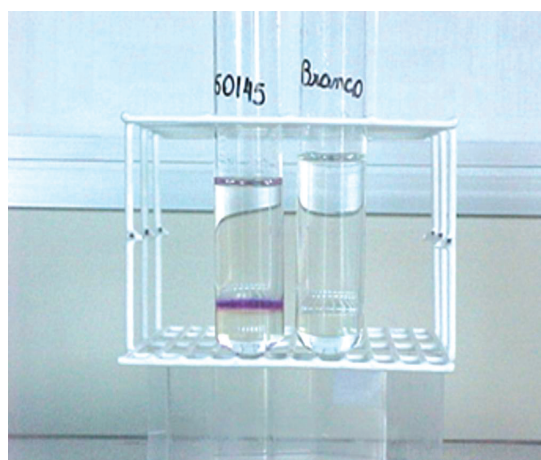


FIGURA 5.8 - Determinação da presença de açúcar. No tubo de ensaio à esquerda observa-se a formação do anel de cor roxa, confirmando a presença de açúcar na amostra de areia

5.1.11 Contaminação por sais

A presença de cloretos, sulfatos, nitratos e sulfetos no agregado, podem provocar além da corrosão das armaduras ou das fibras metálicas (cloretos), alterações na hidratação do cimento Portland, eflorescências e expansões (sulfatos e sulfeto) (SBRIGHI, 2005).

As areias extraídas de praias ou dragadas do mar não são indicadas para a utilização em concreto, a não ser que sejam beneficiadas (NEVILLE, 1997).

A NBR 9917 estabelece o método para determinação da presença de sais no agregado.

5.1.12 Reatividade do agregado

Alguns tipos de agregados podem apresentar reação com os hidróxidos alcalinos solubilizados na fase líquida dos poros do concreto. A reação, conhecida como reação álcali-agregado (RAA) ocorre na presença de água e resulta na formação de um gel que, ao se acumular nos vazios e na interface pasta-agregado, se expande e exerce pressão interna no concreto. Ao exceder a sua resistência à tração, a pressão interna pode promover fissurações, podendo levar a desagregação (MUNHOZ, 2007).

A RAA compreende três tipos, em função da composição mineralógica dos agregados e do mecanismo envolvido: reação álcali-sílica, reação álcali-silicato e reação álcali-carbonato (MUNHOZ, 2007). Obras em contato com umidade como: hidráulica, barragem, ponte, pavimento, fundação, entre outras estão mais suscetíveis a RAA (KIHARA; & SCANDIUZZI, 1993). Portanto, redes de drenagem e esgotamento sanitário podem ser vulneráveis quando utilizam agregados reativos.

A única forma de prevenir a ocorrência de RAA é verificar previamente a reatividade do agregado antes de utilizá-lo no concreto que irá produzir os tubos e aduelas. Em função do resultado, deve-se selecionar o cimento Portland mais adequado para inibir a reação.

A reatividade do agregado pode ser determinada pelo método acelerado das barras de argamassa ASTM C 1260. A análise petrográfica permite avaliar a reatividade de agregado com base na identificação das fases reativas presentes no material. (MUNHOZ, 2007).

Quando for constatada a reatividade do agregado, podem-se tomar ações preventivas como: o uso cimentos Portland com baixos teores de álcalis, limitando o teor total de álcalis no concreto a um valor específico, sendo a recomendação mais comum de $3\text{kg/m}^3 \text{Na}_2\text{O}_e$ (FOURNIER & BÉRUBÉ, 2000). O uso de cimento Portland CP IV com teores de cinza volante entre 25% a 35%, cimento Portland CP III com adição de escória de alto-forno em teores acima de 50%, a adição no concreto de: sílica ativa em teores de 10 a 12%, e de metacaulim em teores próximos de 10%, são maneiras eficientes de reduzir a reação (MUNHOZ, 2007).

No ensaio especificado pela norma ASTM C 1260 a expansão média aos 14 dias de cura em solução alcalina é tomada como valor de referência para a estimativa da reatividade potencial do agregado com

os álcalis. Expansões superiores a 0,20% aos 14 dias indicam que o agregado é reativo e que entre 0,10% e 0,20% o agregado é potencialmente reativo, necessitando de ensaios complementares para decisão quanto a seu uso. Expansões abaixo de 0,10% indicam que o agregado é inócuo. Esses valores são válidos quando se utiliza no ensaio um cimento comprovadamente não inibidor da reação álcali-agregado.

A figura 5.9 ilustra o resultado de reatividade de duas amostras de agregados ensaiadas conforme a ASTM 1260 e a figura 5.10 apresenta micrografia de concreto com reação álcali-agregado.

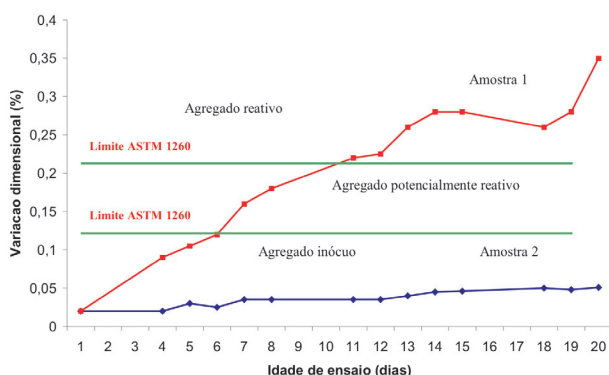


FIGURA 5.9 - Ensaio de reatividade de agregados. ASTM 1260

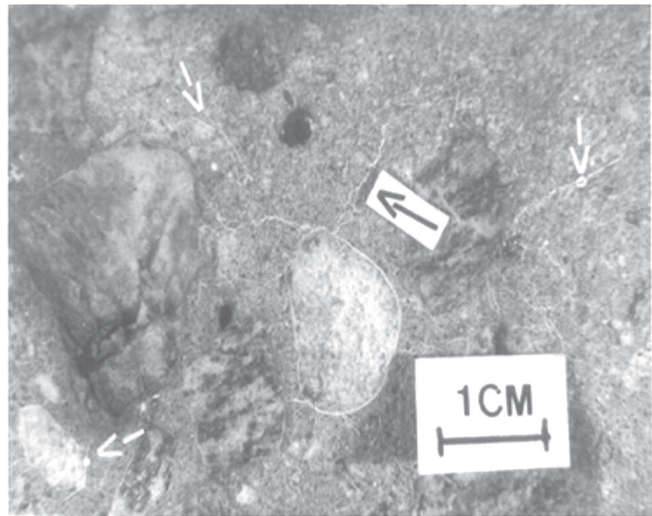


FIGURA 5.10 - Micrografia de concreto com reação álcali-agregado. Observa-se fissuras e o anel de gel no entorno do agregado

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL (ASTM). ASTM C-1260/05a. **Standard test method for potential alkali reactivity of aggregates (mortar-bar method)**. Philadelphia, 2005. section 4 (Construction), v. 04.02 (Concrete and Aggregates).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. PO-GT-3040. **Determinação do teor de açúcar – Método Qualitativo**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados – Determinação do inchamento de agregado miúdo**. NBR 6467, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados para concreto – Especificação**. NBR 7211, Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados – Determinação da composição granulométrica**. NBR 7217, Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis**. NBR 7218, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Ensaio de qualidade de areia – Método de ensaio**. NBR 7221, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado em estado solto - Determinação da massa unitária**. NBR 7251, Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio**. NBR 7809, Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios**. NBR 8890, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados para concreto – Determinação de sais, cloretos e sulfatos solúveis – Método de ensaio.** NBR 9917, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo – Método de ensaio.** NBR 9937, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos.** NBR 15116, Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubos de concreto, de seção circular, para cravação – Requisitos e método de ensaios.** NBR 15319, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas – Requisitos e método de ensaios.** NBR 15396, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado miúdo - Determinação da absorção de água.** NBR NM 30, Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometro, por lavagem.** NBR NM 46, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas.** NBR NM 49, Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente.** NBR NM 52, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água – Método de ensaio.** NBR NM 53, Rio de Janeiro, 2003.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE - CONAMA – **Gestão dos resíduos da construção civil - Resolução 307.** Brasília, 2002.

FRASCÁ, M. H. B. O. & SARTORI, P. L. P. **Minerais e rochas.** In: Geologia de engenharia, 1998. São Paulo. Livro. Ed. OLIVEIRA, A. M. S. & BRITO, S. N. A. Associação brasileira de geologia de engenharia, 1998, p 15-55.

METHA, P.K & MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: Pini, 1994.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto.** Tradução, Salvador Giammusso. São Paulo: Pini, 1997.

SBRIGHI NETO, C. **Agregados para concreto.** In: Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações, 2005. São Paulo. Livro. Ed. Geraldo C. Isaia - Instituto Brasileiro do Concreto, 2005 , v1, p 323-343.

5.2 CIMENTO PORTLAND

Cláudio Oliveira Silva

A história do cimento Portland, como conhecemos hoje, começa em 1756, quando John Smeaton, buscou um material de maior qualidade para realizar a reforma do farol de Eddystone em Cornwall, Inglaterra. Foi Smeaton que primeiro descobriu as propriedades satisfatórias de se adicionar argila à mistura de calcário e pozolana, utilizada desde à época dos romanos. (Neville, 1997).

Provavelmente outros estudos foram realizados na Europa para formular um cimento de maior qualidade que aqueles utilizados pelos romanos, mas coube a Joseph Aspdin, um construtor da cidade de Leeds, na Inglaterra, que 1824 obteve o registro de patente do cimento Portland. (Kihara, Centurione, 2005).

O nome Portland que serve para designar o cimento produzido pela mistura de cal, argila e óxido de ferro, aquecidas em fornos e depois moídas e misturadas ao gesso; deve ter origem na ilha de Portland, também na Inglaterra, localidade onde à época se extraía a Pedra de Portland, um calcário com coloração semelhante ao cimento que utilizamos hoje (Neville, 1997).

No Brasil, a primeira produção regular de cimento Portland iniciou-se em Cachoeiro de Itapemirim no Espírito Santo em 1925, embora a fábrica tenha sido inaugurada em 1912. Em 1926, é inaugurada a fábrica de cimento Perus, na cidade de São Paulo que funcionou até 1984.

Em 1936, quando o Brasil já contava com cerca de cinco grupos cimenteiros, foi fundada, por iniciativa destas empresas a Associação Brasileira de Cimento Portland, entidade técnica que nos seus mais de setenta anos, têm contribuído para o desenvolvimento técnico do cimento Portland no Brasil. Atualmente temos no Brasil dez grupos empresariais com o total de 57 fábricas distribuídas por todo território nacional.

5.2.1 Fabricação

A fabricação do cimento Portland envolve as etapas de extração de calcário e argila. Estes materiais são britados e colocados em um depósito. Em seguida, é estabelecida a proporção entre o calcário e argila, que dependerá da composição química das jazidas. A mistura de calcário e argila é moída no moinho de cru, nome dado à mistura. O cru ou farinha são homogeneizados e então entra no pré-aquecedor, que aproveita calor do forno para realizar descarbonatação do calcário. (Neville, 1997).

No forno rotativo, a mistura é aquecida à temperaturas de até 1450°C. Para aquecer o forno podem ser utilizados óleo ou carvão como combustível. Atualmente a indústria tem voltado seus esforços para o uso de combustíveis alternativos como o coque de petróleo, produto oriundo da última etapa no refino do petróleo. Outra ação importante da indústria de cimento para o ambiente é o co-processamento, quando se combina a incineração de resíduos industriais com geração de calor no forno. No co-processamento podem ser utilizados, pneus, borra de tinta, solventes e outros materiais com poder calorífico e quantidade de emissões compatíveis com a produção do cimento.

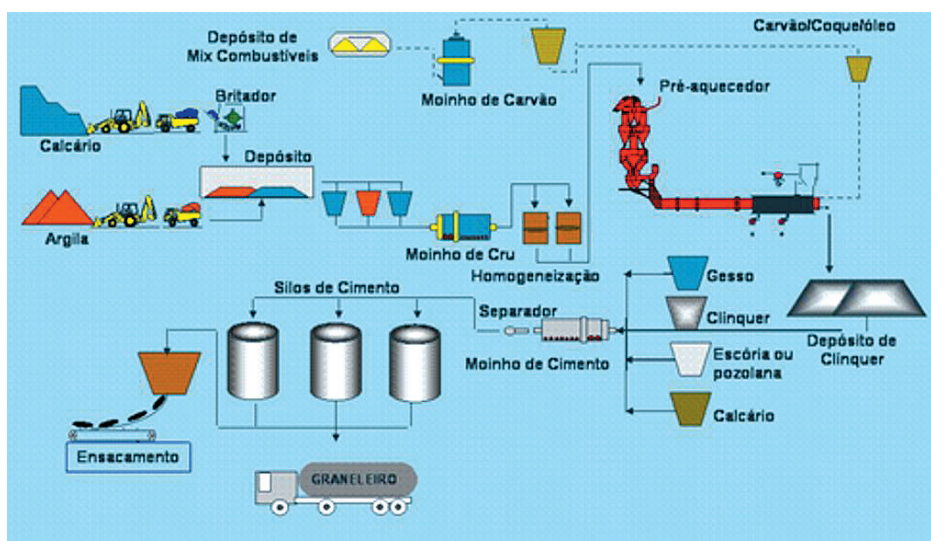


FIGURA 5.11 - Processo de fabricação do cimento Portland

Após o processo de queima, o clínquer é resfriado rapidamente para manter a reatividade dos minerais formados durante o processo de clínquerização. (Kihara, Centurione, 2005).

O clínquer entra no moinho juntamente com o gesso e dependendo do tipo de cimento, com as adições como: escória de alto-forno, pozolana ou filler calcário. No moinho estes materiais são reduzidos a um pó fino, o cimento Portland. O cimento então é ensacado em sacos de 50 kg ou 40 kg ou transportado em caminhões graneleiros com capacidade de 27 t. A figura 5.11 ilustra o processo de fabricação do cimento Portland.

5.2.2 Composição do Cimento Portland

As principais matérias primas utilizadas na fabricação do cimento Portland são: o calcário, a sílica, alumina e óxido de ferro. (Neville, 1997). Durante o processo de clínquerização são formados os principais componentes minerais sintéticos do clínquer Portland: silicato tricálcico – C_3S (alita), silicato dicálcico – C_2S (belita), aluminato tricálcico – C_3A , ferroaluminato tetracálcico – C_4AF . (Neville, 1997) e (Kihara, Centurione, 2005).

O principal constituinte do clínquer Portland é a alita, com teores entre 40% a 70%, que tem importante participação na evolução da resistência à compressão nas primeiras idades. A belita está presente com teores entre 10% a 20% e participa das resistências mais avançadas (acima de 28 dias de cura). O C_3A e o C_4AF são chamados de fase intersticial, porque preenchem os espaços entre os cristais de alita e a belita e correspondem entre 15% e 20% do clínquer Portland. (Kihara, Centurione, 2005).

O C_3A é o elemento mais reativo do clínquer, sendo responsável pela pega do cimento. O C_4AF tem importante papel na resistência ao ataque por sulfatos ao concreto. Outros componentes formados são o C_aO (cal livre), que não deve estar presente em teores acima de 2%, e o MgO (periclásio). Estes materiais são indesejáveis devido ao risco de expansão quando hidratados. (Kihara, Centurione, 2005).

5.2.3 Hidratação do Cimento Portland

Os silicatos e aluminatos do cimento Portland na presença de água formam produtos hidratados que com o decorrer do tempo darão origem a uma massa firme e resistente. (Neville, 1997).

A hidratação se processa por meio de uma redução progressiva da partícula de cimento. A velocidade de hidratação decresce continuamente, o que justifica a presença de grãos de cimento não hidratados, em contato com a água, mesmo após 28 dias. (Neville, 1997)

A hidratação forma fases de baixa cristalinidade como o C-S-H (silicatos de cálcio hidratados), etringita ($Ca_3Al_2O_6 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) e portlandita ($Ca(OH)_2$). (Kihara, Centurione, 2005). A figura 5.12 ilustra as fases de hidratação do cimento Portland.

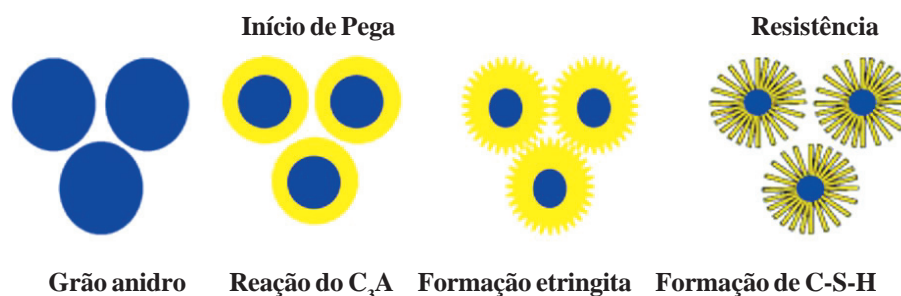


FIGURA 5.12 - Simplificação das fases de hidratação do cimento Portland

5.2.4 Tipos de cimento

No Brasil estão disponíveis cinco tipos básicos de cimento Portland: cimentos comuns, cimentos compostos, cimento de alta resistência inicial, cimento com adição de escória de alto-forno e cimento com adição de pozolana.

Os cimentos comuns podem ser do tipo CP I sem nenhuma adição a não ser o gesso e CP I-S, que permite até 5% de adição. Os cimentos compostos surgiram no Brasil em 1991 e compreendem três tipos de cimento: CP II - E com adição de escória de alto-forno entre 6% a 34%, CP II - Z com adição de pozolana em teores entre 6% a 14% e CP II - F com adição de filer calcário de 6% a 10%.

O cimento de alto-forno CP III permite adição de escória na faixa de 35% a 70%. O cimento pozolânico admite a adição de pozolana entre 15% a 50%. O cimento de alta resistência inicial permite apenas adição de filer calcário em até 5%. A tabela 5.4 apresenta as características dos cimentos Portland comercializados no Brasil.

TABELA 5.4 – Composição dos principais cimentos Portland no Brasil

Cimento Portland	Sigla	Classe (MPa)	Clinker+ gesso	Adições		
				Escoria (E)	Pozolana (Z)	Filer (F)
Comum	CP I	32 e 40	100 %	-	-	-
	CP I-S	32 e 40	99-95	1-5		
Composto	CP II-E	32 e 40	94-56	6-34	-	0-10
	CP II-Z	32 e 40	94-76	-	6-14	0-10
	CP II-F	32 e 40	94-90	-	-	6-10
Alto Forno	CP III	32 e 40	65-25	35-70	-	0-5
Pozolânico	CP IV	32	85-45	-	15-50	0-5
Ari	CP V	---	100-95	-	-	0-5

A utilização de cimentos com adições implica em aspectos técnicos e econômicos. O primeiro está relacionado à durabilidade das estruturas e, sob o ponto de vista econômico, preservam as jazidas de calcário e argila, reduzem o consumo energético e ecológicos, pois retiram do meio ambiente rejeitos de outros processos industriais e diminuem a emissão de CO₂ pela menor produção de clínquer.

A disponibilidade dos diversos tipos de cimento nas diferentes regiões do Brasil depende da disponibilidade das adições nestes locais.

As escórias de alto-forno são obtidas durante a produção de ferro-gusa nas indústrias siderúrgicas.

Deste modo, sua oferta é mais abundante na região sudeste, onde estão localizadas grande parte das siderúrgicas brasileiras (ABCP, 1997)

Os materiais pozolânicos, utilizados no cimento Portland, podem ser constituídos de derivados da queima de carvão mineral (cinza volante) nas usinas termelétricas, presentes na região Sul do Brasil ou obtidos pela calcinação de certos tipos de argila, comuns no centro-oeste e nordeste do Brasil. A figura 5.13 ilustra a distribuição dos cimentos com adições nas regiões do Brasil.



FIGURA 5.13 - Distribuição dos cimentos com adições nas regiões do Brasil

Outros tipos de cimento especiais também estão disponíveis no mercado brasileiro, como o cimento Portland branco estrutural – CPB, o cimento Portland de baixo calor de hidratação – BC, os cimentos para poços petrolíferos CPP e o cimento Portland resistente aos sulfatos – RS, que será abordado separadamente por sua importância na fabricação de tubos e aduelas de concreto.

A tabela 5.5 apresenta, de modo simplificado, a influência dos diversos tipos de cimento em argamassas e concretos. Esta influência é relativa, e pode ser reduzida ou aumentada dependendo principalmente da relação *a/c* (ABCP, 1997).

TABELA 5.5 – Influência dos tipos de cimento nas argamassas e concretos (ABCP, 1997)

Propriedade	Tipo de Cimento					
	Comum e Composto	Alto-Forno	Pozolânico	ARI	Resistente aos Sulfatos	Branco Estrutural
Resistência à compressão	Padrão	Menor nos primeiros dias e maior no final da cura	Menor nos primeiros dias e maior no final da cura	Muito maior nos primeiros dias	Padrão	Padrão
Calor gerado na reação do cimento com a água	Padrão	Menor	Menor	Maior	Padrão	Maior
Impermeabilidade	Padrão	Maior	Maior	Padrão	Padrão	Padrão
Resistência aos agentes agressivos (água do mar e de esgotos)	Padrão	Maior	Maior	Menor	Maior	Menor
Durabilidade	Padrão	Maior	Maior	Padrão	Maior	Padrão

5.2.5 Aplicações do Cimento Portland

Podemos considerar que através de ajustes, os diversos tipos de cimento podem ser utilizados nas diferentes aplicações em concretos e argamassas, entretanto, as diferentes características proporcionadas pelas diferentes composições dos cimentos Portland, mostram que certos tipos são mais apropriados para determinados fins (ABCP, 1997).

Para a produção de tubos e aduelas de concreto, que apresentam necessidade de desforma rápida e também rápida evolução das resistências mecânicas, os cimentos mais indicados são o CP V ARI e os cimentos compostos CP II-F e CP II-E. Para os tubos de esgoto ou outras estruturas em contato com solos contaminados, é necessário à utilização de cimentos resistentes aos sulfatos, sem que se percam as características mecânicas, necessárias para manter adequado o processo de fabricação. Neste caso o cimento indicado é o CP V ARI RS – cimento Portland de alta resistência inicial e resistente ao ataque por sulfatos.

5.2.6 Especificações normativas

As tabelas 5.6 e 5.7 apresentam as especificações físicas e químicas dos cimentos Portland mais comumente utilizados na fabricação de tubos e aduelas.

TABELA 5.6 – Especificações físicas e mecânicas para os cimentos Portland segundo normas brasileiras (ABCP, 1997)

Tipo de Cimento	Classe	Resíduo na # 200 (75µm) (%)	Finura Blaine (m ² /g)	Início de pega (h)	Fim de pega (h)	Resistência à compressão (MPa)			
						1 dia	3 dias	7 dias	28 dias
CP II-E	32	≤ 12	≥ 260	≥ 1,0	≤ 10,0	-	≥ 10,0	≥ 20,0	≥ 32,0
	40	≤ 10	≥ 280			-	≥ 15,0	≥ 25,0	≥ 40,0
CP II-Z	32	≤ 12	≥ 260	≥ 1,0	≤ 10,0	-	≥ 10,0	≥ 20,0	≥ 32,0
	40	≤ 10	≥ 280			-	≥ 15,0	≥ 25,0	≥ 40,0
CP II-F	32	≤ 12	≥ 260	≥ 1,0	≤ 10,0	-	≥ 10,0	≥ 20,0	≥ 32,0
	40	≤ 10	≥ 280			-	≥ 15,0	≥ 25,0	≥ 40,0
CP III	32	≤ 8	-	≥ 1,0	≤ 12,0	-	≥ 10,0	≥ 20,0	≥ 32,0
	40					-	≥ 12,0	≥ 23,0	≥ 40,0
CP IV	32	≤ 8	-	≥ 1,0	≤ 12,0	-	≥ 8,0	≥ 15,0	≥ 25,0
	40					-	≥ 10,0	≥ 20,0	≥ 32,0
CP V ARI	-	≤ 6,0	≥ 300	≥ 1,0	≤ 12,0	≥ 14,0	≥ 24,0	≥ 34,0	-
CP V ARI RS	-	≤ 6,0	≥ 300	≥ 1,0	≤ 12,0	≥ 11,0	≥ 24,0	≥ 34,0	-

TABELA 5.7 – Especificações químicas para os cimentos Portland segundo normas brasileiras

Tipo de Cimento	Resíduo insolúvel (%)	Perda ao fogo (%)	Teores de óxidos		
			MgO	SO ₃	CO ₂
CP II-E	≤ 2,5	≤ 6,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 5,0
CP II-Z	≤ 16,0	≤ 6,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 5,0
CP II-F	≤ 2,5	≤ 6,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 5,0
CP III	≤ 1,5	≤ 4,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 3,0
CP IV	-	≤ 4,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 3,0
CP VARI	≤ 1,0	≤ 4,5	≤ 6,5	(*)	≤ 3,0
CP VARI RS	-	≤ 4,5	≤ 6,5	(*)	≤ 3,0

Nota: (*) ≤ 3,5% para teor de C3A ≤ 8% e ≤ 4,5 para teor de C3A > 8%

5.2.7 Resistência ao ataque por sulfatos

Entre os ataques químicos, que o concreto pode sofrer, as reações deletérias causadas por sulfatos é a que mais deve preocupar os fabricantes de tubos e aduelas de concreto.

O ataque do concreto por sulfato pode se manifestar na forma de expansão, causando fissuração. A fissuração facilita a penetração da água agressiva, acelerando o processo de deterioração. O ataque por sulfato também pode se apresentar na forma de uma perda progressiva de resistência e massa, devido à deterioração dos produtos hidratados (METHA & MONTEIRO, 1994).

A maneira de se evitar o ataque por sulfatos, visto que não é tão incomum encontrar ambientes contaminados com concentrações de sulfatos deletérias ao concreto, é a utilização de cimentos resistentes ao ataque por sulfatos.

Um dos métodos mais utilizados para avaliar se um cimento apresenta a propriedade de resistir ao ataque por sulfatos, é o ensaio conhecido pelo nome dos pesquisadores que o desenvolveu - Koch&Stein.

O método consiste no cálculo do índice de resistência química a sulfatos (Rn) do cimento. São moldados oito prismas de 10 mm x 10 mm x 60 mm, traço 1:3, relação água:cimento = 0,6. Após cura de 21 dias em água destilada, quatro dos corpos-de-prova são imersos em solução de sulfato de sódio (Na₂SO₄), e os outros quatro permanecem imersos em água destilada. Aos 21, 35, 49 e 77 dias, contados a partir da moldagem, são efetuados os ensaios de resistência à tração na flexão. O Rn será o quociente entre as resistências à tração na flexão dos prismas curados nas duas soluções (água e sulfato). A figura 5.14 ilustra o ensaio de resistência à tração de um corpo-de-prova prismático.

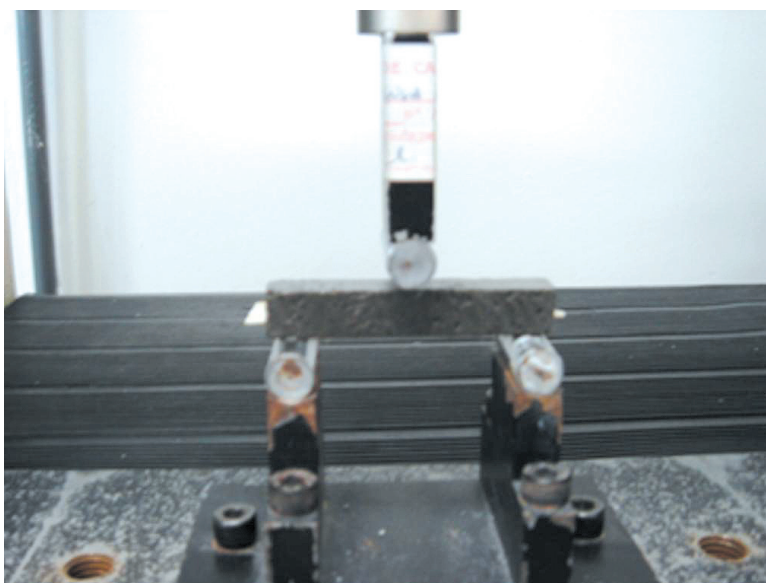


FIGURA 5.14 - Ensaio de tração na flexão em corpo-de-prova prismático com dimensões de 10 mm x 10 mm x 60 mm

A Comissão sobre Resistência do Cimento aos Sulfatos da Associação Alemã da Indústria do Cimento, especifica que um cimento é considerado resistente aos sulfatos quando apresentar, pelo método proposto por Koch & Steinegger, um índice de resistência química igual ou superior a 0,70 aos 77 dias de idade. A figura 5.15 ilustra o resultado de ensaio de três amostras de cimento submetidos ao ensaio de Koch & Steinegger.

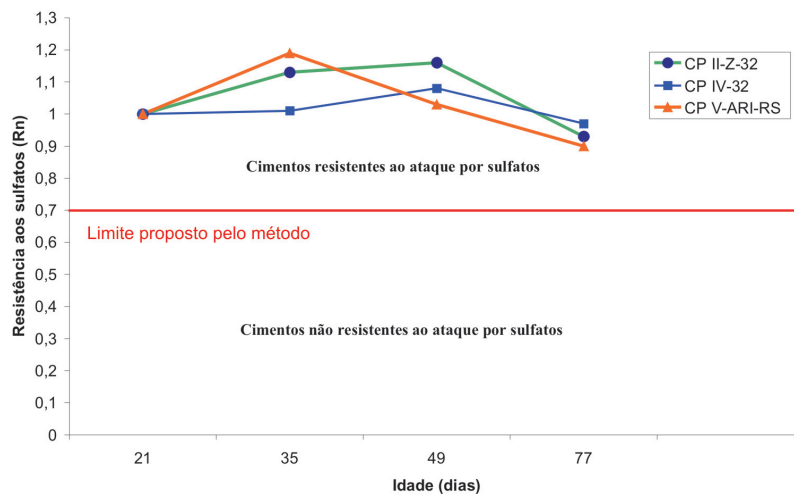


FIGURA 5.15 - Ensaio de resistência ao ataque por sulfatos

O método Koch & Steinegger é bastante rigoroso, devido às dimensões reduzidas do corpo-de-prova e pela concentração de sulfato de sódio utilizado como meio agressivo. A figura 5.16 apresenta a deterioração de uma amostra de cimento não resistente ao ataque por sulfatos, submetida ao ensaio após 35 dias de imersão na solução de sulfato de sódio.



FIGURA 5.16 - Corpo-de-prova de cimento Portland não resistente ao ataque por sulfatos dissolvidos após apenas 35 dias de cura em solução de sulfato de sódio

Outro método que pode ser utilizado para avaliar a capacidade de resistir ao ataque por sulfatos é o estabelecido na NBR 13583 (ABNT, 1996). Este método também utiliza barra de argamassa, mas com dimensões maiores, e mede a variação dimensional ocorrida após 42 dias, que não deve ultrapassar 0,030%¹.

¹ Valor não normatizado. O valor é sugerido como referência pela ABCP.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL (ASTM). **ASTM C-1260. Standard test method for potential alkali reactivity of aggregates** (mortar-bar method). Philadelphia, 2005. section 4 (Construction), v. 04.02 (Concrete and Aggregates).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia básico de utilização do cimento Portland**. Boletim técnico. BT 106. 3ed. São Paulo, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios**. NBR 8890, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Cimento Portland – Determinação da Variação Dimensional de Barras de Argamassa de Cimento Portland Expostas à Solução de Sulfato de Sódio**. NBR 13583, Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubos de concreto, de seção circular, para cravação – Requisitos e método de ensaios**. NBR 15319, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas – Requisitos e método de ensaios**. NBR 15396, Rio de Janeiro, 2006.

FOURNIER, B., BÉRUBÉ, M. A. **Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications**. Can. J. Civ. Eng. 27 (2000) p.167-191.

KIHARA, Y & CENTURIONE, S. **O cimento Portland**. In: **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**, 2005, São Paulo. Livro. Ed. Instituto Brasileiro do Concreto, 2005, v1, p 295-322.

KIHARA, Y & SCANDIUZZI, L. **Reação álcali-agregado: mecanismo, diagnose e casos brasileiros**. In: 3º CONGRESSO BRASILEIRO DE CIMENTO, 1993, São Paulo. Anais. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 1993, v.1, p. 319-338.

METHA, P.K & MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MUNHOZ, Flávio André da Cunha. **Efeito de adições ativas na mitigação das reações álcali-silica e álcali-silicato**, 2007. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. São Paulo, 2007.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Tradução, Salvador Giannusso. São Paulo: Pini, 1997.

5.3 AÇO PARA COMPONENTES DE CONCRETO

Antonio Domingues de Figueiredo

O aço é um insumo importante para as obras de drenagem e saneamento pelo fato de se necessitar armar uma série de componentes, sejam eles tubos ou aduelas. Ao contrário do concreto, ele é fornecido como insumo acabado na fábrica, mas isto não quer dizer que o engenheiro civil tenha menor responsabilidade na garantia da qualidade mínima desse material. Isto ocorre por dois fatores principais. O primeiro deles é a necessidade do aço estar em conformidade com as prescrições normativas. O segundo fator muito importante é o fato de se poder prejudicar o desempenho do aço por operações inadequadas de armazenamento, dobramento e instalação na fôrma. Tanto quanto o concreto, ele deve atender às exigências especificadas para seu desempenho, pois, tanto sua falha como a do concreto, significarão uma falha do componente. Neste item do capítulo 5, procurar-se-á apresentar as características básicas do aço destinado à produção de barras e fios para concreto armado. Além disso, serão apresentadas as suas propriedades básicas e como a normalização nacional prevê o controle de seu comportamento mecânico.

5.3.1 O sistema Ferro-Carbono

Como todos os metais, o ferro tem uma série de propriedades bem características que estão ligadas à sua estrutura cristalina e à ligação metálica. Assim, o ferro é um bom condutor de calor e eletricidade dado que a ligação metálica, com seus elétrons livres, possibilita a transferência desses tipos de energia com grande facilidade. Por outro lado, o ferro está sempre sujeito à oxidação eletrolítica, ou seja, à volta ao estado de menor energia na forma de óxido. Além disso, tem um comportamento mecânico típico dos materiais elastoplásticos, com um trecho inicial que obedece à lei de Hooke, seguido de um trecho que apresenta grandes deformações plásticas. Com isto se garante um desempenho mecânico adequado à estrutura e uma ductilização da mesma, evitando-se rupturas frágeis. A capacidade de deformação plástica também contribui para as operações de montagem da armadura, pois possibilita a sua conformação a frio com dobras e outras curvaturas. Assim, é fundamental o atendimento aos requisitos de resistência e de ductilidade previstos no ensaio de tração. Além disso, o aço tem que estar, obrigatoriamente, protegido por uma camada de recobrimento para protegê-lo do ataque de agentes agressivos.

5.3.2 A fabricação do aço

O aço para concreto é produzido a partir de uma série de matérias primas, como o ferro gusa e a sucata. Esta última é a mais interessante delas, devido à disponibilidade, menor custo financeiro e ambiental. Os grandes produtores de aço para concreto armado do Brasil são grandes consumidores de sucata e contribuem para a reciclagem destes materiais.

A sucata é constituída por uma série de produtos descartados como chapas e aparas metálicas, latarias de carros usados, sobras e cavacos de usinagem, etc. A sucata deve ser qualificada desde a sua recepção onde é separada por tipo (pesada, leve, chaparia, etc.). A transformação da sucata em aço é feita na aciaria, passando inicialmente pelo forno elétrico, na maioria das vezes, e pelo processo de lingotamento contínuo (MORAIS e REGO, 2005). No forno elétrico, a sucata dá origem ao aço líquido em conjunto com as outras matérias primas como o ferro gusa, ferro ligas, o oxigênio e a cal, que atua como escorificante, retendo as impurezas presentes no metal fundido e gerando a escória de aciaria. Do forno elétrico, o aço líquido é vazado num forno panela seguindo para o lingotamento contínuo onde ele é progressivamente solidificado por refrigeração e conformado em tarugos. Do forno de panela são retiradas amostras para caracterização química, normalmente realizada pelo espectrômetro ótico de emissão.

Esta composição é fundamental na qualificação do produto acabado, dado que, o comportamento mecânico depende da composição química do material. Assim, a partir dos resultados da análise química devem ser feitas correções e ajustes para que o produto final atenda aos requisitos especificados.

Os tarugos obtidos no lingotamento do aço líquido são enviados para um forno de reaquecimento, onde sua temperatura é elevada a cerca de 1200°C, que os prepara para o processo de laminação a quente (MORAIS e REGO, 2005). A laminação a quente consiste na transformação dos tarugos em barras com uma progressiva redução de sua seção transversal e conseqüente aumento do comprimento. Inicialmente os tarugos aquecidos entram no desbastador onde são comprimidos diametralmente ao passar por uma série de cilindros com redução progressiva de seu espaçamento. Quando atinge a seção transversal adequada, o tarugo segue para o trem preparador aonde sua forma vai se aproximar da desejada para o produto final que será obtido no trem acabador (MORAIS e REGO, 2005). Quando a barra passa pelo último conjunto de cilindros recebe então as mossas (Figura 5.17) e as gravações do diâmetro nominal e do nome do fabricante. Neste ponto já se obtém um produto acabado denominado aço laminado a quente, correspondente ao aço denominado CA50 que será detalhado adiante, o qual pode ser fornecido em barras ou rolos. No caso específico das barras existe, primeiramente, um endireitamento seguindo posteriormente para o resfriamento ao ar.



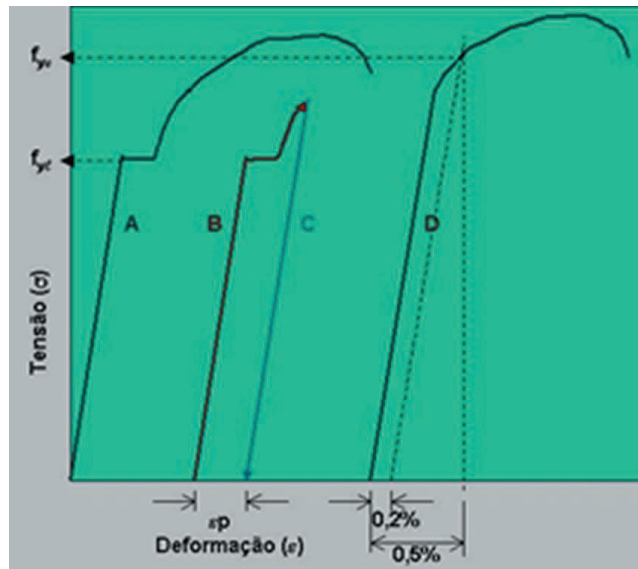
FIGURA 5.17 - Detalhe das mossas em uma barra de aço CA50

Depois do resfriamento o aço é submetido à decapagem que consiste na remoção da carepa de óxidos formados na superfície da barra de aço quando, ainda quente, é exposta ao ar para o resfriamento (MORAIS e REGO, 2005). Outro tratamento possível para o aço para concreto armado é o resfriamento controlado, no lugar do resfriamento natural. Com este resfriamento controlado e mais intenso, realizado através da passagem de água pelas barras que saem do trem de laminação, ocorre uma súbita redução da temperatura superficial, enquanto o núcleo permanece aquecido. Após a remoção da corrente de água, o núcleo da barra que permaneceu aquecido induz ao revenimento da camada superficial através do seu reaquecimento (BELGO, s.d.). Com isto, a camada final terá seu limite elástico aumentado pela redução do número de imperfeições, enquanto o núcleo apresenta elevada ductilidade. Os fabricantes disponibilizam este aço assim tratado como um aço soldável para concreto armado, apesar de todo o aço laminado a quente ser, teoricamente soldável, exigindo apenas um maior controle de temperatura no processo. O aço laminado a quente pode ainda ser submetido a um outro tratamento, o encruamento a frio, para ampliar sua capacidade de trabalho, transformando-o num aço denominado como CA60, que será melhor apresentado posteriormente. O encruamento a frio será discutido no próximo item.

5.3.3 Conformação a frio

A conformação a frio ou encruamento é um tipo de tratamento que os aços para concreto armado freqüentemente recebem para aumentar sua capacidade de trabalho. Os aços CA60 e as fibras de aço que podem ser utilizadas em tubos de concreto para água pluvial e esgoto são feitos a partir de aços encruados (MORAIS e REGO, 2005).

O encruamento a frio consiste na indução a uma deformação do aço, numa temperatura abaixo da de recristalização, que fica em torno dos 400°C a 500°C. O encruamento aumenta o limite elástico do aço e faz com que ele se torne mais resistente e frágil. Na Figura 5.17, está representada a mudança de comportamento mecânico de um aço laminado quando este é submetido a um encruamento por estiramento.



A: comportamento de um aço laminado.
B: aço laminado tracionado a um nível de tensão superior ao seu patamar de escoamento.
C: remoção do carregamento ao final do encruamento.
D: comportamento do aço após o encruamento.

FIGURA 5.18 - Apresentação esquemática do efeito do encruamento em um aço laminado

Na Figura 5.18, observa-se a apresentação esquemática do efeito do encruamento em um aço laminado (A) apresentando um trecho linear elástico que termina com a tensão de escoamento (f_{y1}) seguido de um patamar de escoamento e um novo ganho de resistência após a ocorrência de uma deformação plástica. Este aço é submetido a uma tração num nível de tensão que ultrapassa a tensão de escoamento (B) tendo depois esta tensão é removida (C) o aço irá permanecer com uma deformação residual (ϵ_p). Se este aço for tencionado novamente (D), não ocorrerá mais o patamar de escoamento aumentando o limite elástico para uma nova tensão de escoamento convencional (f_{ye}) definida pela normalização brasileira por aquela tensão correspondente a uma deformação plástica de 0,2% ou uma deformação total (elástica e plástica) de 0,5%. Com o encruamento se consegue um ganho de capacidade de trabalho que é representado pelo aumento da tensão de escoamento f_y . Assim, possuirá uma resistência de escoamento maior quando encruado possibilitando o dimensionamento de estruturas com menor consumo de aço. No entanto, este tratamento representa uma redução na deformação plástica total que o material irá apresentar após sua ruptura, ou seja, terá sua ductilidade reduzida. Isto também trará como consequência uma maior dificuldade para se realizar o dobramento do aço sem que o mesmo apresente quebras.

Outra forma de se realizar o encruamento a frio é a trefilação (BELGO, s.d.; MORAIS e REGO, 2005), que consiste na compressão diametral de um fio como o apresentado na Figura 5.19. Esta compressão diametral pode ocorrer quando se puxa o fio forçando sua passagem por fieiras ou quando o mesmo passa por roletes ocorrendo, em ambos os casos, a redução de sua seção transversal. Quando roletes são utilizados para o encruamento a frio o processo também é chamado de laminação a frio. Qualquer que seja o processo utilizado o resultado para o aço é o mesmo em termos de modificação de suas propriedades. Com esta compressão diametral a deformação plástica total do material é reduzida, aumentando-se sua tensão de escoamento e a resistência à tração.

O nível de encruamento por trefilação pode ser expresso pelo percentual de trabalho a frio (%TF) (CALLISTER, 2005) que é dado pela expressão:

$$\%TF = 100 \times (A_0 - A_d) / A_0 \quad (5.1)$$

Onde,

A_0 = área original da seção reta antes da trefilação (Figura 3) e
 A_d = área reduzida da seção reta após a trefilação (Figura 3).

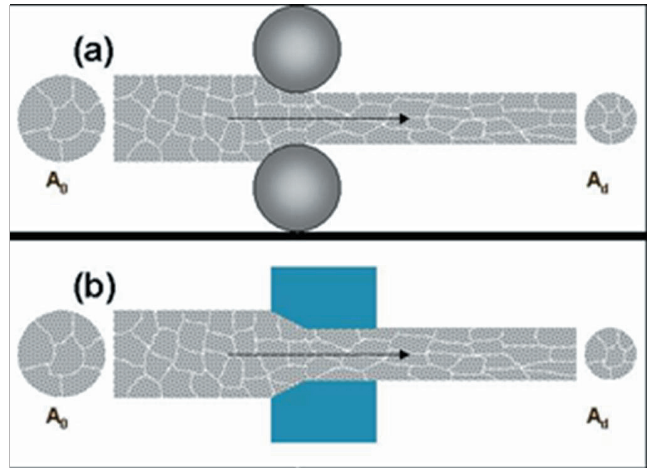


Figura 5.19 - Esquema da laminação a frio (a) e da trefilação (b) com a redução da área de seção transversal de A_0 para A_d

Dependendo do percentual de trabalho a frio ter-se-á um aumento no limite de escoamento e de resistência, como se pode observar na Figura 5.20, bem como uma redução na deformação plástica medida pelo alongamento na ruptura, conforme está apresentado na Figura 5.21. O fato é que o aço encruado será mais resistente e mais frágil e terá a distância entre o limite elástico e a sua resistência última diminuída progressivamente como aumento do percentual de trabalho a frio, como pode ser observado na Figura 5.22.

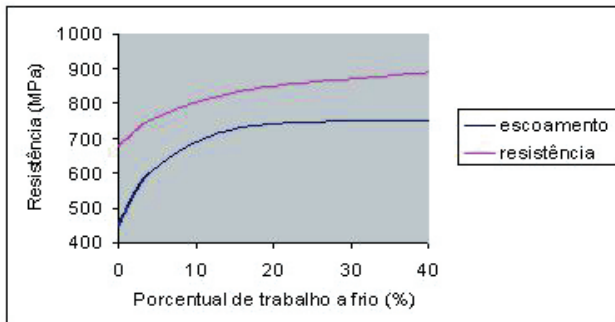


FIGURA 5.20 - Influência do grau de deformação plástica expresso pelo percentual de trabalho a frio no limite de escoamento e de resistência do aço (CALLISTER, 2002)

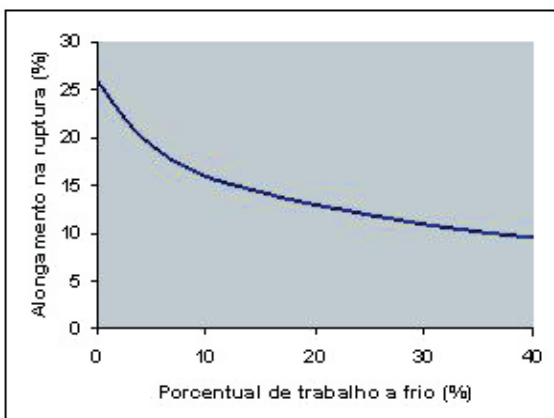


FIGURA 5.21 - Influência do grau de deformação plástica expresso pelo percentual de trabalho a frio no alongamento na ruptura do aço (CALLISTER, 2002)

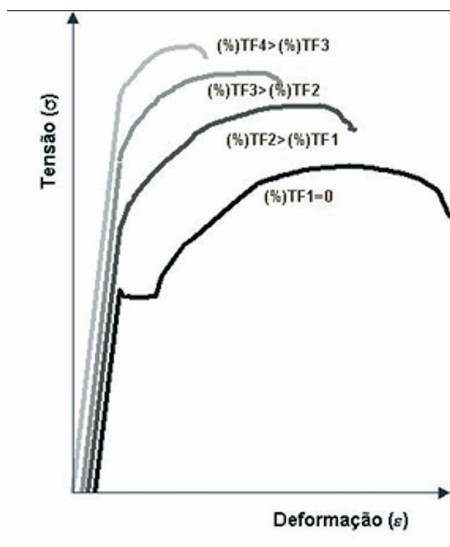


FIGURA 5.22 - Variação das curvas de tensão por deformação de aços submetidos a distintos percentuais de trabalho a frio

5.3.4 Aços para concreto armado

As barras e fios de aço destinados ao reforço do concreto armado são regulados pela norma NBR 7480 Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado – Especificação, que foi revisada e publicada em 2007. As barras de aço para concreto armado são obtidas por laminação a quente e devem possuir um diâmetro nominal mínimo de 6,3mm. Já os fios de aço para concreto armado são aqueles trefilados, ou seja, encruados a frio, e que possuem um diâmetro nominal máximo de 10mm. Esta norma classifica as barras de aço em duas categorias principais: CA25 e CA50. Estas siglas designam que são barras de aço destinadas a produção de concreto armado (CA) com resistência de escoamento característica de 250MPa e 500MPa, respectivamente. Os fios possuem apenas uma categoria: CA60, ou seja, é um aço encruado cuja resistência característica de escoamento é 600MPa. O comportamento normalmente esperado para os aços laminados, expresso pelo gráfico de tensão por deformação da Figura 5.23, é aquele em que a tensão de escoamento (f_y) é identificada pelo aparecimento de um patamar de escoamento típico. Assim, as barras de aço CA25 e CA50 devem apresentar um padrão de comportamento semelhante a este. Já os aços encruados não possuem um patamar de escoamento claro, exibindo um comportamento próximo daquele representado pelo gráfico da Figura 5.24.

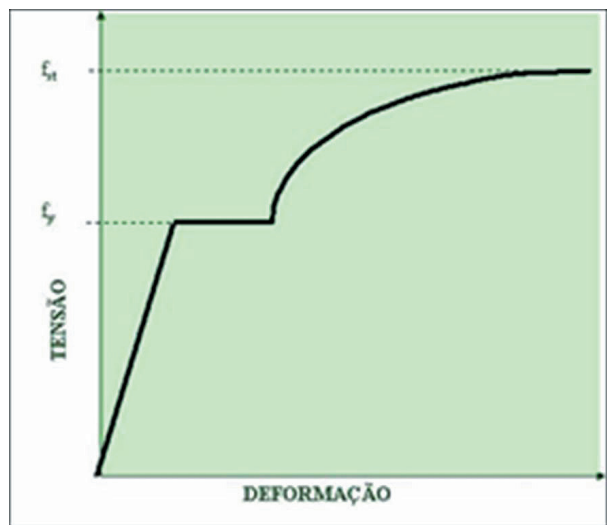


FIGURA 5.23 - Gráfico de tensão por deformação típico de um aço laminado

No caso do aço CA60, o mesmo terá sua tensão de escoamento definida por uma convenção, vinculando-a a um determinado nível de deformação plástica ou total. Pela norma brasileira, define-se a tensão de escoamento convencional como o valor de tensão correspondente a uma deformação específica permanente de 0,2% ou para uma deformação total de 0,5%. Caso haja divergência entre os dois valores, deve-se adotar aquele correspondente à deformação plástica de 0,2%, conforme o apresentado na Figura 5.24. Ou seja, este último valor é o que prevalece, sendo passível de ser desprezada a tensão correspondente à deformação de 0,5%.

Vale ressaltar que a característica principal de definição do desempenho estrutural do aço para concreto armado é a sua tensão de escoamento. Isto ocorre porque os modelos de dimensionamento das estruturas de concreto armado consideram o aço trabalhando no regime elástico. O controle dessa característica básica é feito pelo ensaio prescrito na norma NBR 6152, onde se define o método de ensaio de tração direta que determina, além da resistência de escoamento, a resistência última do material.

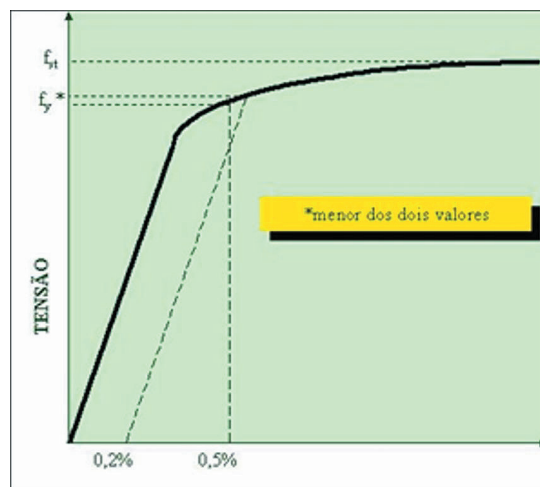


FIGURA 5.24 - Gráfico de tensão por deformação típico de um aço encruado

Além das resistências de escoamento e última do aço, no ensaio de tração se faz uma avaliação da ductilidade do material através da determinação do seu alongamento na ruptura. Como referência, é tomado o comprimento equivalente a dez vezes o diâmetro nominal da barra ou do fio junto ao ponto de ruptura. Este comprimento inicial é determinado através de marcações feitas previamente à execução do ensaio, conforme o apresentado na Figura 5.25. Assim, o alongamento em dez diâmetros na ruptura dos aços para concreto armado é dado por:

$$Al (\%) = 100 \times (L_f - L_0) \div L_0 \quad (5.2)$$

Onde,

Al = alongamento em dez diâmetros (%);

$L_0 = 10 \times \Phi =$ comprimento inicial equivalente a dez vezes o diâmetro nominal da barra (Φ);

$L_f =$ comprimento alongado junto à ruptura tomando por referência a marcação original equivalente a dez vezes o diâmetro nominal da barra (cinco diâmetros para cada lado do ponto de ruptura).

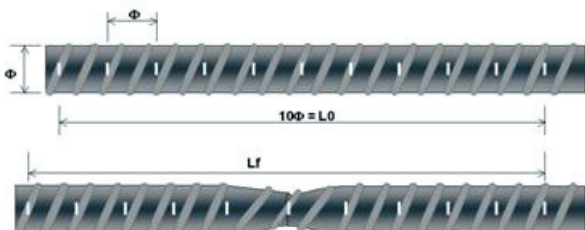


FIGURA 5.25 - Apresentação esquemática para determinação do alongamento em dez diâmetros

Com estas três determinações (alongamento em dez diâmetros, resistências de escoamento e última) pode-se verificar a adequação do aço às exigências da norma que estão apresentadas na Tabela 5.8. Para melhor entendimento do procedimento de ensaio, um exemplo de ensaio real se encontra apresentado no Anexo 1.

TABELA 5.8 – Exigências da normalização brasileira para os aços para concreto armado verificadas pelo ensaio de tração direta.

Categoria	Resistência de escoamento f_y (MPa)	Resistência última f_{st} (MPa)	Alongamento 10Φ (%)
CA-25	250	$1,20f_y$	18
CA-50	500	$1,10f_y$	8
CA-60	600	$1,05f_y$ e >660	5

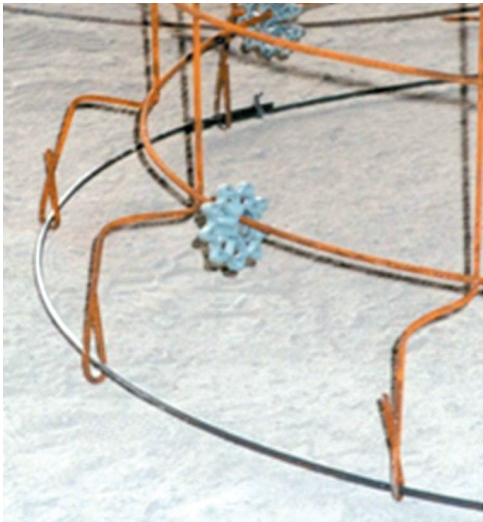


FIGURA 5.26 - Exemplo de dobras na armadura pronta para ser colocada na fôrma

A ductilidade do aço para concreto armado, medida através do alongamento tem grande importância do ponto de vista da segurança das estruturas, pois é responsável por evitar a ruptura frágil do conjunto. A norma brasileira é condescendente com os aços de maiores resistências, pois o CA50 deve apresentar um alongamento mínimo de 8% contra 18% do CA25. Note-se que a exigência quanto ao alongamento para o CA60, um aço encruado, é ainda menor: 5%. Este comportamento dúctil é o que garante também a realização de dobras nas barras para conformá-las à geometria prevista em projeto (Figura 5.26). No entanto, o ensaio específico para avaliação da capacidade do aço resistir aos esforços de montagem da armadura é o de dobramento semiguiado (NBR 6153). Neste ensaio a barra de aço é dobrada a 180° e deve-se verificar a ocorrência de fissuras e quebras, o que corresponderia à reprovação do aço. Neste ensaio deve-se prestar atenção especial ao diâmetro do pino

(ϕ pino) ao redor do qual o aço é dobrado (Figura 5.27). Ele deve obedecer às especificações da norma que prevê um aumento de seu valor quando do aumento da resistência do aço e também do diâmetro da barra (Tabela 5.9). Percebe-se aqui também que, quanto mais encruado ou mais resistente for o aço, tanto maior será o diâmetro do pino reduzindo assim a intensidade da deformação plástica imposta no ensaio de dobramento. Logo, na utilização de aços CA60 em componentes como tubos e aduelas, deve-se tomar o cuidado de não se impor dobras muito acentuadas.

Para que um aço seja considerado soldável ele deve atender às exigências da norma (NBR 8965 - Barras de aço CA42-S com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado - Especificação). Isto implica dizer que a norma especifica o CA 42S como o aço soldável passível de ser utilizado no concreto armado. Este aço deve ser, obrigatoriamente, laminado a quente, para se evitar que as elevadas temperaturas de soldagem provoquem a recristalização do material e reduzam a sua resistência de escoamento. Assim, a soldagem de um aço encruado (CA-60, por exemplo) carece de alguns cuidados especiais para se evitar que a temperatura a que o mesmo é submetido durante o processo não venha a comprometer o seu desempenho.

É comum a utilização de equipamentos de soldagem para a montagem das armaduras de tubos de concreto (Figura 5.28). Neste caso específico e, principalmente, quando se utiliza aço encruado, deve-se evitar o aumento excessivo da temperatura de solda e fazer o controle do processo. Este controle consiste no corte de uma amostra de aço da armadura montada para o tubo, contendo uma barra soldada em sua parte central. Esta amostra deve ser submetida ao ensaio de tração direta para determinação das propriedades mecânicas do aço (NBR 6152) sendo que a mesma deve atender ao exigido pela norma NBR 7480 (Tabela 5.8).



FIGURA 5.27 - Esquema do ensaio de dobramento semiguiado com indicação do diâmetro do pino de dobramento (ϕ pino)

TABELA 5.9 – Especificação do diâmetro do pino (ϕ pino) destinado à realização do ensaio de dobramento semiguiado segundo a resistência do aço e o diâmetro da barra ou fio.

Categoria do aço	Diâmetro da barra	
	$\phi < 20\text{mm}$	$\phi \geq 20\text{mm}$
CA 25	2 ϕ da barra	4 ϕ da barra
CA 50	4 ϕ da barra	6 ϕ da barra
CA 60	5 ϕ do fio	-



FIGURA 5.28 - Produção de armadura para tubos de concreto através de equipamento específico de soldagem

Outros ensaios destinados à caracterização das barras de aço para concreto armado são a determinação do coeficiente de conformação superficial (NBR7477) e a determinação da resistência à fadiga em barras de aço para concreto armado (NBR7478). Estes ensaios são muito pouco utilizados ou mesmo ignorados no meio técnico, apesar de enfocarem aspectos importantes do comportamento estrutural do material. O primeiro ensaio verifica a condição de aderência da barra de aço embutida em um prisma de argamassa. A verificação é feita comparando-se barras com moedas com o desempenho obtido pelas barras lisas que é constante. Invariavelmente as barras de aço são aprovadas neste tipo de ensaio, o que faz com que o mesmo não seja especificado para o controle corriqueiro do mesmo. Este é um ensaio utilizado também para verificação da alteração da aderência provocada por revestimentos protetores contra a corrosão, como o epóxi, por exemplo. Nestes casos, procura-se garantir, por avaliações comparativas de desempenho, que o revestimento não vá prejudicar as condições de aderência entre a barra e o concreto que o envolve. O ensaio de fadiga, cuja importância é indiscutível quando a estrutura estará submetida a esforços cíclicos, é um ensaio destinado à avaliação do comportamento do material e a especificação brasileira não prevê sua utilização no controle de aceitação do produto.

A especificação de barras e fios de aço para concreto armado também prescreve outras exigências muito importantes e, muitas vezes ignoradas pelos engenheiros no momento da realização do controle de recebimento do aço. Uma dessas importantes exigências são as tolerâncias dimensionais, tanto para o diâmetro como quanto para o comprimento das barras que são fornecidas na obra. No caso do comprimento, especifica-se uma tolerância de 9% para as barras de 11m e que barras curtas com comprimentos maiores que 6m não ultrapassem 2% do total recebido. No entanto, é mais freqüente ocorrer problemas com variações dimensionais no diâmetro das barras e fios de aço e, por contradição, este parâmetro não é frequentemente avaliado. O controle da variação do diâmetro das barras é feito de forma indireta, verificando-se a variação de massa linear da barra ou fio. A norma exige que as barras com diâmetros nominais inferior a 10mm não apresentem variações de massa linear superiores a 10%. As barras cujo diâmetro nominal seja maior que esse valor não devem apresentar variação superior a 6%.

No caso dos fios a exigência é única, sua massa linear não pode variar em mais de 6% (Tabela 5.9). O que normalmente ocorre é que os fios e barras fornecidos na obra apresentam diâmetros reais normalmente maiores que os diâmetros nominais especificados para a mesma. Isto ocorre pelo simples fato do aço ser vendido em massa e não em comprimento linear. Com isto, o fornecimento de barras com maiores diâmetros irá representar uma maior produtividade do fabricante, além de minorar a necessidade que o mesmo tenha de substituir os equipamentos utilizados para a produção, cujo desgaste irá provocar um aumento no diâmetro real das barras e fios. Vale ressaltar que o controle da variação dimensional do diâmetro das barras que chegam à obra é muito simples de ser realizado, bastando coletar uma amostra de barra ou fio com um metro de comprimento e determinas sua massa (Tabela 5.9).

TABELA 5.9 – Características geométricas e de massa linear de fios e barras estabelecidos pela norma NBR 7480.

Diâmetro nominal ^(A) mm		Massa e tolerância por unidade de comprimento kg/m					Valores nominais	
Fios	Barras	Massa mínima -10%	Massa mínima -6%	Massa nominal ^(B)	Massa máxima +6%	Massa máxima +10%	Área da seção (mm ²)	Perímetro mm
2,4	-	-	0,034	0,036	0,038	-	4,5	7,5
3,4	-	-	0,067	0,071	0,075	-	9,1	10,7
3,8	-	-	0,084	0,089	0,094	-	11,3	11,9
4,2	-	-	0,102	0,109	0,115	-	13,9	13,2
4,6	-	-	0,123	0,130	0,137	-	16,6	14,5
5,0	5,0	0,139	0,145	0,154	0,163	0,169	19,6	17,5
5,5	-	-	0,175	0,187	0,198	-	23,8	17,3
6,0	-	-	0,209	0,222	0,235	-	28,3	18,8
-	6,3	0,220	0,230	0,245	0,259	0,269	31,2	19,8
6,4	-	-	0,238	0,253	0,268	-	32,2	20,1
7,0	-	-	0,284	0,302	0,320	-	38,5	22,0
8,0	8,0	0,355	0,371	0,395	0,418	0,434	50,03	25,1
9,5	-	-	0,523	0,558	0,589	-	70,9	29,8
10,0	10,0	-	0,580	0,617	0,654	-	78,5	31,4
-	12,5	-	0,906	0,963	1,021	-	122,7	39,3
-	16,0	-	1,484	1,578	1,673	-	201,1	50,3
-	20,0	-	2,318	2,466	2,614	-	314,2	62,8
-	22,0	-	2,805	2,984	3,163	-	380,1	69,1
-	25,0	-	3,622	3,853	4,084	-	490,9	78,5
-	32,0	-	5,935	6,313	6,692	-	804,2	100,5
-	40,0	-	9,273	9,865	10,456	-	1256,6	125,7

^(A) Outros diâmetros nominais podem ser produzidos a pedido do consumidor, mantendo-se as faixas de tolerâncias.

^(B) A densidade linear de massa (em kg/m) é obtida pelo produto da área da seção nominal em m² por 7850 kg/m³.

Além da verificação da adequação dimensional das barras que chegam à obra e da realização dos ensaios de tração direta e de dobramento, a especificação brasileira para aços para concreto armado especifica que as mesmas devem estar isentas de defeitos prejudiciais. Entre estes defeitos, a norma especifica as esfoliações (escamas), corrosão superficial, manchas de óleo, redução de seção transversal e fissuras. A norma admite certa oxidação superficial do produto, desde que, não haja comprometimento de suas características geométricas. Além disso, a norma define que o grau de oxidação aceitável é aquele no qual, sua remoção dos óxidos da superfície com um tecido grosseiro ou escova qualquer, não fiquem evidências de corrosão. Em caso de dúvida quanto à gravidade dos defeitos observados, a norma prevê que o material deve ser submetido a novos ensaios para a verificação de suas propriedades.

Naturalmente, deve-se ter o bom senso de não se rejeitar o lote inteiro em função de pequenos pontos de oxidação como os que aparecem na Figura 5.29, pois isto não implicará em redução de desempenho estrutural do material nem mesmo apresenta riscos para durabilidade da estrutura. No caso de rejeição devido aos resultados de ensaio, a verificação da conformidade com as exigências deverá ser feita através de uma única contraprova com nova amostra.



FIGURA 5.29 - Oxidação leve em barras de aço para concreto armado

5.3.5 Tela soldada

Além dos fios e vergalhões, que podem ser fornecidos em barras ou rolos, uma outra forma possível de se obter aço no mercado é a tela soldada. As telas soldadas foram desenvolvidas inicialmente para facilitar a aplicação do aço em estruturas superficiais, como as lajes em edifícios. Outras aplicações freqüentes são os pavimentos e os revestimentos de talude e túneis onde se utilizam barras ou fios de um determinado diâmetro espaçados por uma distância fixa em uma ou duas direções. Como este tipo de configuração de armadura corresponde ao normalmente utilizado em tubos de concreto para água pluvial e esgoto, naturalmente se previu a utilização das telas neste tipo de aplicação. A grande vantagem da tela soldada é a economia de mão de obra na montagem da armadura, pois a mesma já vem com fios de diâmetros definidos e com espaçamentos garantidos. As telas soldadas são produzidas com fios de aço nervurado CA-60, que são soldados por corrente elétrica (caldeamento) em todos os pontos de cruzamento entre fios, sem que haja a adição de outro material. Com isto, formam-se malhas quadradas ou retangulares, como as apresentadas na Figura 5.30. O controle de produção tem que ser muito cuidado dado que o aço CA-60 é encruado e pode ter suas propriedades mecânicas prejudicadas quando submetidos a elevadas temperaturas. Assim, o controle da qualidade de produção do material é essencial, recomendando-se fortemente a implantação de um programa de controle de recebimento na fábrica. Caso a tela tenha garantidas as características exigidas para o aço, que deve atender aos requisitos da norma NBR 7480, obtém-se uma melhor condição de aderência entre o aço e o concreto. As telas têm que atender à norma específica (NBR 7481 Tela soldada de aço - Armadura para concreto) e o único ensaio específico previsto é o da verificação de junta (NBR 5916 Junta de tela de aço soldada para armadura de concreto - Ensaio de resistência ao cisalhamento).

As telas soldadas podem ser fornecidas em painéis ou rolos com dimensões pré-estabelecidas pelos fabricantes. Existe uma grande variedade de bitolas de fios e valores de espaçamentos para os mesmos que devem ser escolhidos em função do dimensionamento da peça. Com estes diâmetros e espaçamentos definidos, acaba-se por definir uma densidade superficial de aço para a tela, cujo controle é facilmente executado no recebimento com o auxílio de uma balança calibrada e com a definição da massa da peça. Neste controle, deve-se também verificar as dimensões (bitolas, espaçamentos, largura e comprimento do painel) do produto, o que é feito de maneira rápida e com baixo custo.

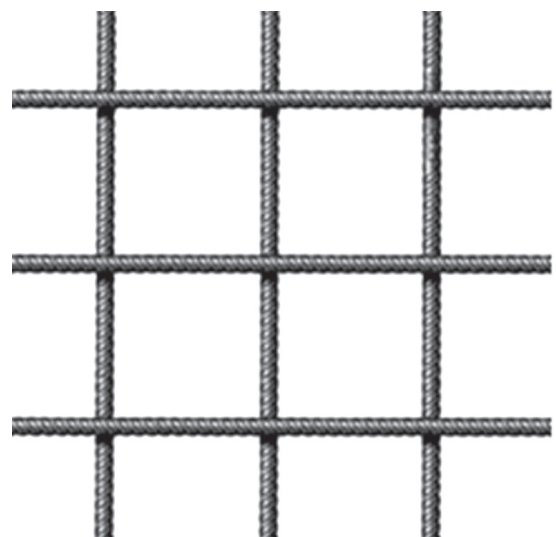


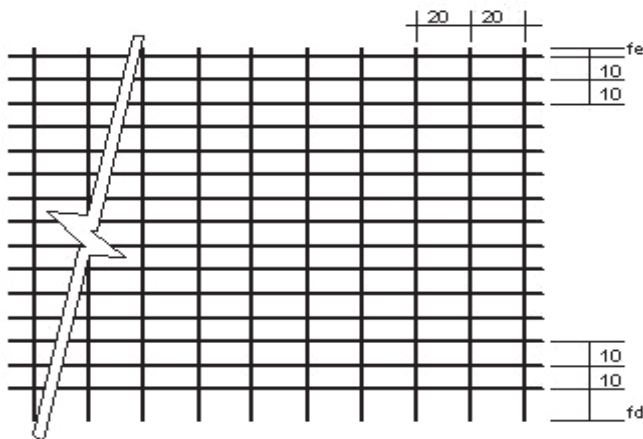
FIGURA 5.30 - Tela soldada para concreto armado (www.gerdau.com.br/port/produtoseservicos/catalogo.asp)

Já existem disponíveis no mercado brasileiro telas soldadas fabricadas especificamente para o reforço de tubos de concreto (Figura 5.31). Estas telas têm invariavelmente malha retangular, de 10cm por 20cm, pois a armadura principal do tubo é aquela que se posiciona ao longo da seção transversal do componente. São fornecidos em rolos e são produzidas com fios cujo diâmetro varia de 3,4mm (apenas para a armadura secundária) a 7,1mm. A dimensão mínima utilizada para a armadura principal é de 3,8mm.



FIGURA 5.31 - Tela de aço utilizada em tubos de concreto para esgoto

As telas soldadas produzidas especificamente para tubos de concreto são feitas com fios de aço CA 60 com diâmetro variando de 3,4mm até 7,1mm. Elas possuem configuração específica para os tubos do tipo ponta e bolsa ou macho e fêmea. Na Figura 5.32 é apresentada a configuração da tela produzida especificamente para o tubo com ponta e bolsa, enquanto na Figura 5.33 se encontra apresentada a tela para tubos do tipo macho e fêmea.

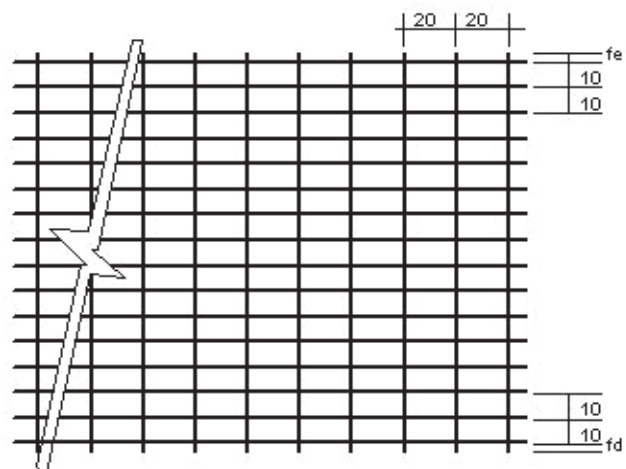


fe = franja transversal esquerda
fd = franja transversal direita

FIGURA 5.32 - Elementos da tela soldada para tubos ponta e bolsa

fe = franja transversal esquerda
fd = franja transversal direita

Figura 5.33 - Elementos da tela soldada para tubos macho e fêmea



Deve-se ter um cuidado especial no posicionamento das telas soldadas nos tubos de concreto. Além de garantir o recobrimento, deve-se verificar se as emendas são feitas na extensão adequada e que toda a extensão do tubo seja reforçada, ou seja, da ponta à bolsa e do encaixe macho até o encaixe fêmea. As Figuras 5.34 e 5.35 mostram esquematicamente como as emendas e o posicionamento das telas devem ser realizados em um tubo com ponta e bolsa com armadura simples e dupla respectivamente. O mesmo é feito para o tubo macho e fêmea nas Figuras 5.36 e 5.37. Na Tabela 5.10 se encontra apresentada a relação entre o comprimento desenvolvido da emenda e o diâmetro do fio da tela metálica.

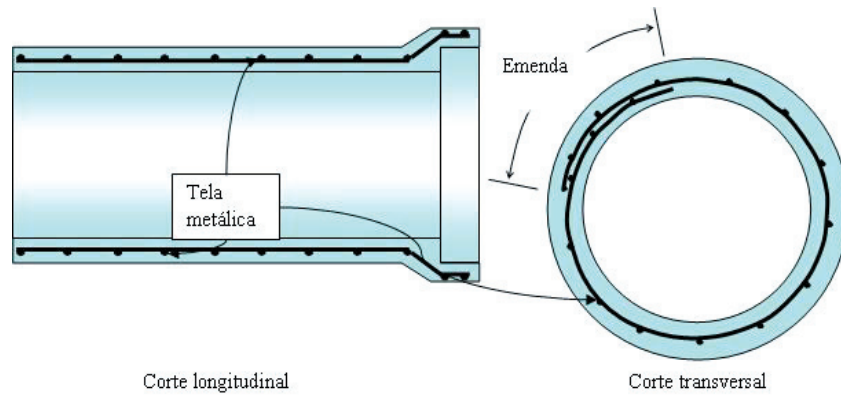


FIGURA 5.34 - Posicionamento de armadura simples com tela soldada em um tubo com ponta e bolsa

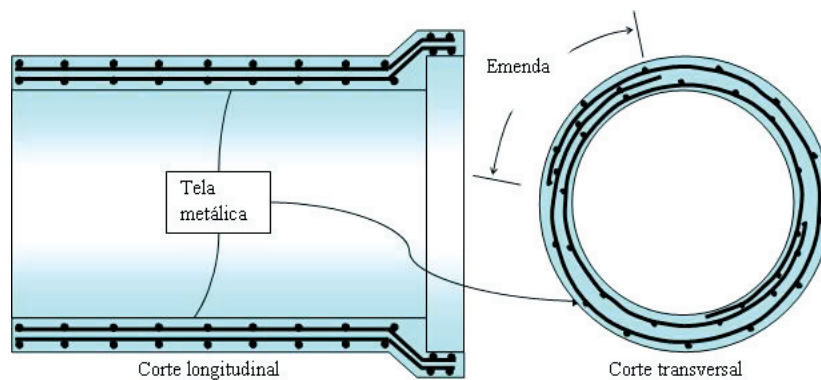


FIGURA 5.35 - Posicionamento de armadura dupla com tela soldada em um tubo com ponta e bolsa

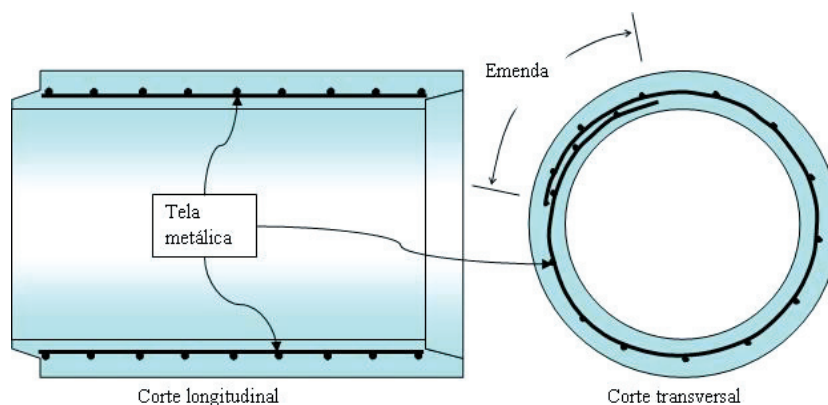


FIGURA 5.36 - Posicionamento de armadura simples com tela soldada em um tubo macho e fêmea

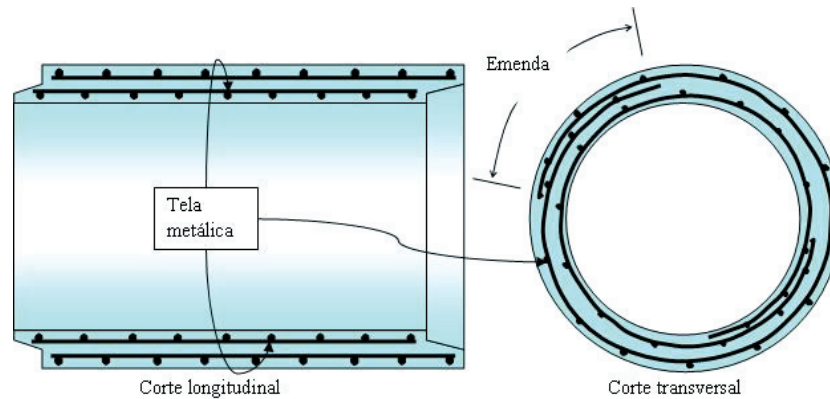


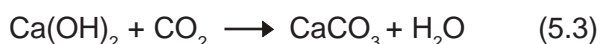
FIGURA 5.37 - Posicionamento de armadura dupla com tela soldada em um tubo com macho e fêmea

TABELA 5.10 – Comprimento de emenda a ser produzida na armadura dos tubos em função do diâmetro do fio da tela.

Diâmetro do fio da tela (mm)	3,8	4,2	4,5	5,0	5,6	6,0	7,1
Comprimento da emenda (cm)	21	24	25	28	31	34	40

5.3.6 Durabilidade do aço no concreto armado

O ferro é obtido a partir do minério de ferro sendo reduzido nos alto-fornos das siderúrgicas a elevadas temperaturas (aproximadamente 1500°C). Em outras palavras, o ferro é removido do seu estado de menor nível energético (o óxido) através do fornecimento de uma grande quantidade de energia que possibilita a sua redução. Assim, o ferro no seu estado metálico, se encontra num nível maior de energia e, conseqüentemente, menos estável que o estado natural tendo a tendência de regressar ao seu estado original de óxido. Por isso, o aço se oxidará totalmente se nada é feito para protegê-lo. No entanto, o pH elevado do concreto (acima de 12) é capaz de apassar a armadura e, com isto, evitar que a mesma sofra oxidação. Para que o aço volte a sofrer oxidação dentro do concreto a proteção que o mesmo oferece deve ser rompida. Isto pode acontecer, basicamente, pela ação de dois agentes agressivos principais: o dióxido de carbono (CO₂) e os íons cloreto (Cl⁻). O CO₂ é capaz de despassivar o aço pela redução da alcalinidade típica do concreto, reagindo com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂). O Ca(OH)₂ é um dos produtos da reação de hidratação do cimento e, quando entra em contato com o CO₂ acaba por sofrer o processo da carbonatação, que se encontra apresentada de maneira simplificada na equação 5.3, o que reduz o pH do meio para um nível abaixo do necessário para manter o aço passivado.



A carbonatação ocorre de fora para dentro do concreto, uma vez que o CO₂ se encontra disponível na atmosfera. Ela será capaz de despassivar a armadura quando conseguir ultrapassar toda a espessura do recobrimento de concreto. A profundidade de carbonatação pode ser calculada pela equação (5.4).

$$P = k\sqrt{t} \quad (5.4)$$

onde

- P = profundidade de carbonatação (mm);
- k = constante que depende das características do concreto e
- t = tempo (anos).

Com a equação (3) é possível estimar a vida útil esperada para uma estrutura de concreto armado, bastando para isso realizar a determinação da profundidade de carbonatação. Esta determinação pode ser realizada através da utilização de indicadores como a fenolftaleína (Figura 5.38). Com a quebra do recobrimento do concreto e a aspersão da solução de fenolftaleína ocorrerá uma alteração de cor nas regiões que ainda permanecerem com pH elevado. As regiões que permanecerem sem alteração de cor (normalmente aquelas mais próximas à superfície da estrutura) podem ser consideradas já carbonatadas e sua espessura média pode então ser determinada. Com este valor e , sabendo-se a idade do concreto, pode-se determinar o valor de k da equação (3). De posse do valor de k e sabendo-se a espessura do recobrimento, pode-se então determinar o valor do tempo necessário para que a carbonatação atinja a armadura, o que corresponde ao final de sua vida útil de projeto. Seguindo este modelo Helene (1993) propôs os modelos de previsão de vida útil, segundo o valor da resistência do concreto, o que se encontram apresentado graficamente na Figura 5.39. Modelo semelhante foi proposto por Helene (1993) para o ataque de cloretos, cuja penetração no concreto acontece por difusão e, conseqüentemente, exigiu outra modelagem para seu estabelecimento, quais sejam as leis de Fick (Figura 5.40).

Conclui-se, a partir da observação destes gráficos que, o concreto armado terá uma maior vida útil caso se utilize de maiores valores de f_{ck} e/ou maiores valores de recobrimento. No caso dos concretos para a produção de aduelas para canalizações, a definição do f_{ck} e do recobrimento deve vir antes do dimensionamento para garantia da estabilidade da estrutura, pois o meio agressivo pode ser o fator preponderante a ser observado. Neste caso, a norma brasileira para estruturas de concreto (NBR 6118) prevê um cobrimento nominal mínimo de 40 mm em conjunto com um f_{ck} mínimo de 40MPa e uma relação água/cimento máxima de 0,45. Para o caso dos tubos de concreto, não se aplicam estas mesmas condições, dado que os componentes são produzidos por concretos secos. No entanto, o princípio de compacidade do material e da necessidade de um recobrimento se mantém. Por isto, a norma específica de tubos de concreto (NBR 8890) determina que a absorção de água máxima seja de 6%, em tubos para esgoto, e 8%, em tubos para águas pluviais. Esta determinação deve ser feita através de ensaio feito pela norma NBR 9778 Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica - Método de ensaio.

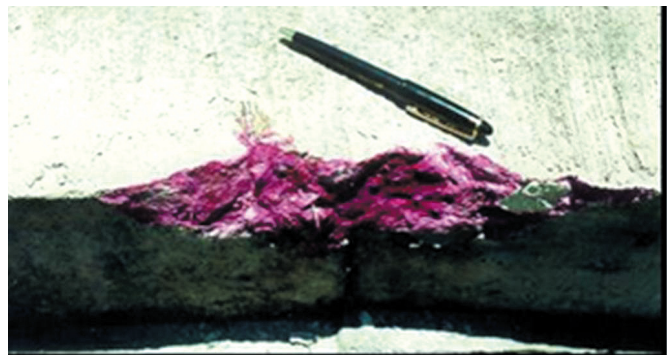


FIGURA 5.38 - Determinação da profundidade de carbonatação em um pavimento com auxílio de fenolftaleína

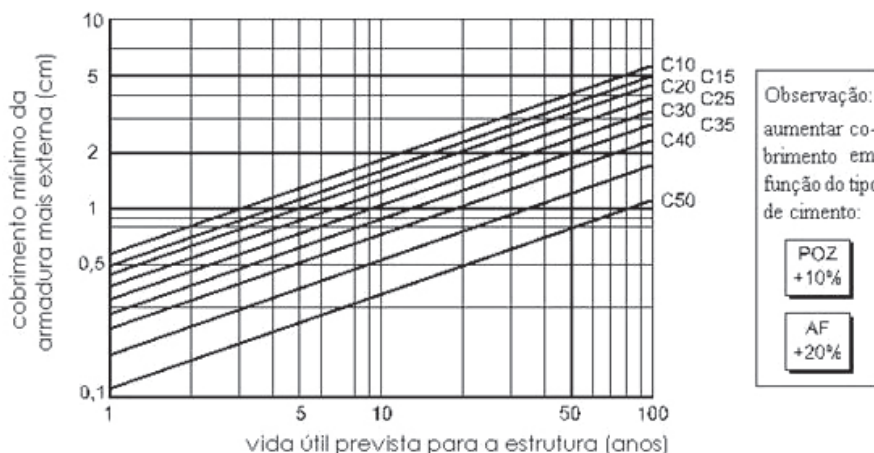


FIGURA 5.39 - Modelo de Helene (1993) para previsão de vida útil de uma estrutura de concreto armado tomando-se como referência a corrosão do aço induzida por carbonatação

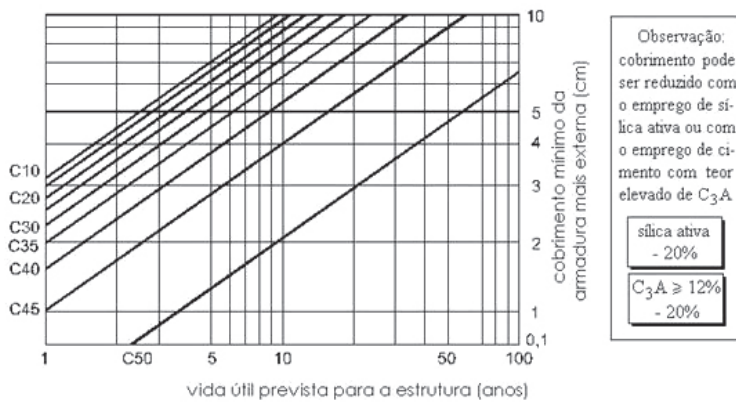


FIGURA 5.40 - Modelo de Helene (1993) para previsão de vida útil de uma estrutura de concreto armado tomando-se como referência a corrosão do aço induzida por cloretos

Estas medidas procuram retardar o momento em que a armadura, dentro do concreto, se despasse e inicie o processo de oxidação. Com isto está se procurando garantir que um período de tempo grande o suficiente para se atender a expectativa de vida útil da estrutura evitando-se que a carbonatação, ou mesmo os íons cloreto, atinjam a armadura induzindo à corrosão do aço e demandando intervenções muito onerosas. Assim, pode-se afirmar que concretos adequadamente dosados e a utilização de espaçadores adequados (Figura 5.41) são fundamentais para garantia da vida útil de uma peça de concreto destinada a obras de drenagem ou esgoto.



FIGURA 5.41 - Espaçador utilizado em uma armadura destinada para a produção de um tubo de concreto

ANEXO 1

Exemplo de análise de resultados de um ensaio de tração numa barra de aço para concreto armado

TABELA I: resultados obtidos para deslocamento e carga no ensaio de tração do aço.

Deslocamento (mm)	Carga (kgf)
0,05	1215
0,10	2375
0,15	3375
0,20	4515
0,25	5630
0,30	6410
0,35	6690
0,40	6710
0,45	6745
0,50	6780
0,55	6920
0,60	6945
0,65	6960
0,70	6980

Uma barra de aço de diâmetro nominal de 12mm foi submetida ao ensaio de tração direta e obteve os seguintes resultados:

Massa da barra: 916,6g

Comprimento da barra: 96,9cm

Braço do extensômetro: 100mm

Os valores de deslocamento e carga medidos no ensaio para determinação do gráfico de tensão por deformação específica se encontram apresentados na Tabela I.

Carga de ruptura: 8260kgf
Comprimento alongado: 135mm

O primeiro passo a ser tomado é a construção do gráfico de tensão por deformação específica. Para a obtenção das deformações específicas basta dividir o deslocamento lido no extensômetro (Figura I) por seu braço (100mm), que corresponde ao comprimento inicial:

$$\varepsilon = \Delta L \div L_0$$

onde,

ε = deformação específica
 ΔL = deslocamento medido no extensômetro (mm)
 L_0 = braço do extensômetro

Para a determinação das tensões correspondentes a essas deformações, faz-se necessário a determinação da área média da barra através de sua massa específica:

$$A_s = M \div (\gamma \times L) = 916,6 \div (7,8 \times 96,9) = 1,213 \text{cm}^2$$

onde,

A_s = área do aço (cm^2);
 M = massa da barra ou fio de aço a ser ensaiado (g);
 L = comprimento da barra ou fio de aço a ser ensaiado (cm) e
 γ = massa específica do aço ($7,8 \text{g/cm}^3$).

A partir dos resultados constantes da Tabela I, foi possível obter o gráfico de tensão por deformação constante da Figura II.

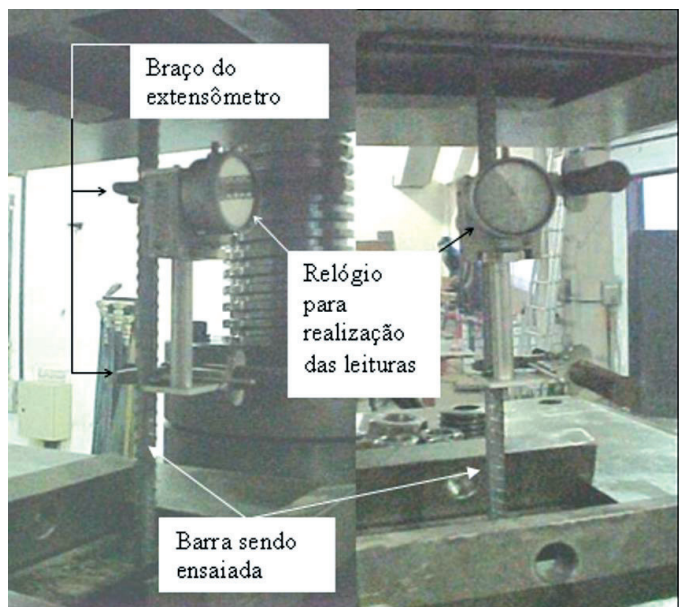


FIGURA I: Extensômetro fixado à barra para determinação dos deslocamentos durante os ensaios

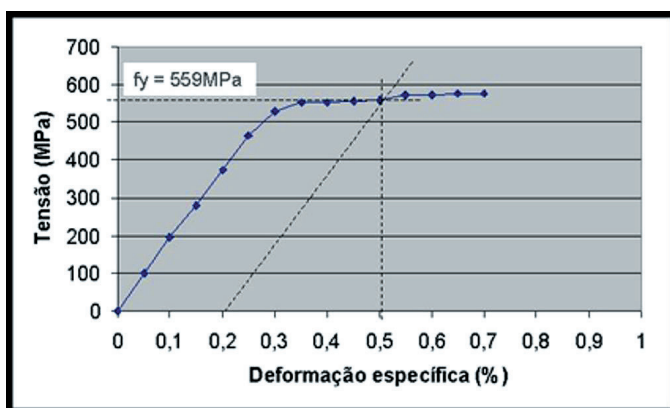


FIGURA II: Gráfico de tensão por deformação específica obtido para no ensaio realizado com a barra de aço

A partir dos resultados obtidos no gráfico da Figura I foi possível realizar a determinação da tensão de escoamento desta barra de aço: 559MPa. Como os demais resultados obtidos nos ensaios anteriores foram 550MPa, 535MPa e 552MPa, 555MPa e 540MPa, pode-se determinar o valor médio (f_{ym}) e o desvio padrão destes resultados (sd) e, com isto, determinar-se o valor da tensão de escoamento característica (f_{yk}):

$$f_{yk} = f_{ym} - 1,65 \times sd = 548,50 - 1,65 \times 9,18 = 533,35 \text{MPa}$$

Como o valor característico da resistência de escoamento supera os 500MPa exigido pela norma para esta categoria de aço (Tabela II), considera-se o lote aprovado neste requisito.

TABELA II: exigências de norma para os aços para concreto armado.

Categoria	f_y (MPa)	f_{st} (MPa)	Alongamento 10Φ (%)
CA-25	250	$1,20f_y$	18
CA-50	500	$1,10f_y$	8
CA-60	600	$1,05f_y$ e 660	5

No entanto, cabe realizar a verificação das outras propriedades do material, quais sejam, a resistência última e o alongamento em 10 diâmetros. A resistência última, segundo a norma, deve guardar uma distância mínima da tensão de escoamento que, para o caso do CA50, corresponde ao valor de $1,10f_y$. No caso deste ensaio obteve-se um valor de carga máxima no ensaio de 8260kgf, obteve-se como tensão última o valor de 681MPa. Como os valores obtidos para as outras barras foram 689MPa, 685MPa e 679MPa, 675MPa e 674MPa, pode-se determinar o valor médio correspondente: 680,5MPa o que equivale a um valor de $1,28f_y$, o lote pode ser considerado aprovado para este requisito também.

O último requisito a ser verificado é o alongamento em 10 diâmetros. Como o valor alongado medido foi de 135mm e o comprimento inicial correspondente a 10 diâmetros era de 120mm ($10 \times 12\text{mm}$) tem-se:

$$AI (\%) = 100 \times (L_f - L_0) / L_0 = 100(135 - 120) / 120 = 12,5\%$$

Como o alongamento medido foi de 12,5% que é maior que a exigência de norma para o requisito (8%), o lote pode ser considerado aprovado como um todo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Junta de tela de aço soldada para armadura de concreto - Ensaio de resistência ao cisalhamento.** NBR 5916, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto e execução de obras de concreto armado - procedimento.** NBR 6118, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente.** NBR 6152, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Produto metálico - determinação da capacidade ao dobramento - Método de ensaio.** NBR 6153, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto – Método de ensaio.** NBR 7477, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Barras de aço para concreto armado - ensaio de fadiga – Método de ensaio**. NBR 7478, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. NBR 7480, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tela de aço soldada - Armadura para concreto - Especificação**. NBR 7481, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Barras de aço CA42-S com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado - Especificação**. NBR 8965, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários**. NBR 8890, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica - Método de ensaio**. NBR 9778, Rio de Janeiro.

BELGO. **Processo de fabricação Belgo 50 e Belgo 60**. Apostila Belgo. Grupo Arcelor. S.D. (www.belgomineira.com.br/pro/belgo5060.pdf). Acessado em agosto de 2007.

CALLISTER, W.D. **Ciência e Engenharia de Materiais: Uma Introdução**. LTC – Livros Técnicos e Científicos. Rio de Janeiro, 2002. 5ª. Edição.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras nas estruturas de concreto armado**. São Paulo: USP, 1993. Tese (Livre docência). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1993.

MORAIS, V. R. e REGO, L. R. M. **Aços para Concreto Armado**. Capítulo 8. Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2005. pp. 233-63.

5.4 FIBRAS DE AÇO PARA TUBOS DE CONCRETO

Antonio Domingues de Figueiredo

O concreto é um material de construção versátil e pode ser aplicado com grande eficiência em tubos de concreto para águas pluviais e esgoto devido a uma série de características que lhe propiciam esta condição. No entanto, este material apresenta uma série de limitações também, como à reduzida resistência aos esforços de tração em relação aos de compressão, o comportamento frágil e a baixa capacidade de deformação do material antes da ruptura quando submetido a este esforço. Assim, é muito freqüente a utilização de algum tipo de reforço em tubos de concreto de maiores dimensões, como as armaduras convencionais com vergalhões ou telas de aço. Uma alternativa técnica interessante para este reforço é a utilização de fibras de aço que, além de reduzir as limitações do material, trazem uma série de vantagens práticas para sua aplicação.

Assim, pode-se encarar o reforço com fibras como uma variante tecnológica para a produção de tubos de concreto. Para a viabilização desta tecnologia foram desenvolvidos estudos específicos nos últimos anos (CHAMA NETO, 2002; RAMOS, 2002; FIGUEIREDO et al, 2007) para possibilitar a inclusão do uso das fibras de aço na revisão da norma NBR 8890 - Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários, publicada em 2007. Apesar da concepção da norma brasileira ser muito similar ao recomendado pela norma européia NBN EN1916 Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced (2002), houve também a introdução de algumas inovações no que se refere à avaliação do componente. Esta norma é a primeira do Brasil a parametrizar o uso do concreto reforçado com fibras de aço, tendo sido desenvolvida em paralelo com a norma de especificação da própria fibra. De certa forma, sua concepção pode ser considerada como conservadora em relação à normalização internacional, dado que apresenta um nível de restrição maior para o uso do material em relação ao que se pratica na Europa (NBN EN1916, 2002). Isto ocorreu porque, apesar de apresentar uma série de vantagens técnicas que podem viabilizar sua utilização, o concreto com fibras, como qualquer outra tecnologia, apresenta limitações que devem ser bem compreendidas para se garantir o bom desempenho final do componente. E é neste sentido que se orienta este capítulo, ou seja, procura-se aqui fornecer uma série de informações técnicas que possibilitem a boa compreensão do material no sentido de se evitar os riscos normalmente associados ao emprego das novas tecnologias.

5.4.1 Comportamento básico do concreto com fibras

Para o melhor entendimento do concreto com fibras, deve-se tratá-lo como um composto, ou seja, ele é um material constituído por duas fases distintas principais: as fibras e a matriz de concreto. As fibras de aço são elementos descontínuos, cujo comprimento é bem maior que a maior dimensão da seção transversal. Ou seja, possuem comprimentos variando de 25mm a 60mm e diâmetros de 0,5mm a 1mm para as fibras curtas (Figura 5.42a) e longas (Figura 5.42b), respectivamente. Elas, normalmente, possuem dobras nas extremidades para aumentar a ancoragem e podem ser fornecidas soltas (Figura 5.42a e 5.42b) ou coladas em pentes (Figura 5.42c), o que facilita o processo de mistura e homogeneização do material. Como será visto adiante, as fibras longas acabam por serem as preferidas para uso em tubos de concreto pelo fato de proporcionarem maior desempenho final ao componente.

Dentre os fatores que afetam o desempenho das fibras pode-se destacar o seu módulo de elasticidade e a resistência mecânica das mesmas. As fibras que possuem módulo de elasticidade inferior ao do concreto endurecido, como as de polipropileno e náilon, são chamadas de fibras de baixo módulo. Já as fibras que possuem módulo de elasticidade superior ao do concreto, como as fibras de aço, são conhecidas como fibras de alto módulo. As fibras aço, por terem elevado módulo de elasticidade e grande capacidade de deformação elástica e plástica, são aquelas que proporcionam melhor condição de reforço para o concreto (FIGUEIREDO, 2005).

Para uma melhor visualização deste comportamento, pode-se observar o esquema apresentado na Figura 5.43. Nele se apresenta uma matriz hipotética reforçada com três tipos de fibras, uma de baixo módulo de elasticidade e duas de alto módulo, sendo uma de baixa e outra de alta resistência mecânica ou limite de deformação. Todas as fases foram consideradas como de comportamento elástico perfeito. A curva de tensão por deformação da matriz está representada pela linha O-A, enquanto as linhas O-B e O-C representam o trabalho elástico das fibras de alto módulo com alta e baixa resistência respectivamente. O comportamento da fibra de baixo módulo se encontra representado pela linha O-D. No momento em que a matriz se rompe (ponto A) e transfere a tensão para a fibra de baixo módulo (ponto D), esta apresenta uma tensão muito baixa nesse nível de deformação (σ fibra de E baixo); logo, essa fibra apresentará uma baixa capacidade de reforço pós-fissuração. Observando-se a linha O-C da Figura 5.43, pode-se constatar que, no momento em que ocorre a ruptura da matriz (ponto A), serão superadas as tensões resistentes das fibras ou ultrapassado seu limite último de deformação. Qualquer que seja a situação, haverá a ruptura das fibras, ou seja, quando a matriz se romper, as fibras já terão sido rompidas e não conferirão nenhum tipo de reforço. Essa preocupação é importante, pois a base do desempenho dos concretos reforçados com fibras está no papel exercido pelas fibras de ponte de transferência de tensão pelas fissuras.

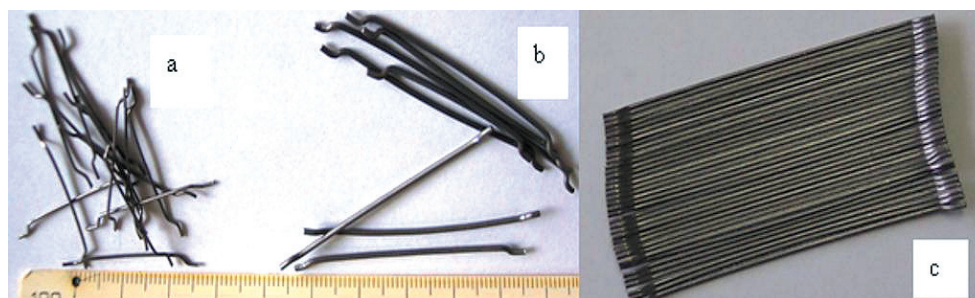


FIGURA 5.42 - Fibras de aço soltas curtas (a) e longas (b) e longas coladas (c)

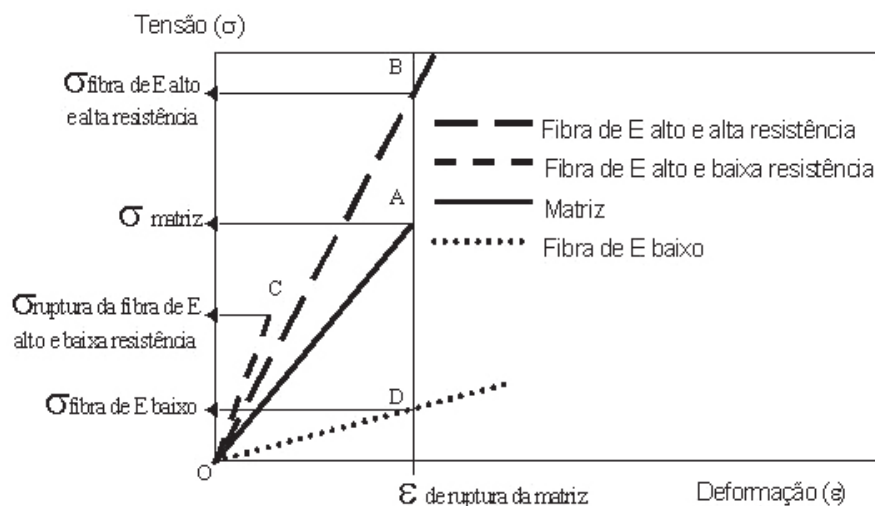


FIGURA 5.43 - Diagrama de tensão por deformação elástica de matriz e fibras de alto e baixo módulo de elasticidade trabalhando em conjunto

Pode-se concluir que fibras de alta resistência e alto módulo de elasticidade, como é o caso das fibras de aço, são as mais indicadas para o reforço de tubos de concreto para águas pluviais e esgoto que, pela elevada exigência de durabilidade, devem apresentar elevada capacidade e, conseqüentemente, elevada resistência mecânica. Assim, fibras poliméricas só poderiam ser utilizadas para o reforço de tubos caso fossem modificadas no sentido de se elevar tanto o seu módulo de elasticidade como sua resistência mecânica. Já as fibras de aço atuam como um reforço do concreto endurecido, podendo até substituir a armadura convencional com equivalência de desempenho (CHAMA NETO e FIGUEIREDO, 2003).

5.4.2 A interação fibra-matriz

Pode-se associar a reduzida capacidade de resistência à tração do concreto à sua grande dificuldade de interromper a propagação das fissuras quando é submetido a este tipo de esforço. Isso ocorre pelo fato de a direção de propagação das fissuras ser transversal à direção principal de tensão de tração. Assim que se principia cada nova fissura, a área disponível para suporte de carga é reduzida, causando um aumento das tensões presentes nas extremidades das fissuras. Logo, a ruptura na tração é causada por algumas fissuras que se unem e não por numerosas fissuras, como ocorre quando o concreto é comprimido (MEHTA & MONTEIRO, 1994). As fibras podem contribuir para o melhor comportamento do material reduzindo a velocidade de propagação das fissuras, por atuarem como ponte de transferência de tensão nas mesmas. No caso do concreto simples, uma fissura irá representar uma barreira à transferência de tensões, representadas de modo simplificado por linhas de tensão na Figura 5.44a. Essa impossibilidade de continuidade das linhas de tensão irá provocar um desvio das mesmas, o que irá conduzir a uma concentração de tensões nas extremidades da fissura. No caso de essa tensão superar a resistência da matriz, ocorrerá a ruptura abrupta do material.

Por outro lado, quando se adicionam fibras de resistência e módulo adequado ao concreto num teor apropriado, esse material deixa de ter o caráter marcadamente frágil. Isso ocorre pelo fato de a fibra servir como ponte de transferência de tensões pelas fissuras, cuja concentração de tensões nas extremidades será então minimizada, conforme o ilustrado na Figura 5.44b. Com isso, tem-se uma grande redução da velocidade de propagação das fissuras no material que passa a ter um comportamento pseudo-dúctil ou não frágil, ou seja, apresenta uma certa capacidade resistente após a fissuração. Assim, com a utilização de fibras, será assegurada menor fissuração do concreto. Este fato pode vir a recomendar sua utilização mesmo para tubos convencionalmente armados, como uma armadura complementar para reduzir a fissuração do material.

Uma das vantagens do reforço proporcionado pelas fibras é o fato de estas se distribuírem aleatoriamente no material, reforçando toda a peça, e não uma determinada posição, como ocorre com as armaduras convencionais. Este aspecto é até mais relevante para o caso dos tubos de concreto por possuírem baixa espessura de parede em relação às estruturas convencionais. Pelo fato das armaduras com telas ou vergalhões exigirem um recobrimento mínimo para sua proteção, acaba-se por concentrar o reforço junto ao centro da parede, próximo à linha neutra (Figura 5.45a). Isto reduz a capacidade de reforço da armadura, principalmente para baixos níveis de fissuração e deformação do tubo, que é a condição prática

mais importante para a garantia da vida útil do componente. Quando da utilização das fibras, acaba-se por distribuí-las em todo o conjunto (Figura 5.45b), não sendo necessário se preocupar com um recobrimento mínimo, pois as mesmas são mais resistentes à corrosão. Com isto, as fibras acabam por apresentar um maior nível de desempenho quanto ao reforço dos tubos submetidos a baixos níveis de deformação e/ou fissuração.

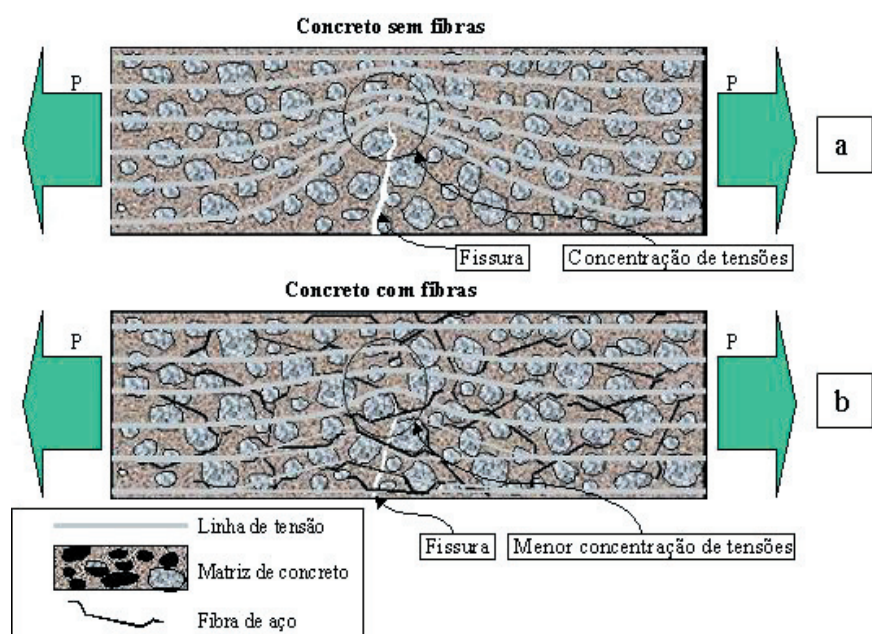


FIGURA 5.44 - Esquema de concentração de tensões para um concreto sem e com reforço de fibras

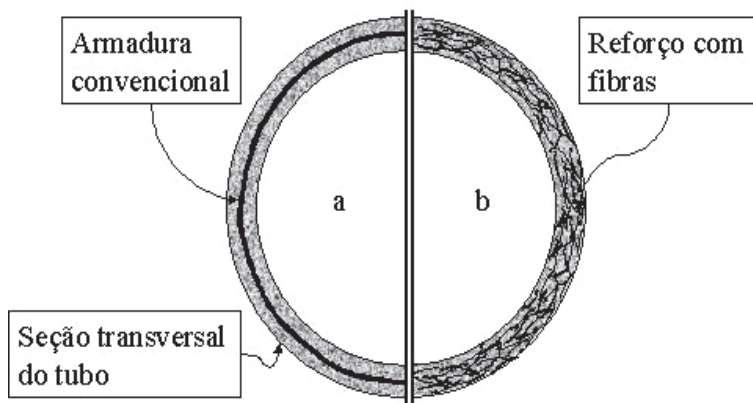


FIGURA 5.45 - Esquema de concentração de tensões para um concreto sem e com reforço de fibras.

5.4.3 Aspectos tecnológicos fundamentais

Como a eficiência da fibra depende de sua atuação como ponte de transferência de tensão pela fissura que aparece no concreto, pode-se deduzir uma série de aspectos tecnológicos fundamentais. Um dos principais deles é o fato de a capacidade de reforço que as fibras apresentam depender diretamente do teor de fibra utilizado. Ou seja, quanto maior for o teor, maior será o número de fibras atuando como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura, o que aumenta o reforço pós-fissuração do concreto. No gráfico da Figura 5.46, estão apresentadas três curvas representativas de tubos reforçados com três diferentes teores de fibras que foram submetidos ao ensaio de compressão diametral (Figura 5.47). Estes resultados, obtidos a partir de Figueiredo et al. (2007), foram determinados utilizando-se de dispositivos de determinação da deformação diametral do tubo, conforme o apresentado na Figura 5.48a. Este dispositivo permite o posicionamento de um transdutor eletrônico para a medida de deformação diametral do tubo sem que haja influência de deformações externas ao tubo durante a leitura. Como a fissuração pode ocorrer exatamente onde se posiciona a agulha do LVDT, optou-se por utilizar uma folha de acetato para evitar que a mesma entrasse na fissura (Figura 5.48b).

Observa-se, pelos resultados apresentados na Figura 5.46 que, quanto maior o teor de fibras, tanto maior será a capacidade resistente do tubo após a fissuração da matriz, correspondente ao trecho das curvas após o limite elástico das mesmas. Percebe-se nitidamente que o tubo reforçado com 40kg/m³ de fibras proporciona um “patamar de escoamento” mais elevado que aqueles obtidos com os consumos de 20kg/m³ e, principalmente, 10kg/m³. Deve-se atentar para o fato de não haver um ganho diretamente proporcional de desempenho com o aumento do teor de fibra, ou seja, se o teor de 10kg/m³ passar para 20kg/m³ não se obtém o dobro de capacidade resistente pós-fissuração. Da mesma forma, se o consumo de fibra for dobrado de 20kg/m³ para 40kg/m³, também não haverá a duplicação do desempenho pós-fissuração. Assim, as dosagens das fibras de aço não seguem modelos lineares para os tubos, da mesma forma como ocorre para o concreto projetado (FIGUEIREDO, 1997) e convencional (FIGUEIREDO, NUNES e TANESI, 2000).

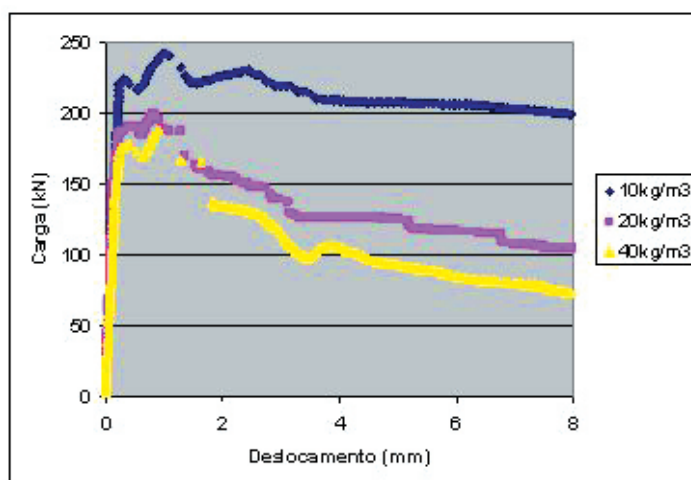
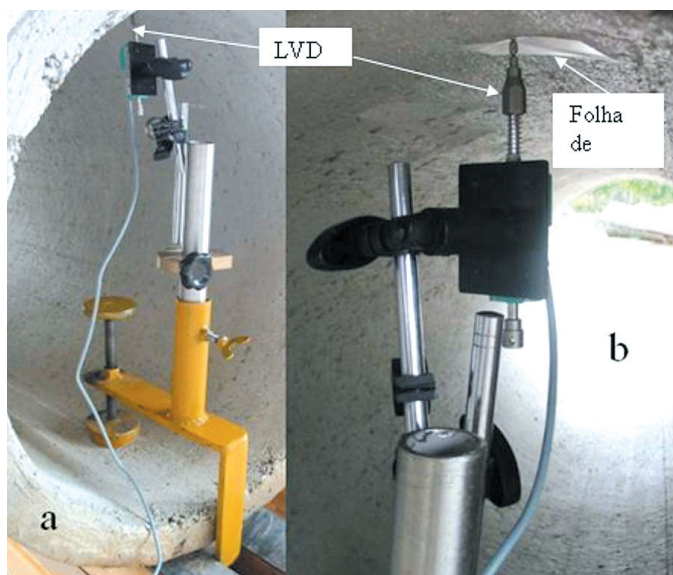


FIGURA 5.46 - Curvas de carga por deformação diametral obtidas no ensaio de compressão diametral de tubos com diferentes consumos de fibra produzidos a partir dos resultados de Figueiredo et al. (2007)



FIGURA 5.47 - Aparato de ensaio de compressão diametral de tubos de concreto para águas pluviais e esgoto

FIGURA 5.48 - Dispositivos utilizados na determinação da curva de carga por deformação vertical dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço para o estudo de Figueiredo et al. (2007) (a) e detalhe do apoio da ponta do LVDT para evitar perda de ensaio (b)



Além do teor de fibras, o desempenho após a fissuração do concreto depende muito da geometria da fibra que está sendo utilizada. Para melhor representar essa influência, normalmente se utiliza um parâmetro chamado fator de forma, que consiste no valor obtido da divisão do comprimento da fibra pelo diâmetro do círculo cuja área seja igual à da seção transversal da fibra. Assim, ao se aumentar o comprimento da fibra ou reduzir a sua seção transversal, o valor do fator de forma será maior. Em geral, quanto maior for o fator de forma da fibra, maior será a capacidade resistente após a fissuração do concreto. Como pode ser observado na Figura 5.49, em que se apresentam as curvas médias obtidas de uma série de corpos-de-prova submetidos ao ensaio de tração na flexão, a resistência após a fissuração foi maior para a fibra mais longa. No entanto, se esse comprimento for aumentado muito mais, ou se a resistência da matriz aumentar muito, a fibra deixará de escorregar em relação à matriz com o progressivo aumento da abertura da fissura. Nesse caso, a força de atrito entre fibra e matriz aumentará muito, o que conduzirá à ruptura da fibra e, conseqüentemente, haverá uma baixa ou nula capacidade resistente após a fissuração do material.

Um fator fundamental para o bom desempenho da fibra no tubo de concreto é a resistência do aço que lhe deu origem. No estudo de Chama Neto (2002) ficou comprovada a superioridade de desempenho das fibras de aço trefilado que, naturalmente, apresentam resistências à tração superiores a 1000MPa. No referido estudo, também foram utilizadas fibras de aço de chapas cortadas que não conseguiram proporcionar um nível de reforço comparável ao da tela metálica, principalmente para elevados níveis de fissuração. Por isto, é exigência da norma NBR 8890 (2007) a resistência mínima de 1000MPa para as fibras de aço que venham a ser utilizadas no reforço de tubos de concreto.

Outro fator importante para definição do comportamento do concreto reforçado com fibras é o direcionamento da fibra em relação à superfície de fissuração principal. Já é conhecido o fato de que quanto mais alinhada as fibras estiverem em relação à direção perpendicular à superfície de fratura, tanto maior será o seu desempenho quanto à resistência pós-fissuração (BENTUR & MINDESS, 1990).

No caso dos tubos, este parâmetro se encontra associado ao comprimento da fibra, pois fibras mais longas propiciarão um maior alinhamento das mesmas em relação às paredes do tubo de concreto durante sua moldagem. Este direcionamento ocorre mesmo quando baixos teores de fibras são utilizados, como se pode observar na Figura 5.50 onde apenas 5kg de fibra por metro cúbico foi utilizado como consumo.

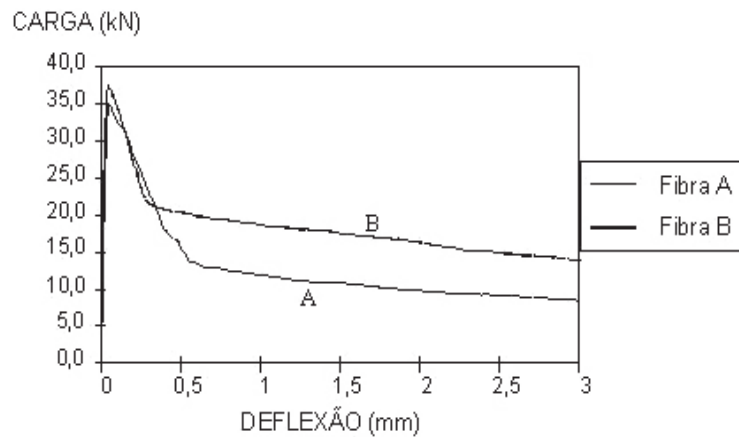


FIGURA 5.49 - Curvas médias de carga por deflexão obtidas no ensaio de tração na flexão de concretos de $f_{ck}=30\text{MPa}$ reforçados com a fibra A (comprimento de 36mm) e fibra B (comprimento de 42mm) que possuem a mesma seção transversal (FIGUEIREDO, CECCATO & TORNERI, 1997)

As fibras frágeis poderão aumentar a perda de eficiência relativa à sua inclinação em relação ao plano de ruptura. Isso ocorre pelo elevado nível de tensão de cisalhamento a que a fibra é submetida nessa situação. Se ela não for capaz de se deformar plasticamente, de modo a se alinhar ao esforço principal, acaba rompendo-se por cisalhamento, como apresentado na situação ilustrada na Figura 5.51.

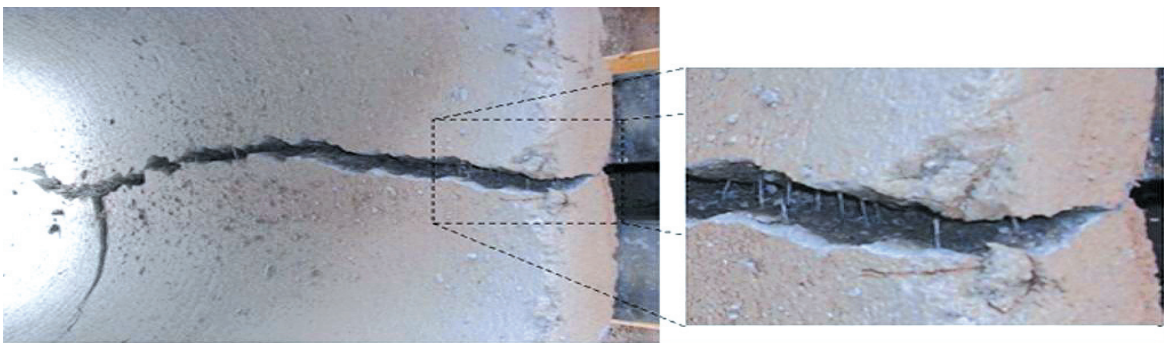


FIGURA 5.50 - Detalhe do alinhamento das fibras junto à parede do tubo de concreto

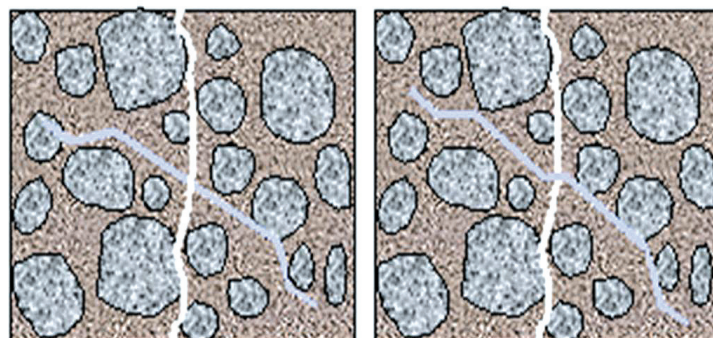


FIGURA 5.51 - Diferença de comportamento entre fibras dúcteis e frágeis quando inclinadas em relação à superfície de ruptura (FIGUEIREDO, 2005)

5.4.4 O controle específico do tubo de concreto com fibras

A nova norma de tubos de concreto para água pluvial e esgoto (NBR 8890 - Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários de 2007), define que quando os mesmos são produzidos com o uso de fibras de aço sejam considerados como tubos armados. Assim, tubos reforçados com fibras podem ser utilizados nas mesmas condições daqueles armados com vergalhões e telas de aço. No entanto, estes tubos devem ser identificados como reforçados com fibras, não podendo ser utilizados no lugar de tubos convencionalmente armados sem prévia qualificação específica. Cabe ressaltar que depõe fortemente contra a boa prática construtiva utilizar tubos de concreto sem prévia qualificação do componente através do emprego de um sistema de controle de qualidade de aceitação, seja ele convencionalmente armado ou reforçado com fibras. A norma NBR 8890 prevê todo um plano de controle dos tubos que chegam à obra, tanto no que se refere às tolerâncias dimensionais, defeitos e, fundamentalmente, capacidade resistente dos mesmos, a qual é medida através do ensaio de compressão diametral.

Os tubos reforçados com fibras seguem, segundo a norma, a mesma classificação adotada para os tubos de concreto armado convencional. Esta classificação é feita, basicamente, pela carga de fissura, no caso dos tubos armados, ou carga mínima isenta de dano, para o caso dos tubos reforçados com fibras. Estas cargas são determinadas no ensaio de compressão diametral, cujo procedimento é diferente do adotado para o convencionalmente armado. Apesar disto, os procedimentos de ensaio não alteram o comportamento básico do componente (FIGUEIREDO et al. 2007) e, também por isso, tubos com fibras ou vergalhões podem ser considerados como equivalentes. Para melhor entendimento desse procedimento, o mesmo será discutido a seguir.

- **Ensaio de compressão diametral**

O ensaio de compressão diametral de tubos é muito similar ao utilizado para determinação da resistência à tração do concreto em corpos-de-prova cilíndricos. Consiste no apoio do tubo em cutelos de madeira inferiores e o carregamento do componente a partir de um cutelo superior articulado, conforme se observa na Figura 5.52.



FIGURA 5.52 - Tubo de concreto com fibras sendo submetido ao ensaio de compressão diametral

A norma prevê dois procedimentos diferentes para a qualificação dos tubos, sejam eles armados convencionalmente ou com fibras. Apesar de algumas diferenças o princípio básico do ensaio é muito similar e o nível das exigências é praticamente o mesmo, podendo-se afirmar, no entanto, que é um pouco mais exigente quando do uso de fibras. No ensaio para tubo convencionalmente armado submete-se o componente a um carregamento contínuo até a sua ruptura e se exige apenas a determinação da carga de fissura e da carga de ruptura.

A carga de fissura é definida como a carga necessária para o tubo apresentar uma fissura com abertura de 0,25 mm e comprimento de 300 mm ou mais, sendo a abertura da fissura medida através de uma lâmina padrão feita em chapa de aço de 0,2 mm de espessura e largura de 12,7 mm, afinada na ponta para 1,6 mm. Considera-se que a fissura atingiu 0,25 mm de abertura quando a ponta da lâmina padrão penetrar sem dificuldade 1,6 mm em alguns pontos distribuídos na distância de 300 mm. A carga de ruptura é a máxima obtida durante a realização do ensaio.

No ensaio especificado pela norma para qualificar os tubos com fibras de aço o procedimento inicia com o carregamento do tubo de forma contínua até atingir uma carga mínima isenta de dano (equivalente a dois terços da carga de ruptura especificada para a sua classe) sendo que esta carga deve ser mantida por um minuto. Nesta situação, o tubo não poderá apresentar qualquer dano oriundo deste carregamento. Por esta razão, esta carga foi denominada na norma como carga mínima isenta de dano, e guarda uma perfeita correspondência à carga de fissura especificada pela norma para os tubos convencionalmente armados. Caso o tubo passe pela manutenção da carga mínima isenta dano sem apresentar qualquer alteração visível, ele deverá ser carregado até que se atinja a sua carga máxima, sendo esta registrada imediatamente. Após a carga cair a 95% da máxima registrada, deve-se retirar totalmente o carregamento aplicado e recarregar o componente até um nível de carga equivalente à carga mínima isenta de dano e mantê-la por mais um minuto. Neste momento deve-se verificar se o tubo apresenta capacidade de suporte residual pós-fissuração para a carga mantida neste nível. Caso o tubo não consiga atingir ou manter a carga de fissura no recarregamento o mesmo deve ser rejeitado. No caso do tubo suportar este esforço aplicado por um minuto, a norma pede que se dê continuidade ao carregamento do tubo medindo-se a carga máxima atingida nesta etapa de carregamento pós-fissuração, a qual não deve ser inferior a 105% da carga mínima isenta de dano. Esta exigência é algo que só aparece na norma brasileira, pois a norma europeia considera o ensaio encerrado quando o tubo suporta a carga mínima isenta de dano por um minuto durante o recarregamento. Um diagrama ilustrativo do sistema de carregamento previsto para o ensaio de compressão diametral de tubos de concreto reforçados com fibras de aço se encontra apresentado na Figura 5.53. Apesar das diferenças no procedimento de ensaio, estudos específicos (FIGUEIREDO et al, 2007) comprovaram que isto não implica numa resposta diferente do componente, podendo-se comparar os resultados diretamente.

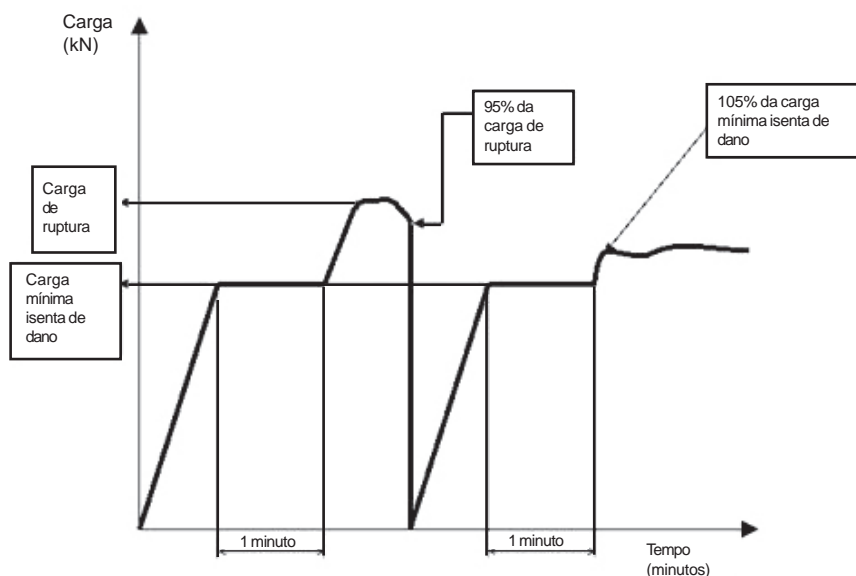


FIGURA 5.53 - Esquema do plano de carregamento a ser seguido durante o ensaio de compressão diametral de tubos de concreto reforçados com fibras de aço

Vale ressaltar que a proporção de dois terços entre a carga mínima isenta de dano e a carga de ruptura é a mesma adotada pela norma brasileira para a relação entre carga de fissura e de ruptura para os tubos de concreto com fibras e com armadura convencional, respectivamente. Assim, a norma prevê que a carga de classificação dos tubos seja a mesma, mas os tubos com fibras não poderão apresentar qualquer dano, enquanto os convencionalmente armados poderão apresentar fissuras com aberturas de até 0,25 mm. Ou seja, a norma acabou sendo mais rigorosa para com os tubos reforçados com fibras, o que não deixa de ser interessante pelo fato de se estar introduzindo uma nova tecnologia no mercado, o que demanda certa cautela. Apesar de se prever uma maior durabilidade para os tubos de concretos com fibras do que para os convencionalmente armados devido ao fato das fibras serem mais resistentes à corrosão eletrolítica, esta postura conservadora da norma irá contribuir para uma maior durabilidade dos sistemas executados com esta nova tecnologia.

Como exemplo, tubos classificados como EA2, com um diâmetro nominal de 800mm, deverão apresentar uma carga de ruptura mínima de 72kN/m. Caso os tubos possuam um comprimento de 2m, tem-se uma carga máxima total de 144kN. A carga de fissura corresponde aos dois terços dessa carga máxima ou de ruptura, ou seja, 96kN. Assim, no ensaio dos tubos com fibras, os mesmos terão de suportar 96kN durante um minuto sem apresentar qualquer tipo de dano. Para melhor visualização das classificações é conveniente se observar a Tabela 5.11 reproduzida da norma, onde as classes são definidas para ambos os tipos de tubos.

TABELA 5.11 – Cargas mínimas de compressão diametral de tubos armados e/ou reforçados com fibras de aço segundo o especificado pela norma NBR 8890.

DN	Água pluvial				Esgoto sanitário									
	Carga mínima de fissura (tubos armados) ou carga isenta de dano (tubos reforçados com fibras) kN/m				Carga mínima de ruptura kN/m				Carga mínima de fissura (tubos armados) ou carga isenta de danos (tubos reforçados com fibras) kN/m			Carga mínima de ruptura kN/m		
Classe	PA1	PA2	PA3	PA4	PA1	PA2	PA3	PA4	EA2	EA3	EA4	EA2	EA3	EA4
300	12	18	27	36	18	27	41	54	18	27	36	27	41	54
400	16	24	36	48	24	36	54	72	24	36	48	36	54	72
500	20	30	45	60	30	45	68	90	30	45	60	45	68	90
600	24	36	54	72	36	54	81	108	36	54	72	54	81	108
700	28	42	63	84	42	63	95	126	42	63	84	63	95	126
800	32	48	72	96	48	72	108	144	48	72	96	72	108	144
900	36	54	81	108	54	81	122	162	54	81	108	81	122	162
1 000	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
1 100	44	66	99	132	66	99	149	198	66	99	132	99	149	198
1 200	48	72	108	144	72	108	162	216	72	108	144	108	162	216
1 500	60	90	135	180	90	135	203	270	90	135	180	135	203	270
1 750	70	105	158	210	105	158	237	315	105	158	210	158	237	315
2 000	80	120	180	240	120	180	270	360	120	180	240	180	270	360

Um exemplo de tubo de concreto reforçado com fibras de aço em conformidade com os requisitos da norma está apresentado na Figura 5.54, através da curva de carga por deformação diametral obtida como resultado do ensaio de compressão diametral. Percebe-se nitidamente, que o tubo atende ao requisito da carga mínima isenta de dano no trecho linear inicial da curva, onde o concreto responde preponderantemente pelo comportamento do material. Depois de atingida a carga de pico ocorre o descarregamento do componente e, no recarregamento, o ganho de carga não ocorre com o mesmo nível de rigidez do trecho inicial, ou seja, é uma quase reta mais abatida que a primeira.

Nota-se até que se ultrapassa com sobras os requisitos de desempenho da norma, o que pode ser atribuído ao fato de se ter utilizado um elevado consumo (40kg/m^3) de fibras de aço trefilado com ancoragem em gancho com elevado comprimento (60mm) e fator de forma (80).

No entanto, o uso de uma fibra de elevado desempenho como o mostrado no exemplo anterior, não é garantia de conformidade para o tubo. Uma prova disto é o exemplo de ensaio de compressão diametral com controle de deformação apresentado na Figura 5.55. Neste gráfico é fácil observar a não conformidade do tubo de concreto reforçado com apenas 10kg de fibra por metro cúbico de concreto. Na figura 5.55 pode-se observar que o tubo atende ao requisito da carga mínima isenta de dano no trecho linear inicial da curva, onde o concreto responde pelo comportamento do material. No entanto, com o prosseguimento do carregamento inicial, não consegue atingir a carga de ruptura mínima correspondente a 180kN. Da mesma forma, ao se proceder ao recarregamento do mesmo, não se consegue atingir a carga mínima isenta de dano e, muito menos, mantê-la por um minuto conforme é exigência da norma atual. Assim, apesar deste tubo ter uma condição de trabalho razoável se não houver fissuração do mesmo, a norma não permite a sua aprovação pelo fato de não atender ao requisito de resistência e não haver uma ductilidade mínima no comportamento do componente, o que é caracterizado pela resistência do mesmo ao carregamento pós-fissuração. Esta ductilidade é uma condição de segurança para a utilização do tubo para sistemas de coleta de águas pluviais e esgoto. Isto ocorre porque a ruptura frágil do mesmo poderá significar elevados riscos ao pessoal que venha a trabalhar no seu interior, bem como para qualquer que seja a utilização dada à superfície da região onde o mesmo tenha sido enterrado.

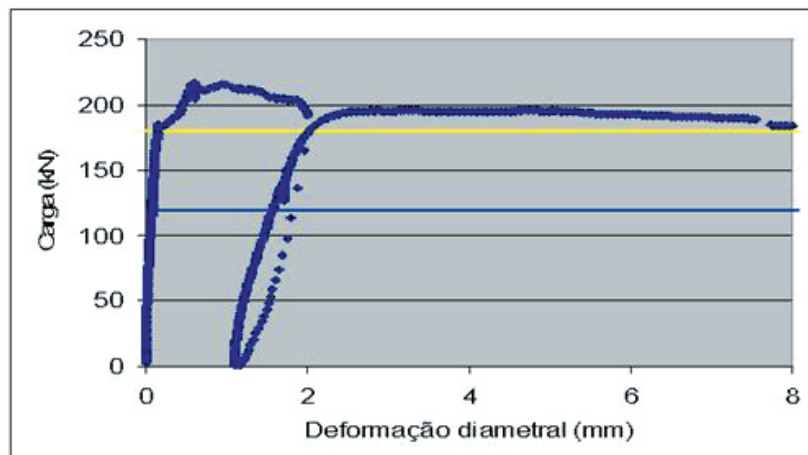


FIGURA 5.54 - Tubo de concreto EA2 de 2,5m de comprimento com um consumo de fibras de 40kg/m^3 ensaiado segundo a norma brasileira apresentando conformidade (exigência de 120kN para carga mínima isenta de dano e 180kN para carga de ruptura)

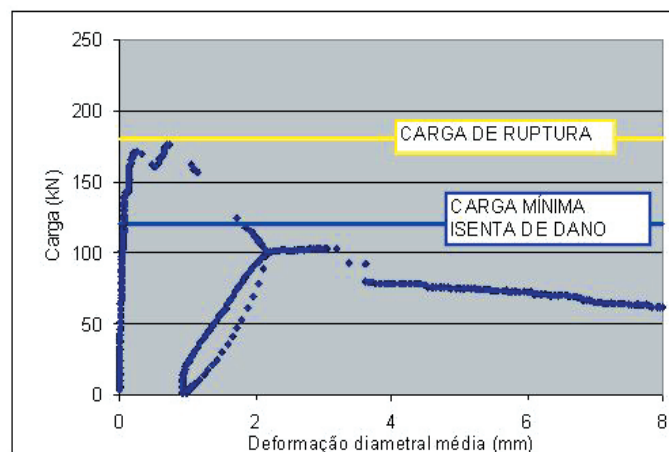


FIGURA 5.55 - Tubo de concreto EA2 de 2,5m de comprimento com um consumo de fibras de 10kg/m^3 ensaiado segundo a norma brasileira e não apresentando conformidade (exigência de 120kN para carga mínima isenta de dano e 180kN para carga de ruptura)

- **Demais exigências**

Na norma NBR 8890 existem outras exigências ligadas à utilização de fibras de aço para reforço dos tubos. Uma dessas exigências é a restrição ao tipo de fibra a ser utilizado no reforço estrutural dos tubos. A norma exige que estas devam ser de aço trefilado, com resistência mínima do aço de 1 000 MPa, com ancoragem em gancho e fator de forma mínimo de 40, obtido pela divisão do comprimento da fibra (medido de um extremo ao outro da mesma) pelo seu diâmetro. Isto garante uma capacidade de reforço mínimo para o tubo dado que a resistência da fibra tem papel preponderante para isto. Já foi comprovado em estudos anteriores (CHAMA NETO, 2002) que fibras trefiladas apresentam muito melhor condição de reforço para tubos do que fibras de chapa cortada que possuem resistência à tração mais baixa. O fator de forma mínimo exigido pela norma é 40 sendo que, no mercado, facilmente se encontram fibras com fator de forma superior a 60 e algumas delas atingem até 80. Quanto maior o fator de forma maior será a capacidade de reforço das fibras se as mesmas foram produzidas com aço trefilado de alta resistência (FIGUEIREDO, 2005).

A norma admite que surjam fibras aparentes na superfície externa do tubo, não definindo isto como causa de rejeição do tubo. No entanto, não se admite fibras aparentes na superfície interna e na ponta do tubo, dado que isto pode comprometer o desempenho do componente. A norma também proíbe a remoção das fibras da superfície do tubo quando o concreto ainda está no estado fresco, pois tal procedimento poderia acarretar danos ao concreto do tubo que dificilmente seriam reparados quando o concreto estivesse endurecido.

Os tubos produzidos com concreto com fibras deverão também atender a todos os requisitos estabelecidos para o concreto como os de permeabilidade, estanqueidade, absorção e de tolerância dimensional.

5.4.5 Trabalhabilidade

Além do efeito de contenção de fissuração no concreto endurecido, a adição de fibras altera as condições de consistência do concreto e, conseqüentemente, a sua trabalhabilidade. Essa alteração depende, principalmente, da geometria da fibra. Isto ocorre porque, ao se adicionarem fibras ao concreto, está-se adicionando também uma grande área superficial que demanda água de molhagem. Assim, fibras de maior área superficial demandarão maior quantidade de água de molhagem, produzindo aumento de coesão e perda de mobilidade da mistura no estado fresco. Fibras mais longas também contribuem para a redução da perda de mobilidade da mistura por dificultar a movimentação das partículas de maiores dimensões, como é o caso dos agregados. Dessa forma, ter-se-á uma menor quantidade de água disponível para fluidificar a mistura. Por isso, fica claro que, quanto menor for o diâmetro da fibra e maior o seu comprimento, maior será a influência de sua incorporação na perda de fluidez da mistura.

O ganho de coesão que se obtém para a mistura quando se adicionam fibras ao concreto pode ser origem de alguns problemas práticos durante a execução dos tubos. Um exemplo disto foi observado durante um teste prático onde houve o bloqueio da saída de concreto do silo para a correia transportadora que levava a mistura para a fôrma onde o tubo seria moldado (Figura 5.56). Como o concreto não teve qualquer alteração em seu traço a não ser o acréscimo de fibras, houve uma redução da fluidez da mistura constatada pelo fato do concreto ter apresentado uma grande dificuldade para sair do silo travando o sistema. Este tipo de problema poderá ocorrer com maior facilidade para os casos onde se utiliza um elevado consumo de fibras, ou onde o sistema utilizado para a moldagem dos tubos venha a apresentar uma série de singularidades que restrinjam a movimentação da mistura.

Um problema associado à aplicação dos concretos com fibras é o aparecimento dos chamados ouriços. Os ouriços são bolas formadas por fibras aglomeradas, como a apresentada na Figura 5.57.

No caso da ocorrência de "ouriços" no concreto, serão produzidos não só uma redução do teor de fibra homogeneamente distribuído, como também um grande risco de bloqueio do sistema de transporte e alimentação da mistura. Além disso, caso este "ouriço" passe despercebido e venha a ser incorporado no tubo, haverá, inevitavelmente, o surgimento de um defeito grave no componente que representará uma perda de estanqueidade e capacidade resistente do mesmo.

As causas da formação dos "ouriços" estão invariavelmente associadas à mistura inadequada do material. Fibras de maior fator de forma produzem um maior risco de embolamentos. Além disso, se a fibra é adicionada à betoneira de maneira descuidada, virando-se o saco ou caixa de fibras de uma só vez, por exemplo, o risco será muitas vezes maior. Assim, recomenda-se que a fibra seja lançada em taxas controladas junto com os agregados, homogeneizando a mistura antes do lançamento do cimento. Uma alternativa para minimizar esse efeito é a utilização das fibras coladas em pentes (Figura 5.42c), como alguns fornecedores disponibilizam. Quando são misturados ao concreto, os pentes

têm as suas colas dissolvidas, permitindo uma homogeneização facilitada para o composto. Mesmo o concreto dos tubos sendo um material de consistência seca, isto não impede que as fibras coladas sejam utilizadas na sua produção, como se pode observar na foto da Figura 5.58.



FIGURA 5.56 - Situação em que houve bloqueio da movimentação da mistura destinada à moldagem de um tubo de concreto devido a adição de elevado teor de fibras sem ajuste do traço da mistura



FIGURA 5.57 - "Ouriço" formado por fibras de aço mal misturadas ao concreto

Um outro problema típico que pode ocorrer com a aplicação do concreto com fibras para a produção de tubos é o acúmulo de fibras expostas na ponta do mesmo (Figura 5.59). Isto é particularmente freqüente em máquinas radiais onde há maior dificuldade de submeter esta parte do tubo a uma vibração mais intensa, de modo a embutir a fibra dentro do concreto.

Em equipamentos vibro-prensados, este tipo de problema ocorre com frequência bem menor e, em alguns casos, é praticamente inexistente (Figura 5.60).

Uma solução para este problema é a utilização de uma pequena quantidade de argamassa na parte final da moldagem, de modo a diminuir o teor de fibra presente no concreto nesta parte do tubo. Esta solução traz a desvantagem de diminuir o reforço nesta região do tubo, facilitando a quebra localizada do mesmo. Outra solução é implantar na fábrica um sistema de retífica ou polimento do topo com um esmeril. Esta solução já foi adotada em fábricas no exterior e possibilita a produção de tubos com excelente acabamento final.



FIGURA 5.58 - Lançamento de fibras coladas na correia transportadora de agregados para a betoneira



FIGURA 5.59 - Fibras expostas na ponta de um tubo centrifugado



FIGURA 5.60 - Ponta de um tubo feito com concreto com fibras onde se conseguiu um regular embutimento das fibras



Outro problema típico é o aparecimento de fibras em grande quantidade na superfície do tubo. Este problema pode ocorrer de maneira mais freqüente em tubos centrifugados onde a energia de compactação é menor. Nestes casos, o melhor caminho é se garantir um ajuste de traço que permita o melhor embutimento da fibra na mistura. Com um traço adequado e uma energia mínima de compactação sendo aplicada ao material é possível se conseguir excelente nível de acabamento superficial para o componente (Figura 5.61).

FIGURA 5.61 - Superfície de tubo de concreto com fibras com excelente acabamento sem a presença de fibras na superfície

Vale a pena ressaltar que, em aplicações específicas, como é o caso dos tubos pré-moldados de concreto, o aumento da coesão e perda de mobilidade do concreto pode significar uma melhora na trabalhabilidade do material. Isto ocorre porque pode minimizar riscos de deformações após a desfôrma e proporcionar uma maior estabilidade dimensional para o componente recém-desformado. No entanto, este aumento de coesão poderá vir a atrapalhar a própria desfôrma, dado que poderá significar uma maior tensão aplicada ao material no momento do saque da fôrma metálica. Assim, quando se dá início ao uso de fibras em uma planta industrial, deve-se proceder a uma série de ajustes da mistura e mesmo do equipamento de modo a se minimizar as perdas ocasionadas pelo bloqueio do equipamento ou mesmo quebra do tubo durante as operações de saque da forma. Além disso, o aumento da coesão, sem o devido ajuste do traço da mistura, poderá implicar num maior gasto energético para a compactação do material durante os procedimentos de moldagem. Se o equipamento tiver dificuldades em proporcionar este maior nível de energia de compactação ou se este cuidado for ignorado, poderá haver falhas na compactação do componente, o que também comprometerá sua estanqueidade e capacidade resistente.

5.4.6 Uso de fibras de aço para redução de perdas

Uma alternativa técnica interessante para a utilização das fibras de aço em tubos de concreto é aquela que objetiva a redução de perdas do material, o que já foi estudado anteriormente (FIGUEIREDO, CHAMA NETO, 2006). No referido estudo, a avaliação da adequação do uso de fibras de aço em baixos consumos para redução das perdas foi feita com a simples adição de fibras num lote de tubos de concreto para águas pluviais, classe PS1, utilizando-se fibras de aço trefilado com 60mm de comprimento e fator de forma de 80. O objetivo foi verificar a capacidade da fibra de reduzir quebras de tubos durante a fabricação, manuseio, transporte e aplicação que, rotineiramente é da ordem de 3% para as condições da fábrica disponibilizada para o estudo. Foram moldados 150 tubos de diâmetro nominal de 600 mm, classe PS1, com consumo de fibra de 5 kg/m³ e 50 tubos de mesmo diâmetro nominal e classe, mas com um consumo de 10 kg/m³ da mesma fibra. Os tubos foram enviados às obras correntes e acompanhou-se a ocorrência de perdas por quebra e rejeição por fissuração ou qualquer outro tipo de dano.

Como a taxa de perdas histórica da fábrica em questão era, historicamente, de 3%, esperava-se que ao menos de três a cinco tubos apresentariam alguma forma de dano dentre os 150 produzidos. Pôde-se concluir que as fibras contribuíram efetivamente para a redução de perdas durante o processo de produção transporte e armazenamento desses tubos, pois não foi verificada nenhuma perda. Dado que o volume produzido foi pequeno, por se tratar de um estudo de elevados custos, não se pode afirmar que a amostragem foi absolutamente significativa para garantir que a utilização das fibras elimina totalmente as perdas durante o manuseio dos tubos. No entanto, é seguro afirmar que a utilização de baixos teores de fibras reduz consideravelmente o numero de perdas, mesmo quando este teor é da ordem de 5 kg/m³.

Este comportamento dos tubos reforçados com fibras pode ser creditado ao fato de as mesmas atuarem como reforço em todo o volume de concreto do tubo, inclusive nas bordas do mesmo. Assim, as mesmas acabam por aumentar a energia absorvida pelo material e, mesmo sendo baixo o seu teor, representam um acréscimo na resistência à fissuração do material. Alguns dos tubos produzidos com consumos de 5 kg/m³ e 10 kg/m³ foram submetidos ao ensaio de compressão diametral, o que confirmou o efeito da fibra na ductilização do componente. Constatou-se uma razoável capacidade de suporte pós-fissuração que praticamente removia o caráter de ruptura frágil do tubo de concreto simples. Pode-se observar pelas Figuras 5.62 e 5.63, que os tubos reforçados com estes baixos teores de fibras foram submetidos a níveis elevados de deslocamento e, conseqüentemente, a elevado nível de fissuração durante o ensaio. No entanto, como se pode observar pela Figura 5.63 os tubos não chegaram a colapsar totalmente. A título de ilustração, encontram-se apresentados nos gráficos das Figuras 5.64 e 5.65, as curvas médias de carga por deformação diametral obtidas nos ensaios com os tubos reforçados com 5 e 10 kg/m³, respectivamente.

Percebe-se que, mesmo com baixo consumo de fibras, houve uma mensurável capacidade resistente pós-fissuração do material.



FIGURA 5.62 - Posicionamento de tubo de CRFA com 5kg/m³ para o ensaio de compressão diametral



FIGURA 5.63 - Tubo de CRFA com 5kg/m³ após ter sido submetido a grandes deformações durante o ensaio de compressão diametral

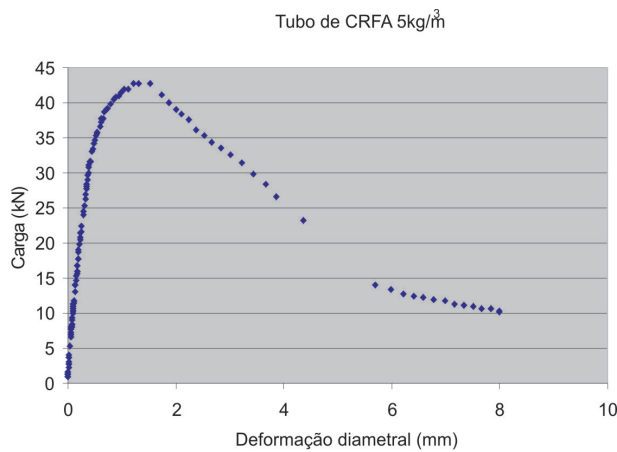
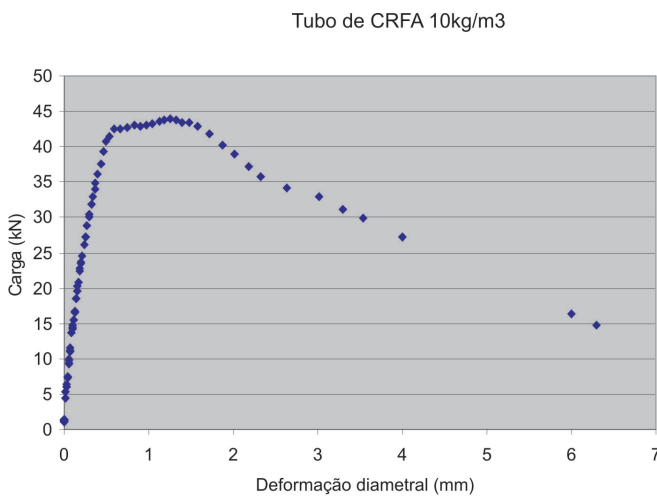


FIGURA 5.64 - Curva média de carga por deformação diametral obtida no ensaio de compressão radial de tubos reforçados com consumo de fibras de 5kg/m³



Como a margem de lucro associada à produção deste tipo de componente é muito reduzida, pode-se concluir pela competitividade da fibra como redutora de custos devido a perdas na produção de tubos de concreto para águas pluviais.

FIGURA 5.65 - Curva média de carga por deformação diametral obtida no ensaio de compressão radial de tubos reforçados com consumo de fibras de 10kg/m³

5.4.7 Dosagem do concreto com fibras

As fibras de aço têm um papel muito importante na definição do custo do concreto. Mesmo com consumos regulares, inferiores a 40kg/m^3 , o custo unitário por metro cúbico do concreto poderá até dobrar. Assim, para se garantir a sua viabilidade econômica, deve-se lançar mão de metodologias de dosagem que otimizem o seu consumo, isto é, que definam o mínimo consumo necessário para atender às exigências de desempenho. Cabe lembrar que essa viabilidade econômica não está baseada única e exclusivamente no seu custo unitário, mas na economia global que ele pode proporcionar. Na prática, principalmente internacional, não é raro se fixarem traços, independentemente das características da matriz e das fibras (MEHTA & MONTEIRO, 1994; MORGAN, 1995). Isto também é relativamente freqüente no Brasil, onde se costumam especificar as fibras de aço num consumo fixo de 30kg/m^3 , independentemente do tipo utilizado, o que pode comprometer severamente o desempenho do material.

Deve-se ter muito cuidado na dosagem da fibra para os tubos de concreto, dado que o desempenho final depende muito do equipamento utilizado. Assim, uma dosagem adequada para uma fábrica e um determinado equipamento pode não ser adequado para outros tubos produzidos na mesma fábrica só que em um equipamento diferente. Além disto, se houver mudanças na matriz, como uma alteração no tipo de cimento utilizado, nova dosagem específica deve ser realizada. Obviamente, cada diâmetro de tubo produzido numa fábrica deverá ter uma dosagem específica, pois se espera que, quanto maior for este diâmetro, maior será a exigência de trabalho para a fibra e, conseqüentemente, maior será o teor necessário para atender os requisitos de desempenho. Mais do que isto, se houver uma alteração no tipo de fibra utilizado, necessariamente deverá haver a realização de um novo estudo de dosagem.

Os procedimentos recomendados para a dosagem da fibra invariavelmente passam pela realização do ensaio de compressão diametral dos tubos. Sem a realização deste ensaio é praticamente impossível determinar o teor ótimo de fibras para aquele sistema de produção. Isto ocorre porque, o procedimento normal de dosagem consiste em produzir uma série de tubos com diferentes teores de fibras, os quais são posteriormente submetidos ao ensaio de compressão diametral. Recomenda-se que o número mínimo de tubos para cada determinação, ou seja, para cada teor, seja de três componentes. A determinação do teor ótimo de fibras é feita quando se verifica qual é o menor teor que garante o atendimento das exigências da norma NBR 8890. Vale ressaltar que nem todas as exigências da norma são atendidas com a adição das fibras, mas também com a correta dosagem da matriz. Assim, de nada adianta tentar dosar a fibra para um tubo cuja matriz de concreto não atende aos requisitos exigidos para os tubos de concreto simples fixados pela mesma norma.

5.4.8 Durabilidade

As dúvidas com relação à durabilidade do concreto reforçado com fibras de aço são freqüentes e, em grande parte, não estão tecnicamente embasadas. Isso se deve ao fato natural de se observar fibras oxidadas na superfície de pavimentos, túneis e tubos de concreto. No entanto, a durabilidade das fibras de aço está condicionada ao seu confinamento num meio fortemente alcalino (pH em torno de 12,5) do concreto, em que permanecerá apassivada. Na verdade, a corrosão das fibras na superfície do concreto está associada à carbonatação superficial do concreto. Assim, tubos expostos por longo tempo ao intemperismo no pátio de armazenamento terão muito maior probabilidade de apresentarem oxidação precoce das fibras na sua superfície. No entanto, como a fibra possui um diâmetro reduzido, o volume de óxidos gerados não é suficiente para produzir o lascamento da superfície; conseqüentemente, garante-se a integridade do recobrimento sem fissuras e, dessa maneira, a proteção de seu interior. Além disso, para que haja corrosão da armadura no concreto, deve haver uma diferença de potencial na armadura a qual pode ser originada por diferenças de concentração iônica, umidade, aeração, tensão no aço ou no concreto (HELENE, 1986).

Tanto maior será a dificuldade de se encontrar uma diferença de potencial numa armadura, quanto menores forem suas dimensões. Assim, as fibras são muito menos sujeitas à corrosão eletrolítica que as armaduras convencionais. Bentur & Mindess (1990) relatam uma série de pesquisas em que o desempenho do concreto reforçado com fibras foi superior ao convencional, seja com ataques severos de cloretos, seja por efeito de congelamento. Mesmo com o concreto fissurado, a fibra apresenta uma capacidade resistente à corrosão, como apontou o estudo desenvolvido por Chanvillard, Aitcin & Lupien (1989), que não observaram sinais de corrosão e perda de seção transversal por esse fenômeno quando a abertura de fissuras em pavimentos não ultrapassou 0,2mm.

A retração e a fluência são pouco afetadas pela adição de fibras. Ao menos é isso o que tem apontado uma série de testes (ACI, 1988). Como esses fenômenos estão associados ao movimento de fluídos dentro do concreto, a fibra representa pouca ou nenhuma restrição quando o concreto permanece não fissurado.

Deve-se ressaltar o fato de que as fibras restringem a propagação das fissuras no concreto. Como consequência direta disso, tem-se um aumento da resistência à entrada de agentes agressivos com consequente aumento da durabilidade da estrutura (CHANVILLARD, AITCIN & LUPIEN, 1989). Assim, é de se esperar que os tubos de concreto reforçado com fibras apresentem um desempenho superior com relação à durabilidade em relação às armaduras contínuas convencionais compostas por vergalhões e telas metálicas.

5.4.9 Comentários finais

A nova norma de tubos de concreto para água pluvial e esgoto pode ser considerada uma das grandes conquistas brasileiras nesta área da tecnologia do concreto. Afinal, esta é a primeira norma brasileira a regular a aplicação do concreto com fibras, tendo sido desenvolvida de maneira concomitante à norma de especificação das fibras de aço.

Pode-se apontar esta norma como uma grande inovação, pois a mesma foi publicada antes mesmo de se ter uma aplicação regular do produto. Esta situação peculiar ocorreu pelo fato da operação de compra de tubos de concreto ser realizada, principalmente, por parte de órgãos governamentais que devem lançar mão de um edital de concorrência ou licitação. Com isto, apenas tubos regularmente normalizados são passíveis de serem comprados. Por outro lado, o fato de não se ter ainda uma aplicação em larga escala, fez com que a norma apresentasse uma postura que pode ser considerada até como conservadora, dado que o uso do concreto com fibras estará restrito a tubos com diâmetro nominal igual ou inferior a um metro. Isto foi adotado no sentido de se minimizar riscos de aplicação, os quais são maiores para as redes coletoras de maiores dimensões. Além disso, a norma foi bem mais exigente para os tubos de concreto com fibras, os quais devem suportar a carga de fissura do tubo convencionalmente armado sem apresentar qualquer tipo de dano. Isto, além de estar a favor da segurança do ponto de vista de resistência mecânica, também é extremamente conservador do ponto de vista de durabilidade, dado que se espera uma menor susceptibilidade da fibra à corrosão eletrolítica. Assim, espera-se que a vida útil dos tubos de concreto reforçado com fibras seja ainda maior. Vale ressaltar também que a norma introduziu algumas novidades, mesmo para a normalização internacional, como a necessidade de se controlar a carga máxima pós-fissuração, o que poderá ser utilizado em condições práticas para a otimização do teor de fibra para cada condição de produção. No entanto, em nenhum momento a norma aboliu a necessidade de execução de um programa de controle da qualidade baseado no ensaio de compressão diametral para o recebimento de tubos de concreto. É fundamental para esta tecnologia que esta boa prática seja mantida e, acima de tudo, valorizada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários**. NBR 8890, Rio de Janeiro.

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 506.1R: Manual of concrete practice: part 5. State-of-the-art report on fiber reinforced shotcrete.** Detroit, USA, 1984.
- BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites.** United Kingdom. Elsevier, 1990.
- CHAMA NETO, P. J. **Avaliação de desempenho de tubos de concreto reforçados com fibras de aço.** São Paulo: USP, 2002. Dissertação (Mestrado em engenharia civil). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 2002.
- CHAMA NETO, P. J.; FIGUEIREDO, A. D. **Avaliação de desempenho de tubos de concreto reforçados com fibras de aço.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45, 2003, Vitória-ES. **Anais.** IBRACON, São Paulo, 2003.
- CHANVILLARD, G.; AITCIN, P.-C.; LUPIEN, C. Field evaluation of steel fiber reinforced concrete overlay with various bonding mechanisms. **Transportation Research Board**, n.1226, 1989.
- FIGUEIREDO, A. D. **Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço.** São Paulo: USP, 1997. Tese (Doutorado em engenharia civil). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1997.
- FIGUEIREDO, A.D. **Concreto com Fibras.** Capítulo 39. Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2005. pp. 1195-25
- FIGUEIREDO, A. D.; CECCATO, M. R.; TORNERI, P. **Influência do comprimento da fibra no desempenho do concreto reforçado com fibras de aço.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 39, 1997, São Paulo-SP. **Anais.** IBRACON, São Paulo, 1997.
- FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J. **Estudo da utilização de tubos de concreto com baixos teores de fibras** In: IV SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2006. **Anais.** São Paulo, 2006.
- FIGUEIREDO, A.D.; CHAMA NETO, P. J.; QUINTA, M. T.; GIMENEZ, A. B. **Avaliação de metodologia de ensaio de tubos de concreto reforçado com fibras para esgoto.** Revista Concreto & Construções do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2007. Aceito para publicação.
- FIGUEIREDO, A. D.; NUNES, N. L.; TANESI, J. **Mix design analysis on steel fiber reinforced concrete.** In: FIFTH INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON FIBRE-REINFORCED CONCRETES (FRC), 2000, Lyon. Fibre-Reinforced Concretes (FRC) – BEFIB'2000. **Proceedings.** RILEM Publications S.A.R.L., Lyon, 2000.
- HELENE, P. R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado.** São Paulo: PINI, 1986.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: PINI, 1994.
- MORGAN, D. R. Special Sprayed Concretes. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed concrete: properties, design and application.** Scotland: McGraw-Hill, 1995.
- NBN EN1916 **Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced.** Belgisch Instituut voor normalisatie (BIN), Brussel, December 2002.
- RAMOS, M. F. **Análise Experimental de Tubos de Concreto Reforçado com Fibras de Aço.** Campinas, UNICAMP. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Campinas, 2002.

5.5 ADITIVOS PARA CONCRETO

Regina Bannoki

A incorporação de aditivos no concreto contribui para uma significativa melhoria de determinadas propriedades, tanto no concreto fresco como no concreto de consistência seca.

No caso do concreto fresco, normalmente identificado com o concreto usinado, a incorporação de aditivos contribui para melhoria de propriedades importantes, como a trabalhabilidade e bombeabilidade. Neste tipo de concreto o emprego de aditivos é imprescindível, já que garantem uma elevada trabalhabilidade mantendo uma relação água/cimento baixa, contribuindo assim, para melhoria das propriedades mecânicas e da durabilidade do concreto.

No caso do concreto de consistência seca, normalmente utilizado na Indústria de artefatos de concreto, a incorporação de aditivos torna-se imprescindível, não para melhorar a trabalhabilidade ou reduzir a relação água/cimento, mas sim, para melhorar a hidratação do cimento, o enchimento dos moldes e o aspecto final das peças. Os aditivos podem proporcionar também ganhos com relação às propriedades mecânicas, produtividade das máquinas e estanqueidade das peças acabadas.

5.5.1 Classificação, fundamentos e mecanismos

Para uso em concretos de consistência seca e no âmbito da indústria podem co-existir diversos tipos de aditivos:

- plastificantes,
- aceleradores de endurecimento,
- incorporadores de ar e
- desmoldantes.

Do ponto de vista químico, todos estes aditivos pertencem a famílias diferentes. A escolha de um deles está diretamente relacionada aos objetivos a alcançar, sendo recomendável sempre consultar o fabricante dos aditivos.

Apesar de pertencerem a famílias diferentes, é possível, e por vezes recomendável, como explicaremos mais a frente, fazer interagir diferentes aditivos. Adicionalmente, recomenda-se sempre que antes do uso de aditivos, se executem ensaios prévios específicos, supervisionados pelo fabricante dos mesmos.

5.5.1.1 Classificação

5.5.1.1.2 Plastificantes

Os plastificantes incorporam-se ao concreto, no caso específico do concreto de consistência seca, com o objetivo primordial de melhorar a hidratação do cimento. Normalmente quando de sua aplicação, tenta-se manter, ou mesmo aumentar a relação água/cimento, precisamente o oposto dos plastificantes formulados para o concreto fresco. Este aumento da relação a/c, conjuntamente com as características físico-químicas dos plastificantes irá conduzir à procurada melhoria da hidratação do concreto de consistência seca.

Os plastificantes para concreto de consistência seca podem-se subdividir em três classes (nem sempre disponíveis em todos os fabricantes de aditivos): plastificantes normais, plastificantes aceleradores e plastificantes de nova geração. A diferença entre os mesmos advém de suas formulações e conseqüentes propriedades químicas e desempenho.

5.5.1.2 Aplicações, fundamentos e mecanismos de ação

Os aditivos plastificantes têm aplicação recomendada em toda a indústria de pré-moldados e artefatos de concreto. Essa recomendação deriva do potencial que os mesmos têm em impactar positivamente em:

- na hidratação do cimento,
- nas resistências iniciais,
- nas resistências finais,
- no ciclo de produção,
- na estanqueidade das peças,
- no aspeto final das peças,
- na redução das perdas por quebra.

Os ganhos acima descritos derivam dos mecanismos da ação dos plastificantes, conforme descrito:

- As partículas de cimento, num concreto sem a presença de plastificantes, apresentam uma forte tendência a agruparem-se devido as interações eletrostáticas e forças de Van der Waals, dando lugar a flóculos ou agrupamentos como os exemplificados na Figura 1(a). Estes flóculos bloqueiam a água no seu interior e, como consequência, a plasticidade da mistura é menor, assim como a quantidade de água disponível para a hidratação. Agravando ainda mais a situação, a água não poderá entrar em contato com a superfície das partículas de cimento que estão em contacto entre si, diminuindo assim a hidratação destas superfícies.

- Por outro lado, na presença de um aditivo plastificante no concreto, o grau de agrupamento (floculação) das partículas de cimento diminui, dando lugar a um sistema em que as partículas se encontram dispersas na solução aquosa, libertando a água inicialmente bloqueada dentro dos aglomerados, o que dá lugar a uma maior plasticidade e um maior acesso da água à superfície do cimento para uma melhor hidratação, como mostra a figura 1 (b). Os aditivos plastificantes atuam assim sobre a superfície das partículas de cimento, impedindo a formação de aglomerados de partículas de cimento.

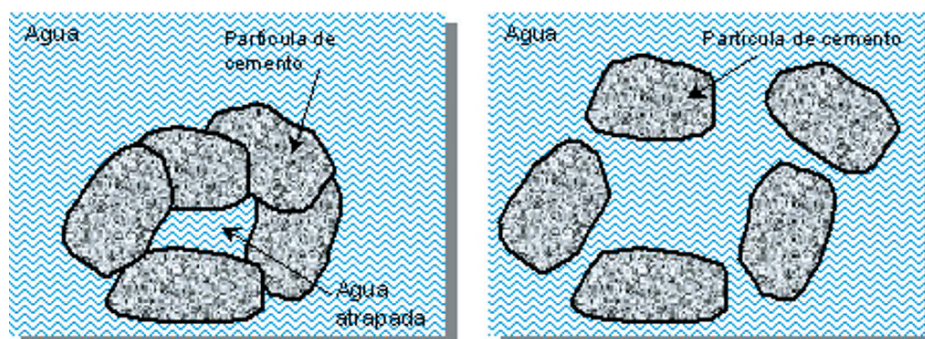


FIGURA 1 - (a) Agrupamento de partículas de cimento na ausência de agentes dispersantes e (b) efeito da incorporação de um aditivo plastificante

5.5.1.3 Composição química

Do ponto de vista químico, todos estes aditivos pertencem à família dos tensoativos e, como tal, caracterizam-se por possuir atividade superficial em processos que ocorrem durante o contacto entre um líquido e um sólido.

As propriedades destes produtos dependem dos grupos hidrofóbicos, formados geralmente por grandes cadeias hidrocarbonadas, e dos grupos hidrofílicos, na qual se baseia a classificação dos tensoativos presentes no mercado.

Deste modo, os plastificantes classificam-se como tensoativos aniônicos já que os principais grupos funcionais que constituem estes produtos serem do tipo carboxila (COO^-), hidroxila (OH^-), sulfonato (SO_3^-) ou metafosfato (PO_3^-), os quais possibilitam a sua dissolução em água. Estes produtos têm um elevado peso molecular, motivo pelo qual foram incluídos na categoria de tensoativos poliméricos, denominação que sugere, além de um alto peso molecular, a repetição segundo certa seqüência de umas determinadas unidades moleculares.

5.5.1.4 Influência nas propriedades do concreto fresco e endurecido

A melhoria da trabalhabilidade do concreto fresco devido à incorporação de aditivos plastificantes é conseqüência do seu efeito dispersante. As forças repulsivas entre as partículas de cimento previnem a floculação e isto permite que se hidrate uma maior quantidade de cimento. Assim sendo teremos “uma maior quantidade” de cimento disponível para ser hidratada e, dependendo do desempenho do aditivo, uma maior capacidade de retenção de água.

Os aditivos plastificantes, normalmente, incorporam sempre um pequeno percentual de ar. No entanto, e devido ao fato de os plastificantes terem normalmente em suas composições produtos anti-introdução de ar, poderá eventualmente vir a ser necessário empregar um introdutor de ar. Nesse caso recomenda-se que o fabricante de aditivos seja consultado para averiguar qual a melhor combinação.

As peças produzidas com aditivo plastificante apresentam uma maior estabilidade e consistência no seu estado fresco, reduzindo assim o percentual de perdas por quebras.

Por outro lado, as peças apresentarão, devido a um melhor processo de compactação, um aspecto esteticamente melhor.

5.5.2 Aceleradores de endurecimento

Define-se o acelerador de endurecimento como um aditivo que aumenta a velocidade de desenvolvimento das resistências iniciais do concreto, com ou sem modificação dos tempos de pega. A sua eficácia deve-se ao fato de conseguir um desenvolvimento de resistências a 5°C e 48 horas de cerca de 130%, superiores a referência sem aditivo e a 20°C e 24 horas de cerca de 120%, superiores também à referência sem aditivo.

Os aceleradores de endurecimento atuam principalmente sobre a hidratação do C3S presente no cimento proporcionando a mencionada melhoria das resistências iniciais.

5.5.2.1 Aplicações

As principais aplicações dos aceleradores de endurecimento são as concretagens em clima frio e as indústrias de pré-moldados e artefatos de concreto. O rápido desenvolvimento de resistências iniciais do concreto permite uma desmoldagem rápida das peças e conseqüentemente uma melhora significativa dos ciclos de produção.

Adicionalmente, o uso de aditivos aceleradores de endurecimento podem melhorar as resistências iniciais, mediante:

- o uso de cimentos de elevada resistência inicial,
- o aumento da quantidade de cimento no traço de concreto,
- ou aumentando a temperatura da cura.

Finalmente, e como complemento ao uso de aceleradores de endurecimento, pode-se utilizar um plastificante que, ao melhorar a desfloculação do cimento, melhora a hidratação do mesmo e conseqüentemente as resistências mecânicas.

5.5.2.2 Composição química

Os aditivos aceleradores de endurecimento podem ter como característica química principal a destacar, a presença ou não, de cloretos na sua formulação.

No caso das indústrias de pré-moldados e artefatos de concreto e sempre que as peças a produzir possuam armaduras, entende-se que a utilização de aditivos sem a presença de cloretos é a recomendada.

5.5.2.3 Influência nas propriedades do concreto fresco e endurecido

Os aditivos aceleradores de endurecimento não têm um efeito significativo na trabalhabilidade, conteúdo de ar e estabilidade do concreto. As únicas propriedades afetadas poderão ser o tempo de pega e a evolução do calor de hidratação.

Tanto no caso de aceleradores com cloretos como sem cloretos, as resistências aos 28 dias tendem a ser superiores as de um concreto sem aditivos e com o mesmo traço.

A permeabilidade do concreto na presença de aceleradores dependerá sempre do grau de hidratação do cimento. Consequentemente a resistência do concreto a agentes agressivos estará neste caso também condicionada ao grau de hidratação do cimento.

Em geral, a resistência aos ciclos de gelo-degelo nas idades iniciais é superior no caso de concretos com aceleradores, devido ao desenvolvimento mais rápido das resistências. Já no caso das últimas idades, poderemos ter o contrário.

Quanto à resistência à corrosão, conforme já mencionado, a presença de aceleradores base cloretos pode acelerar a corrosão das armaduras, sendo que, sua utilização deve ser proibida em aditivos para concreto armado. No caso de aditivos aceleradores sem cloretos, não se espera nenhuma influencia no processo de corrosão das estruturas armadas.

5.5.3 Introdutores de ar

Os aditivos introdutores de ar são produtos orgânicos que permitem incorporar uma determinada quantidade de ar uniformemente distribuída no concreto, em forma de micro-bolhas. Este ar introduzido não deve ser confundido com o ar retido, devido a uma compactação inadequada, que normalmente gera bolhas de formato irregular e de tamanho maior.

Os aditivos incorporadores de ar foram acidentalmente descobertos no final dos anos 30, quando um pavimento no Estado de Nova Iorque, preparado com um determinado cimento apresentou maior durabilidade que outros, suportando melhor os ciclos de gelo-degelo. Um estudo detalhado demonstrou que neste caso se haviam utilizado aditivos de moagem de cimento que continham compostos que atuaram como introdutores de ar.

5.5.3.1 Composição química

Os aditivos introdutores de ar pertencem a família de produtos químicos denominados normalmente de tensoativos, sendo que, os introdutores de ar utilizados no concreto pertencem a família dos tensoativos aniônicos.

5.5.3.2 Influência nas propriedades do concreto fresco e endurecido

O ar incorporado permite uma melhor trabalhabilidade do concreto. Esta melhor trabalhabilidade resulta do fato de as bolhas de ar provocarem um efeito lubrificante nos agregados sólidos presentes no concreto, assim como a um aumento do volume do traço.

Sendo assim, a incorporação de aditivos introdutores de ar no concreto conduzirá a uma série de modificações que devem ser levadas em conta no momento de conceber o traço do concreto:

- Devido ao aumento do volume de ar no concreto, o conteúdo de cimento por unidade de volume é menor
- Devido ao aumento da coesão, o conteúdo de areia pode ser reduzido
- O aumento da trabalhabilidade poderá assim conduzir a uma redução do conteúdo de água.

No que diz respeito à densidade, ela é obviamente afetada pelo aditivo incorporador de ar, sendo tanto menor quanto maior o conteúdo de ar do concreto.

O aumento de ar incorporado no concreto conduz a uma considerável redução das resistências mecânicas do mesmo. Pode-se observar que, regra geral, a incorporação de 1% de ar reduz a resistência à compressão em cerca de 5%.

Em geral, tanto a permeabilidade quanto a absorção capilar são menores no caso de concretos com ar introduzido quando comparados com concretos sem aditivo incorporador de ar. Estes apresentam uma maior uniformidade e trabalhabilidade e, como conseqüência, o concreto é mais homogêneo com menos canais e descontinuidades, o que resulta numa maior resistência à penetração da água.

A principal aplicação de aditivos incorporadores de ar está relacionada com o aumento da resistência aos ciclos de gelo-degelo. O ar incorporado proporciona o espaço suficiente para acomodar o aumento de volume gerado pelo congelamento da água existente nos poros de concreto.

A incorporação de ar no concreto melhora a sua resistência a ataques por sulfatos devido à diminuição da relação água/cimento e, portanto à menor permeabilidade.

5.5.4 Desmoldantes

No caso da indústria de tubos de concreto, todos os concretos são denominados de desmoldagem imediata devido ao fato de os moldes que dão forma as peças serem removidos imediatamente após a colocação e correta compactação ou compressão do concreto.

- Consoante às gamas de desmoldantes dos diferentes fabricantes de aditivo, existem desmoldantes especialmente concebidos para peças vibro-compactadas e para peças vibro-comprimidas.

- Uma vez mais recomendamos a análise cuidadosa das opções disponíveis no mercado dado o impacto positivo do desmoldante, tanto no aspecto das peças, como no papel de redução do número de perdas por quebra.

- Não pode deixar de ser destacada, a importância na escolha do desmoldante, em termos de segurança para o trabalhador e salvaguarda do meio-ambiente. Existem hoje no mercado desmoldantes minerais, desmoldantes de síntese e desmoldantes vegetais. A atenção à saúde do utilizador, ao meio-ambiente e o risco ao fogo, varia de um para o outro.

5.5.5 Critérios de seleção e dosagem

Um dos aspectos mais importantes na utilização de aditivos prende-se com a eleição de determinado aditivo assim como a sua dosagem. A escolha é, portanto, um processo muito importante no qual se devem levar em conta muito mais aspectos que a simples comparação do custo unitário entre os diferentes aditivos.

De acordo com o objetivo e aplicação, na hora de selecionar um determinado aditivo, deve-se levar em conta a influência do mesmo nos seguintes aspectos:

- capacidade de retenção de água
- desenvolvimento de resistências iniciais
- desenvolvimento de resistências finais
- incorporação de ar

- presença de outros aditivos químicos
- aspecto final da peça

Face ao exposto, o utilizador do aditivo encontra-se perante a situação de necessitar comparar os diferentes produtos disponíveis no mercado, considerando os seus agregados (cimento, adições, brita, areia) e condições (relação água/cimento, temperatura, seqüência da mistura, outros). Para tanto, torna-se necessário que o utilizador disponha de métodos seguros e fáceis, que permitam selecionar o tipo e a dosagem do aditivo apropriado a cada caso particular. Uma vez mais recomendamos fortemente o envolvimento do fabricante dos aditivos. Este deverá sempre agir como um parceiro que busca a otimização dos processos e custos do cliente.

5.5.6 Recepção de aditivos: controle de qualidade e armazenagem

Os aditivos químicos, apesar da sua reduzida dosagem e peso, em relação aos restantes dos componentes do concreto, apresentam um efeito notável nas suas propriedades e requerem, portanto, uma elevada homogeneidade de suas propriedades. Neste sentido, o fabricante de aditivos deve realizar um controle de qualidade satisfatório de seus produtos e deve entregá-los devidamente etiquetados. Por outro lado, o utilizador deverá dispor de um adequado sistema de controle de recepção e armazenamento. Recomenda-se a leitura atenta das fichas técnicas dos produtos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AÏTCIN, P.C. Y BAALBAKI, M. **“Concrete admixtures. Key components of modern concrete”**, **Concrete Technology. New trends, Industrial applications** (Proc. Intl. RILEM Workshop, ConTech94, Barcelona, Spain), ed. A. Aguado, R. Gettu and S.P. Shah, E & FN Spon, London, U.K., pp. 33-47,1994.

BARTOS, P. **“Fresh Concrete”**, Elsevier, London, UK. Beaupré, D. and Mindess, S. (1998), *Rheology of fresh concrete: principles, measurement and applications*, Materials Science of Concrete V, Ed. J. Skalny and S. Mindess, The American Ceramic Society, Westerville, USA, pp. 149-190,1992.

BRADLEY, G. Y HOWARTH, I.M. **“Water soluble polymers: the relationship between structure, dispersing action, and rate of cement hydration”**, *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol. 8, No. 2, pp. 68-75, 1986.

CABRERA, J.G.; BROOKS, J.J. AND BERENJIAN, J. **“The effect of creep and drying shrinkage on the micromorphology of cement paste containing superplasticizers”**, Creep and Shrinkage of Concrete (Fifth Intl. RILEM Symp., ConCreep 5, Barcelona, Spain), ed. Z.P. Bazant and I. Carol, E & FN Spon, pp. 115-120, 1993.

COLLEPARDI, M. **“Superplasticizers and air entraining agents: State of the art and future needs”**, Concrete Technology: Past, Present and Future, (proceedings of V. M. Malhotra Symposium), American Concrete Institute, SP-144, Detroit, USA, pp. 399-416,1994.

DE LARRARD, F. **“A method for proportioning high-strength concrete mixtures”**, *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol.12, No. 2, pp.47-52,1990.

EDMEADES, R.M. Y HEWLETT, P.C. **“Cement Admixtures”**, LEA’S Chemistry of Cement and Concrete, 4th Edition, Ed. P.C. Hewlett, Arnold, 1998.

KANTRO, D.L. **Influence of water reducing admixtures on properties of cement paste. A miniature slump test**, *Cem. Concr. Agg.*, V. 2, 1980, pp. 95-102.

KHALIL, S.M. AND WARD, M.A. “**Effect of sulphate content of cement upon heat evolution and slump loss of concretes containing high-range water-reducers (superplasticizers)**”, Magazine of Concrete Research, Vol. 32, No. 110, pp. 28-38,1980.

KHAYAT, K.H. Y YAHIA, A. “**Simple field test to characterize fluidity and washout resistance of structural cement grout**”, *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol. 20, No. 1, pp. 145-156,1998.

KURDOWSKI, W. Y SORRENTINO, F. “**Special cements**”. Structure and Performance of Cements, Ed. P. Barnes, Applied Science Publishers, 1986.

LEGRAND, C. Y WIRQUIN, E. “**Influence of superplasticizer dosage on the quantity of hydrates needed to obtain a given strength for very young concrete**”, *Materials and Structures*, Vol. 27, pp. 135-137,1994.

MACÍAS, A. AND GOÑI, S. “**Application of defloculation test to characterise the admixture plasticizer and superplasticizer effect in different cements**”, Fifth CANMET/ACI Intl. Conf. on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, SP-173, (Rome, Italy), Ed. by V.M,1997.

POWERS, T.C. “**The properties of fresh concrete**”, J. Wiley & Son, New York, USA, 1968.

RAMACHANDRAN, V.S. “**Concrete admixtures handbook**”, Noyes Publications, New Jersey, USA, 1984.

RIXOM, R. Y MAILVAGANAM, N. “**Chemical admixtures for concrete**”, E & FN Spon, London, UK,1999.

ROBERTS, L.R. “**Dealing with cement-admixture interactions**”, 23rd Annual Convention of the Institute of Concrete Technology, Telford, UK,1995.

RONCERO, J. Y GETTU, R. “**Aditivos superfluidificantes para Hormigones de Altas Prestaciones**”, Especialidades químicas para la construcción. El mundo de los aditivos para hormigón a las puertas del Siglo XXI (Proc. IV Simposio, Madrid, Spain), ANFAH, 20p,1998.

RONCERO, J.; GETTU, R. AND MARTÍN, M.A. “**Influencia de los superfluidificantes y aditivos reductores de retracción en el comportamiento diferido del hormigón estructural**”, V Simposium ANFAH, Madrid,2001.

SCANLON, J.M. “**Controlling concrete during hot and cold weather**”, *Concrete International*, Vol. 18, No. 6, pp.52-58,1997.

THOMAS, N.L. Y DOUBLE, D.D. “**Calcium and silicon concentrations in solution during the early hydration of portland cement and tricalcium silicate**”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 11, pp. 675-687, 1981.

UCHIKAWA, H.; HANEHARA, S. Y SAWAKI, D. “**The role of steric repulsive force in the dispersion of cement particles in fresh paste prepared with organic admixture**”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, No. 1, pp. 37-50,1997.

UCHIKAWA, H.; HANEHARA, S.; SHIRASAKA, T. Y SAWAKI, D. “**Effect of admixture on hydration of cement, adsorptive behavior of admixture and fluidity and setting of fresh cement paste**”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 22, No. 6, pp. 1115-1129, 1992.

UCHIKAWA, H.; SAWAKI, D. Y HANEHARA, S. **“Influence of kind and added timing of organic admixture on the composition, structure and property of fresh cement paste”**, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 2, pp. 353-364, 1995.

6

Produção de Tubos



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Hawkeye Pedershaab
Concrete Technologies Worldwide™



Kinsel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

PRODUÇÃO DE TUBOS

Pedro Jorge Chama Neto

6.1 INTRODUÇÃO

Muitos fatores têm contribuído para o sucesso da indústria de tubos de concreto. Como fatores que merecem destaque, podemos citar a possibilidade do uso de materiais e mão-de-obra, disponíveis nas proximidades das plantas de produção, gerando trabalho e impostos nas localidades onde estão instaladas as fábricas.

Até a metade do século passado os tubos eram habitualmente produzidos no local da obra, usando-se moldes fixos, sem vibração e compactação e com adensamento manual. Em função destes fatos e devido as condições de clima, tais como, correntes de ar, excesso de sol e chuvas, a qualidade dos tubos era deficiente.

A partir dos anos sessenta, do século passado, foram introduzidos equipamentos de produção por vibro-compactação e compressão radial, geralmente produzidos na Itália, Alemanha e Dinamarca. Nesta época em função das grandes necessidades por infra-estrutura o objetivo da produção era puramente quantitativo e as instalações em geral empregavam um grande número de mão-de-obra. Nas décadas seguintes a produção de tubos passou progressivamente a ser realizada em instalações industriais com alto grau de automatização (ATHA, 2000).

Atualmente as fábricas de tubos, principalmente aquelas que produzem tubos de concreto para esgoto sanitário, se caracterizam por elevado grau de especialização de seus processos; alta flexibilidade na produção; processos de dosagem, produção e cura totalmente integrados e automatizados; disponibilidade de moldes para a fabricação dos mais variados diâmetros e instalações para controle de qualidade da matéria prima e produto acabado.

6.2 DOSAGEM

O processo de fabricação de tubos de concreto se inicia com a adequada seleção dos materiais a serem utilizados e ensaios de laboratório para a caracterização dos mesmos. Os materiais devem ser armazenados separados e preferencialmente em locais cobertos, de maneira que os mesmos não fiquem expostos a chuvas. Posteriormente estes materiais devem ser depositados nos silos das centrais de concreto, de onde serão transportados para dosagem, mistura e produção do concreto.

A dosagem do concreto é um procedimento para a determinação das quantidades dos materiais presentes em um metro cúbico de concreto. A dosagem pode ser representada pelo traço, denominação dada às quantidades relativas a 1 kg de cimento e obtida dividindo-se as quantidades dos componentes em massa ou em volume (traço em massa ou traço em volume) para um metro cúbico de concreto.

No estabelecimento do traço deve-se levar em conta que o concreto para a produção dos tubos é um concreto de reologia seca, ou seja, com consistência de terra úmida e não um concreto plástico; neste último, praticamente a pasta (cimento + água) ocupa todos os espaços deixados pelos agregados, enquanto no concreto para tubos existe a presença de ar em volume significativo na mistura. Isto faz com que o concreto para tubos não siga o princípio, consagrado para o concreto plástico, de que é preciso menos água para aumentar a resistência.

A resistência à compressão é de fundamental importância nos tubos de concreto, não só devido à necessidade óbvia de cumprirem sua função resistente, mas também em consequência de que a durabilidade, a absorção de água e a impermeabilidade da parede estarão intimamente ligadas a esta propriedade. Estes diversos aspectos são influenciados por diferentes tipos de equipamentos e métodos de adensamento.

Os concretos de reologia seca, como é o caso do concreto utilizado na produção dos tubos de concreto, exigem um processo de adensamento enérgico (vibro-prensagem) para sua moldagem, com o objetivo de reduzir o índice de vazios e conseqüentemente o valor do índice de absorção de água, bem como, proporcionar o contato íntimo da água com o cimento, condição essencial para as reações de endurecimento da massa.

Diferentemente dos concretos plásticos, os concretos de reologia seca utilizados em tubos, não podem ser totalmente produzidos em laboratório, devido a inexistência de equipamentos que reproduzam a energia de adensamento proporcionada pelas máquinas de vibro-prensagem. Assim, as dosagens podem ser iniciadas em laboratório e posteriormente concluídas na máquina, através da moldagem de séries de traços, para obtenção de resultados e posterior ajustes e correções, antes de se definir o traço e passar a produção dos tubos.

6.2.1 Conceitos e princípios fundamentais

6.2.1.1 Dosagem e traço

Traço é a forma de expressarem-se as quantidades de cimento, eventualmente adições e aditivos, agregados e água que compõem um concreto. O traço é um conjunto de doses dos materiais constituintes do concreto, expressas em massa ou volume, relativamente à quantidade de cimento, ou em valores absolutos.

Dosagem é o ato de estabelecer as doses de materiais, cujo conjunto perfaz o traço do concreto capaz de atender a determinados pré-requisitos.

A notação literal do traço genérico em massa será:

1 : a : p : x (cimento : areia : pedra : água)

onde:

a = teor agregado miúdo / cimento

p = teor agregado graúdo / cimento

x = relação água / cimento

À relação agregados graúdos + agregados miúdos / cimento dá-se a designação m, sendo:

m = a + p

É útil ainda a definição de traço seco, como o traço sem exprimir a quantidade de água, ou seja:

traço seco = 1 : m = 1 : a : p

6.2.1.2 Proporção de argamassa

Considera-se que a proporção de argamassa "ALFA" praticamente determina o aspecto superficial do concreto (textura). Para manter uma dada textura, pode-se manter constante a proporção "ALFA", variando-se o teor agregado / cimento, sendo:

ALFA = (1 + a) / (1 + a + p) = (1 + a) / (1 + m)

6.2.1.3 Umidade do concreto fresco ou teor água / materiais secos (H)

Concretos de mesma proporção de argamassa, mas com teores agregado / cimento diferentes apresentam aproximadamente a mesma consistência quando se mantém constante o teor água materiais secos (H), definido por:

H = x / (1 + m) = x / (1 + a + p)

6.2.1.4 Massa unitária do concreto fresco

Para cada traço seco de concreto a compacidade da mistura fresca é função do equipamento, do procedimento de moldagem e do teor água / materiais secos. Existe, para cada traço, equipamento e procedimento de moldagem, um teor água / materiais secos ótimo (H_{ot}) que corresponde à massa unitária máxima que pode ser obtida nessas condições. Normalmente, à máxima massa unitária corresponderá a máxima resistência mecânica.

6.2.1.5 Resistência à compressão

Para uma dada idade e para um dado traço seco do concreto, a massa unitária é determinante da resistência à compressão. Trabalhando com concretos de diferentes consumos de cimento, com a precaução de que todos estejam nos respectivos teores água / materiais secos ótimos, podemos traçar uma curva semelhante à de Abrams relacionando a resistência à compressão com a relação água / cimento para efeitos práticos, conforme figuras 6.1 e 6.2.

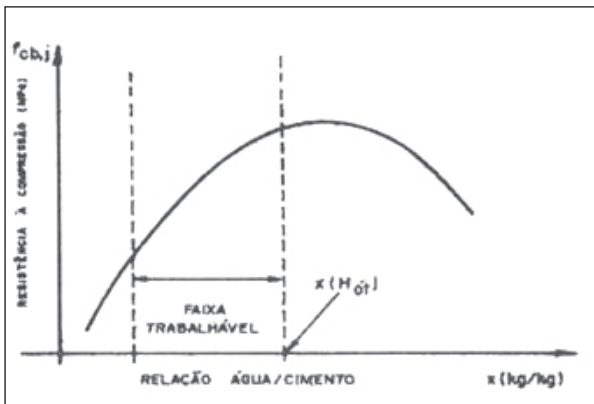


FIGURA 6.1 - Estabelecimento de relação água / cimento correspondente a H_{ot} de um determinado traço seco

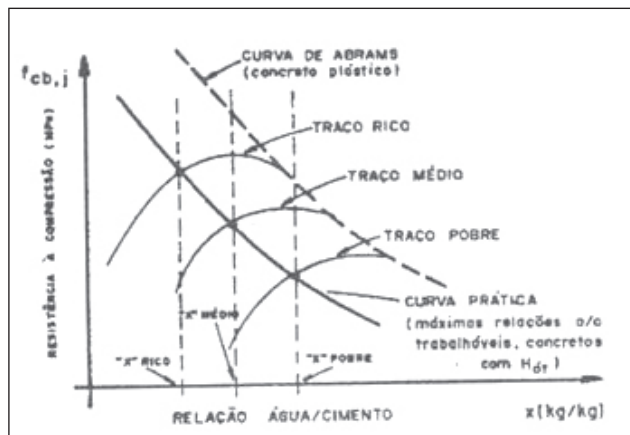


FIGURA 6.2 - Traçado da curva prática da resistência à compressão em função da relação a / c "x"

6.3 PROCESSOS DE PRODUÇÃO

6.3.1 Equipamentos de Vibrocompressão



Os equipamentos de vibrocompressão, geralmente instalados em fossos abaixo do nível do piso para reduzir ruídos, se alimentam do concreto geralmente procedente de correias transportadoras, situadas sobre a máquina para enchimento dos moldes, conforme apresentado nas figura 6.3.

FIGURA 6.3 - Lançamento do concreto para a fabricação dos tubos

Enquanto se enche o molde, o concreto lançado para fabricação do tubo sofre processo de vibração, e após o enchimento total, além do processo de vibração, o tubo passa por um processo de compressão e compactação, através de anel giratório acionado por prensa hidráulica, conforme apresentado nas figuras 6.4 e 6.5.



FIGURA 6.4 - Vista do enchimento do molde para fabricação do tubo



FIGURA 6.5 - Procedimento de compactação na fabricação do tubo

A vibração realizada por vibrador central é interna e de alta frequência e geralmente se regula a amplitude da frequência, de acordo com o diâmetro e comprimento do tubo a ser fabricado. Os moldes requeridos por estas máquinas devem ter resistência e rigidez suficiente para suportar sem deformações os esforços de compressão, vibração e torção oriundos do processo de fabricação.

Normalmente estes equipamentos produzem tubos com diâmetros variando de 300 a 3000 mm e de comprimentos de 1000 mm até 2500 mm. Algumas vantagens deste tipo de equipamento são, a alta compactação do concreto devido à excelente vibração, espessuras de parede uniformes e superfícies internas perfeitamente lisas.

Dentre as desvantagens podemos citar o extremo cuidado que deve ser tomado durante a fabricação para se obter tubos de mesmo comprimento e cuidados durante o transporte do tubo para desforma, de maneira a se evitar deformações das peças.



FIGURA 6.6 - Equipamentos de vibrocompressão



FIGURA 6.7 - Equipamento de vibrocompressão



FIGURA 6.8 - Equipamento de vibrocompressão

Com o objetivo de ilustrar e facilitar o entendimento do processo produtivo, através da utilização dos equipamentos de vibrocompressão, apresentamos na figura 6.9 a seqüência estabelecida durante a fabricação dos tubos.



1 - molde externo sendo acoplado na armadura



2 - descida do molde externo para acoplamento no molde interno



3 - Processo de compactação do tubo



4 - Retirada do molde externo do tubo

FIGURA 6.9 – Equipamentos de vibrocompressão - Seqüência na produção de tubos

Para a instalação dos equipamentos apresentados na figura 6.6, 6.7 e 6.8 se faz necessário a execução de infra-estrutura adequada, conforme apresentado respectivamente nas figuras 6.10 e 6.11.

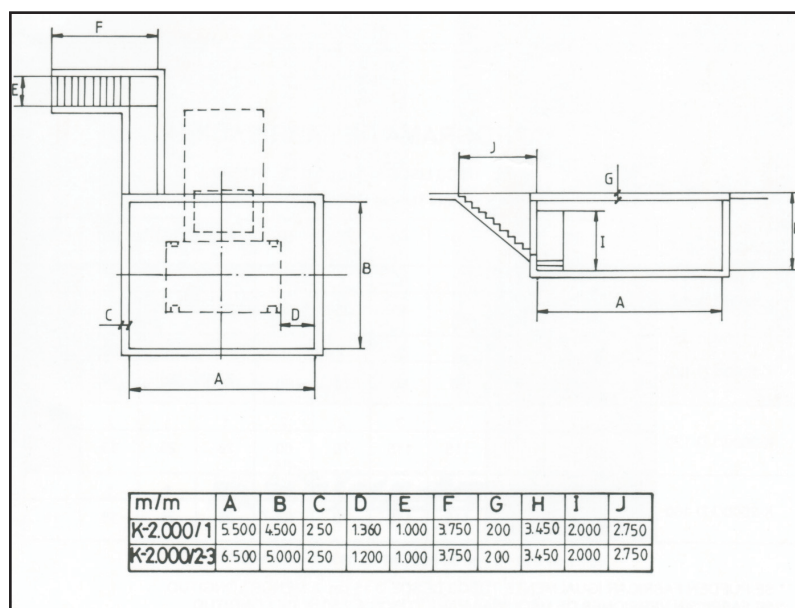
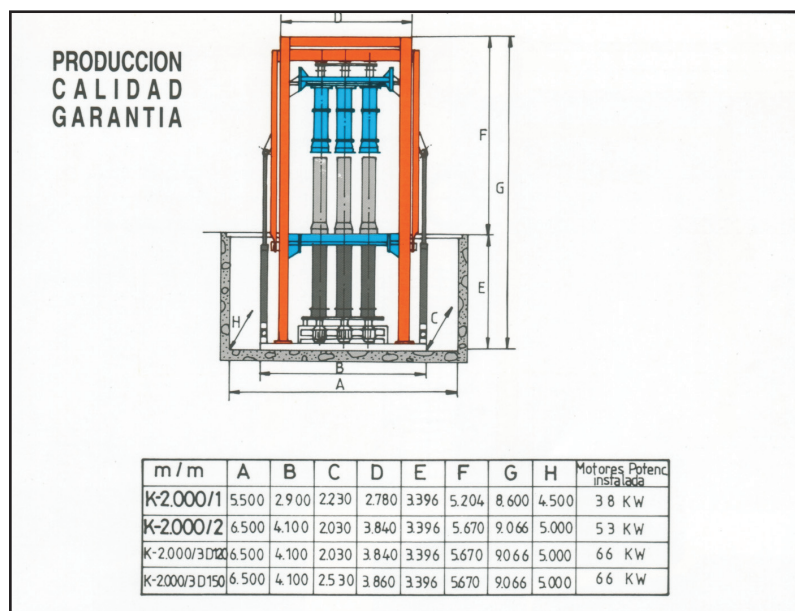


FIGURA 6.10 - Sugestão de Infra-estrutura para montagem dos equipamentos

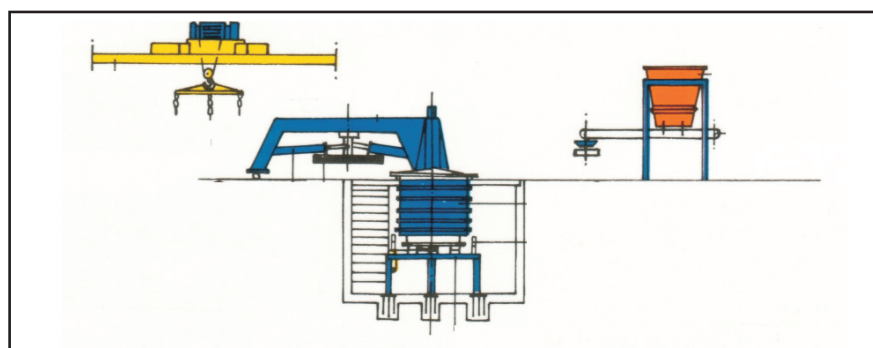


FIGURA 6.11 - Sugestão de Infra-estrutura para montagem dos equipamentos

6.3.1.1 Detalhes técnicos e comerciais dos equipamentos de vibrocompressão

Os modelos automáticos de equipamentos apresentados acima, podem fabricar tubos para águas pluviais e esgoto sanitário, com diâmetro variando de 300 a 1500 mm e comprimento de 2000 mm a 2500 mm. Conforme o modelo do equipamento o mesmo pode produzir simultaneamente de 1 a 3 tubos, utilizando-se mão-de-obra de apenas 1 operador.

Para os equipamentos semi-automáticos, destinados à fabricação de tubos para águas pluviais e esgoto sanitário, com diâmetro variando de 300 a 3000 mm e comprimento de 2000 mm a 2500 mm, a produção é estimada conforme tabela 6.1, e utilizando-se mão de obra de 2 operadores, incluindo o operador da ponte rolante.

TABELA 6.1 – Produção de tubos em metros por hora

Ø TUBO	30	40	50	60	80	100	120	140	150	180	200	250	300
K - 2500/D - 200	25	25	22	20	18	16	14	12	12	10	12	---	---
K - 2500/D - 300	25	25	22	20	18	16	14	12	12	10	10	6	4

6.3.2 Equipamentos de compressão radial

As prensas de compressão radial ou prensas radiais possuem um molde exterior e um eixo rotatório hidráulico, dotado de um sistema com roletes que executam um movimento de rotação em alta velocidade, comprimindo o concreto que foi lançado na máquina contra o molde exterior, produzindo o tubo, conforme apresentado nas figuras 6.12 e 6.13.

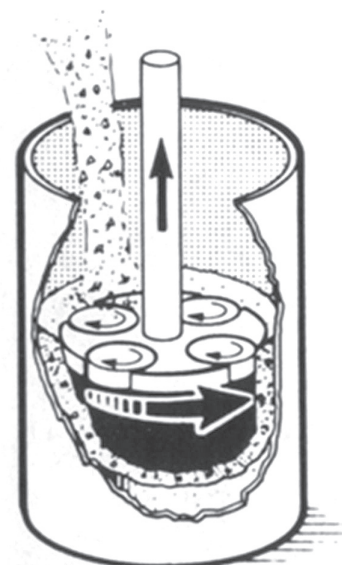


FIGURA 6.12 - Sistema de roletes para compressão do concreto.



FIGURA 6.13 - Equipamento de compressão radial

As prensas radiais também incorporam um sistema eletrônico que controlam a alimentação de concreto e a velocidade de ascensão do eixo rotatório utilizado na produção dos tubos. Por outro lado produzem normalmente tubos de diâmetros variando de 200 a 600 mm e comprimentos de 1000 e 1500 mm.

Como vantagens deste tipo de equipamento podemos citar: a alta flexibilidade e rapidez na produção, produção de tubos com comprimentos constantes e tipo de molde que impede que aconteçam deformações do tubo durante o transporte para desforma. Como desvantagens podemos citar: possibilidade maior de deslocamento das armaduras durante o processo de produção e maior cuidado a ser tomado no processo de produção devido a uma maior complexidade do sistema.



FIGURA 6.14 - Equipamento de compressão radial

6.3.2.1 Detalhes técnicos e comerciais do equipamento de compressão radial

Equipamento para fabricação de tubos de concreto simples e armado pelo processo de compressão radial, para águas pluviais, respectivamente nos diâmetros de 200 a 600 mm para tubos simples e 400 a 600 mm para tubos armados, nos comprimentos de 1000 mm e 1500 mm. O equipamento é dotado de um dispositivo giratório automático para fazer o acabamento e regulagem de velocidade para fabricação do tubo. Os cabeçotes compressores são compostos de roletes de aço e êmbolos segmentados. Os roletes são fabricados de aço especial, tratado termicamente e projetados para resistir aos esforços de compressão radial e abrasão do concreto. Os êmbolos são fabricados em segmentos de ferro fundido, facilmente intercambiáveis, devido ao desgaste natural durante a fabricação dos tubos.

Este equipamento tem uma produção para 8 horas de trabalho/dia, estimada conforme tabela 6.2, utilizando-se mão-de-obra de 5 pessoas, sendo 1 operador, 2 para transporte dos tubos, 1 para desmoldagem e 1 na plataforma, considerando-se a máquina equipada com carro duplo semi-automático, sistema de alimentação completo e três moldes externos.

TABELA 6.2 – Produção dia/tubos de 1,00m e 1,50m de comprimento

	Tubos armados /Tubos armados Armed Pipes		Tubos não armados / Tubos no armados Non Armed Pipes		Tubos armados /Tubos armados Armed Pipes	Tubos não armados / Tubos no armados Non Armed Pipes
	MF	PB	MF	PB	PB	PB
200	----	---	340	320	---	---
300	----	---	340	320	---	270
400	260	260	290	270	210	220
500	240	240	280	260	190	200
600	220	220	260	240	170	180

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CHAMA NETO, PEDRO JORGE. **Tubos de Concreto – Projeto, Dimensionamento, Produção e Execução de Obras**: GRÁFICA RÉGIS LTDA, 2004. São Paulo, 2004.

6.4 SISTEMA DE DOSAGENS E MISTURA

Francisco Van Langendonck

6.4.1 Dosagens e transporte dos agregados

Em tempos passados, não muito remotos, não se exigia uma maior precisão dos insumos dosados, mas eram as exigências técnicas da época.

Entretanto, com o passar dos tempos e principalmente nos dias de hoje, com o estreitamento das tolerâncias das normas e busca constante pela qualidade dos produtos, a dosagem dos insumos, tornou-se um item de extrema relevância, principalmente pelo controle de seus custos industriais.

As dosagens de insumos podem ser efetuadas de duas maneiras, seja na forma volumétrica ou na forma gravimétrica. Ambas apresentam vantagens e desvantagens, o melhor método será definido em função do porte de sua usina e do layout da fábrica. A experiência tem mostrado que em linhas de produção automatizadas, que exigem ciclos muito curtos de tempo, o método gravimétrico se encaixa melhor pela precisão em suas finalizações e repetições de ciclos.

A seguir analisaremos as duas formas de dosagens, suas conseqüências e interferências quanto às correções hoje exigidas.

6.4.2 Dosagens volumétricas (litros ou m³)

Comumente exercidas por correias transportadoras montadas sobre a base de um silo, com uma abertura retangular definida e conhecida (altura Y e largura x), proporcionando uma área em centímetros quadrados (cm²) e tendo como base uma correia transportadora, que irá compor a terceira aresta (z). Se pensarmos em um retângulo, ou seja, para conhecermos o comprimento (z) desta aresta, corresponderá ao produto de sua velocidade linear em m/seg pelo tempo em que funcionar em seg, determinando a aresta faltante correspondente ao comprimento (z) em cm, nos fornecendo um volume em litros, m³ ou outra unidade desejada.

Controle da % umidade e $\zeta = \text{kg/m}^3$



Saída : Litros / Seg. ou Kg / Seg.

FIGURA 6.4.1 - Dosador volumétrico

As dosagens por volume normalmente são aplicadas para os agregados, por serem material de granulometria palpável, composta por grãos pesados, ou seja, não muito finos ou pulverulento como o cimento, escória, micro sílica e outros.

O cuidado principal neste caso é ter sempre conhecido os valores das massas específicas dos agregados (kg/m^3) em dosagem e seu fator percentual de unidade (U%), permitindo que possa ser feita correções, para as dosagens subseqüentes, caso se façam necessárias.

6.4.3 Dosagens gravitacionais (peso)

Sabe-se que esta é a forma de dosagem mais comumente utilizada e simples, através de uma balança, ou seja, pelo peso (kg), através de um dosador que permita sua pesagem.

No passado as balanças eram mais problemáticas, por depender de braços mecânicos calculados, compostos por tirantes tecnicamente dispostos, nos informando a massa existente naquele compartimento reservado para tal dosagem. Muitas vezes sofriam variações em função da própria temperatura ambiente com a dilatação e retração de seus componentes, hoje este problema já superado com o auxílio das novas tecnologias desenvolvidas pelos fabricantes, auxiliando e proporcionando maior precisão das dosagem solicitadas.



FIGURA 6.4.2 - *Dosador Gravitacional*

Como já mencionado, hoje com o avanço da eletrônica e seus componentes, substituiu-se os tradicionais braços de pesagem por células de cargas eletrônicas, interligadas a um PLC, ou mesmo a um computador.

Entretanto muitas fábricas ainda utilizam as balanças tradicionais com varões, e algumas efetuaram melhorias nestes sistemas tornando-os mistos. Na maioria das vezes estas adaptações ocorreram em função da impossibilidade técnica de substituições por completo de modernos sistemas de pesagens.

Os sistemas gravitacionais podem apresentar-se ainda de duas formas. Uma que se adequará ao layout proposto e outra em função da necessidade da capacidade produtiva juntamente com o layout proposto e espaço físico disponível.

No primeiro caso, a dosagem feita do recipiente armazenador (silo) para uma balança acumulativa de pesos, funcionando também como um pulmão, pois irá transferir o material para o misturador.

Na segunda forma, a dosagem poderá ser efetuada por um diferencial entre o existente e o que está saindo do silo armazenador e seguir diretamente para o misturador.

6.4.4 Aglomerantes (cimento)

Para cimento e/ou similares em granulometria ou ainda mais finas a exemplo das sílicas, escórias e outros, o recomendado é a dosagem gravitacional, por peso (kg).

Estes aglomerantes estão normalmente estocado em silos de aço (a granel), fabricados em diversos tamanhos e capacidades, facilitando muito a dosagem por peso. Neste caso temos o transporte por sistemas helicoidais, com passos tecnicamente calculados e definidos, resultando em vazão de forma praticamente contínua, sem provocar grandes golpes e/ou grande variações durante seu lançamento nos silos dosadores (balanças).

Recomenda-se, principalmente para a indústria de pré-fabricados de concreto, de que este dosador gravitacional esteja posicionado sobre o misturador, garantindo sua descarga integral.

Como sabemos, conforme a região e/ou localidade, e muitas vezes pela logística adotada pelos fornecedores de cimento em uma determinada região, só existem disponibilidades de cimento embalados em sacos, ao invés de abastecimento com cimento a granel, para tal situação existem no mercado alternativas que proporcionarão sua automatização e economia em função da capacidade do misturador instalado, não mais ficando seu traço restrito a quantidades múltiplas do volume ou peso do saco de cimento recebido.

Portanto, seja para pequenos, médios ou mesmo grandes fabricantes de pré-moldados, já existem disponíveis no mercado equipamentos denominados de “Quebra Sacos” ou “Porta Big Bags”, que tecnicamente dispostos, podem dosar uma quantidade de cimento, previamente armazenado em um recipiente apropriado e então ser transferido por transportadores helicoidais para o dosador de cimento (balança) ou quando equipados com dispositivos de carga, poderão dosar diretamente para o misturador.



FIGURA 6.4.3 - Transportador Helicoidal

6.4.5 Correções das Dosagens x Umidade dos agregados

Um dos grandes problemas para os fabricantes de pré-fabricados de concreto é durante a dosagem dos agregados, principalmente dos finos, pois em função da umidade contida nos agregados em estoque, podem ocorrer interferências na massa (kg) e no volume (m^3), ou seja, na massa específica do agregado a ser dosado.

A variação em massa é fácil de entender, por exemplo se precisarmos corrigir a umidade de uma areia, teremos que descobrir de quanto é a taxa percentual de umidade e acrescentá-la na dosagem. Se tivermos 10% de umidade contida na areia e se desejamos dosar 100 kg de areia, deveremos pesar 110 kg.

Se a correção desta umidade for automática, isto é, através de uma sonda sensora no silo de agregado (no caso areia), acoplada ao programa de dosagem, o próprio programa proporcionará tal correção do agregado em dosagem, no caso de nosso exemplo a areia, corrigirá automaticamente a massa a ser dosada para uma pesagem de 110 kg, da mesma forma que acrescentou a massa de agregado, retirará em volume a água contida neste agregado dosado, medida pela umidade encontrada, retirando no caso os 10 kg de água dosada que estava contida na areia.

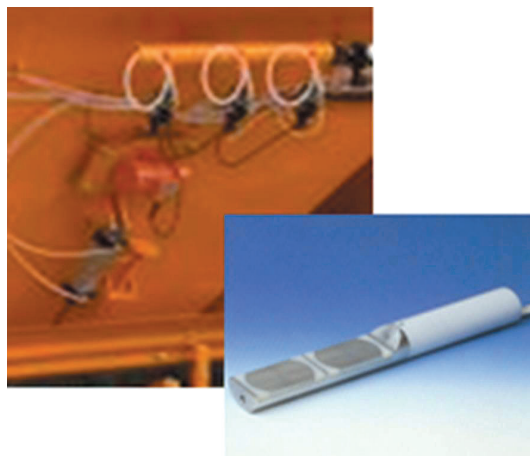


FIGURA 6.4.4 - Sonda Sensora

Ao contrário dos dosadores volumétricos, que requerem um cuidado maior quando da dosagem, exigindo uma atenção maior quanto variação em volume, pois a exemplo da areia úmida, seu volume pode ser alterado de 0% até 30%, em uma variação da umidade de 0% até 15%, neste nosso exemplo.

Para este caso será necessário também conhecer a massa específica aparente do agregado no instante da dosagem. Em casos de programas automáticos, esta medição também é feita por sonda semelhante a anterior.

Neste caso, dos volumétricos, para informar a massa específica (kg/m^3), podemos trabalhar com uma média simulada, para que o programa possa então efetuar a conversão de litros para kilo ou vice e versa, de acordo com a necessidade de cada equipamento.

Vale salientar de que a uniformidade do concreto produzido, sua homogeneidade, sua consistência, está diretamente relacionado com o desempenho de um equipamento quando em operação no processo automático, evitando diversos ajustes e regulagens em função do concreto fornecido, complementando pela qualidade do misturado, que será abordado mais adiante.

6.4.6 Transportes do cimento e agregados

6.4.6.1 Cimento

Depois de dosado em um recipiente apropriado, dosador de cimento, o ideal é ter sua transferência direta para dentro do misturador por queda livre. No caso de transferir o cimento dosado de um recipiente em nível diferente do misturador, sem dúvida alguma, o correto e o ideal, são os transportadores helicoidais, dimensionados de acordo com cada necessidade, observando o layout e as exigências técnicas de cada projeto e instalação.

6.4.6.2 Agregados

Dentre os tipos de transportadores mais utilizados para transporte dos agregados dosados, tanto para dentro do misturador bem como a exemplo de um ponto de carga de caminhão betoneira, encontramos duas opções, o skip ou transportadores de correia, os mais utilizados e recomendados, dimensional e tecnicamente desenvolvidos conforme as exigências de cada layout com suas capacidades definidas pelas exigências de projeto.



FIGURA 6.4.5 - Transportadora por skip ou por correia

6.4.6.3 Mistura

O material dosado, insumos (agregados) e aglomerantes (cimentos), será transferido para dentro do misturador, como mencionamos acima, mas para melhor esclarecer precisamos entender os diversos tipos de misturadores, com suas características, vantagens e desvantagens.

Podemos destacar como básico, três grupos conhecidos de misturadores, que são:

- Eixo inclinado,
- Eixo horizontal,
- Eixo vertical.

Dentro dos tipos de misturadores apresentados podemos esclarecer que os inclinados, mais comumente utilizados, são conhecidos como betoneiras.

Já os de eixo horizontal, devemos fazer uma ressalva, pois tanto o de eixo horizontal simples e o de eixo horizontal duplo, apresentam desempenho e qualidade de mistura diferenciados, como veremos mais abaixo.

O mesmo corre também com os misturadores de eixo vertical, seja nos tubos do tipo radial ou nos tubos de mistura normal plana, além dos planetários e bi-planetários.

Nos desenhos esquemáticos abaixo, exemplificamos os tipos de misturadores mais comumente encontrados no mercado brasileiro.

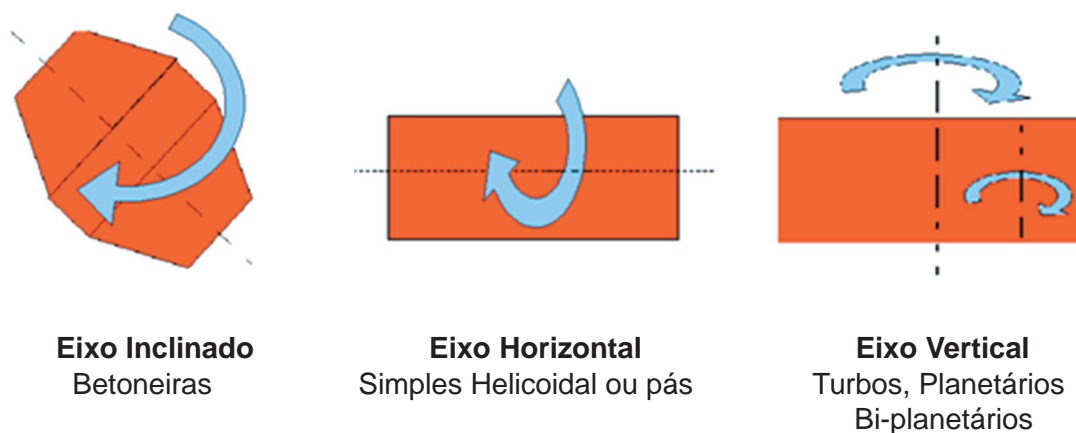


FIGURA 6.4.6 - Eixos dos misturadores

Os misturadores de eixo inclinado, comumente conhecidos como betoneiras, proporcionam uma mistura de concreto ou argamassa no seu interior por tombamento dos insumos e por não ter uma mistura forçada, apresentam um coeficiente de mistura baixo, não homogêneo e conseqüentemente consomem um tempo mais longo de mistura.

Os misturadores de eixo horizontal são sub-divididos em duas categorias, os de eixo simples e os de eixo duplo.

Os Misturadores de eixo horizontal simples, sejam com pás montadas em seus braços ou com duas pás principais em forma helicoidal sobre passada no seu eixo de mistura que proporciona uma mistura em forma de oito no seu interior, tem sua característica de mistura lenta, consumindo tempos mais longos de mistura para alcançar uma boa homogeneidade, resultando em um coeficiente de mistura médio em virtude de seu fator K ser ainda muito baixo.

Os misturadores de eixo horizontal duplo, em função de seu layout interno, proporcionam um movimento com refluxo interno, provocando um destorroamento das partículas aglutinadas, que veremos a seguir, resultando em tempos de mistura mais curtos e com coeficiente de mistura já mais elevado, se aproximando dos misturadores planetários, começa a apresentar um fator K mais alto permitindo a redução de tempos de mistura.

Mas antes de apresentarmos os demais tipos de misturadores mais utilizados no mercado Brasileiro, devemos lembrar alguns estudos realizados, a exemplo de como o Prof. Dr. Engenheiro Industrial F.Vilagut já apresentava em seus trabalhos em 1975 na Espanha, abordando a qualidade dos equipamentos empregados e os resultados obtidos na qualidade do concreto misturado, seja por betoneira ou seja por misturador planetário.

Entretanto, com o avanço da tecnologia, utilizando-se de recursos com moderno desempenho, obtivemos a confirmação da eficiência nos avanços dos tipos de misturadores quanto a redução no consumo de cimento por m³, o que hoje é fácil de ser entendido, comprovado e demonstrado, com simples exemplos.

Toda partícula, ao entrar em atrito consigo mesma ou com outras partículas dentro do misturador, adquire cargas iônicas, ocorrendo um aglutinamento das moléculas de cimento de difícil destorroamento, principalmente nos concretos mais secos. Este efeito é percebido acentuadamente no misturador de eixo inclinado tipo betoneiras, por não ter pás e não forçar sua mistura, trabalhando só por tombamento. Este fato é agravado principalmente quando se trabalha com o preparo de concreto com baixo fator água cimento, concreto mais seco, como os utilizados na fabricação de peças pré-fabricadas.

Com o misturador de eixo horizontal de eixo simples, existe uma grande melhora na situação da mistura frente a betoneira, mas, ainda de baixa eficiência quanto a capacidade de destorroamento e dispersão do cimento dentro da massa em mistura, devido a sua baixa velocidade de mistura. Este fato ocorre tanto nos misturadores com pás helicoidais sobre passadas bem como nos misturadores de eixo horizontal com pás planas resultando em movimento similares a das pás helicoidais sobre passadas.

Ao analisarmos os misturadores de eixo vertical, primeiramente o tipo turbo, que podem se sub-dividir ainda em duas categorias, os turbo radial e o turbo normal plano, teremos:

No misturador Turbo Radial, ou seja, trata-se de um misturador constituído por um corredor de mistura, em que nos casos de concreto seco, processará a mistura por tombamento do material dentro deste corredor do misturador, sendo ora para a direita e ora para a esquerda, não existindo uma circulação por completo dentro do misturador, ou ainda, se o concreto for mais plástico, fator de água maior, a mistura (por estar mais fluida) poderá resultar em um movimento circulatório no corredor do misturador, com a conseqüência de centrifugar o concreto, desagregando-o, deixando o material mais grosso na periferia do misturador e os finos posicionados na parte central deste.

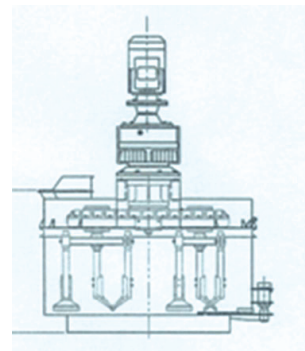
O misturador Turbo Normal Plano apresenta vantagem sobre o Radial uma vez que este misturador tem seu fundo de característica plana sem obstruções no seu interior, proporcionando ao concreto em mistura com deslocamento livre, resultando em uma homogeneização melhor em virtude do seu deslocamento no interior determinado pelo posicionamento das pás, se utilizando de todo o espaço plano disponibilizado para a mistura.



Turbo



Planetário



Bi-Planetário

FIGURA 6.4.7 - Misturadores

Ainda no misturador Turbo Normal Plano, a condição de mistura é diferente ao tipo Radial, também em função da velocidade de mistura, que se assemelha ao misturador de eixo vertical planetário. Seu desempenho quanto à dispersão do cimento na mistura é menos eficiente que os planetários, porém mais eficiente que os do tipo radial e mesmo que os de eixo horizontal simples de pás helicoidais sobre passada ou simplesmente com pás.

No misturador Planetário ou Bi-Planetário, a capacidade de transferência de energia e de dispersão do cimento é muito grande durante o processo de mistura do concreto e/ou argamassa, proporcionando um destorroamento dos grumos de cimento formados quando do início de um processo de mistura logo após a alimentação do misturador, ocorrendo em um curto espaço de tempo.

Desta forma, se compararmos uma mistura de concreto efetuada em uma betoneira com outra mistura efetuada no misturador planetário, confirmamos a importância da escolha de um bom misturador, pois pode representar uma economia no consumo de cimento no concreto ou argamassa a ser misturada, entre 25% e 30% no consumo de cimento por m³, proporcionando redução no custo final de nosso Pré-Fabricado, uma vez que ainda nos dias de hoje o cimento participa com uma fatia considerável nos custos industriais.



FIGURA 6.4.8 - Misturador Planetário

O Professor Dr. Eng. F. Vilagut define a fórmula para cálculo de um bom misturador definindo seu coeficiente de mistura β .

$$\beta = K \cdot \frac{S \cdot v \cdot t}{V}$$

onde :

β = Coeficiente de mistura

K = Constante, função da qualidade do misturador

S = Área da pá misturadora

v = Velocidade das pás em mistura

t = Tempo de mistura

V = Volume do misturador

Na fórmula para definição do coeficiente de mistura " β ", encontramos os fatores como "S" que representa a área ou os tamanhos de pás em cm² que atuam diretamente na mistura do concreto, o "v" onde vamos verificar a velocidade de deslocamento destas pás dentro do misturador, o "t" representa o tempo necessário para alcançarmos a homogeneização do concreto em mistura, que é inversamente proporcional ao "V" volume que estamos misturando.

A constante que Vilagut define como fator "K" é o tipo de misturador utilizado, pois é em função da qualidade de mistura que irá proporcionar um concreto de qualidade.

Portanto, como é importante salientar, a escolha de um bom misturador proporciona uma economia de cimento, economia esta que também é válida para mistura de concreto com Pigmentos, seja em pó, líquidos ou mesmo em pasta, proporcionando alto rendimento pela dispersão absorvida pelo movimento das pás, considerando a área de ataque, velocidade com que ela se desloca e o tempo gasto, inversamente proporcional ao volume em mistura, que será objeto para o dimensionamento do misturador para nosso objetivo, quando estaremos levando em conta sua capacidade geométrica em m³, capacidade de lançamento de concreto misturado em m³, e mesmo o consumo de potência em KW (HP) necessários ou consumidos.

6.4.6.4 Dosagem de água e correção da umidade no misturador

Uma vez dosados os insumos dentro do misturador, após um tempo técnico para a homogeneização dos agregados e cimento basicamente, ainda no estado seco, inicia-se a dosagem da água na mistura, dosagem que é feita normalmente de forma volumétrica através de dosador tipo hidrômetro por volume em litros ou ainda aqueles que são feitos por peso se utilizando de uma balança, considerando a massa específica da água, seu peso medido é diretamente relacionado com o volume a ser dosado.



FIGURA 6.4.9 - Dosadores de água

Sabemos ainda que quando alimentamos equipamentos automatizados com concretos vindos de misturadores, a exemplo de Máquinas para fabricação de tubos automatizadas, onde pouco se deve mexer em regulagens por ciclos, para proporcionar produtos homogêneos, recomendamos também ter um equipamento de leitura instantânea para medir o fator água/cimento (F a/c), ou melhor nos dias de hoje com a inclusão de insumos muito finos adotar a expressão de Fator água/finos (F a/f), durante o processo de mistura do concreto e antes da dosagem da água.

Este equipamento fornecerá a quantidade de água já existente dentro do misturador vindo com os agregados, já corrigido em seus pesos, dosando agora a diferença da quantidade de litros de água para o programado, equipamento este conhecido como Higrômetro.

Resumindo, durante as dosagens dos concretos, percebe-se que os agregados contém um teor de umidade, ou seja, percentual de água que apesar de ter sido corrigido em sua massa (Kg) na dosagem necessita de um ajuste fino na dosagem de água, principalmente em casos de fator água/cimento (F a/c) muito baixo, neste caso o equipamento que complementa uma central de concreto é o higrômetro.

Já no caso de trabalhar com concreto mais fluido, com um fator água/cimento (F a/c) mais elevado, o recomendado é de se ter um equipamento que mede a plasticidade do concreto dentro do misturador, ou seja, conhecido como plastímetro, medidor de consistência plástica do concreto.



FIGURA 6.4.10 - Medidores de consistência

6.4.7 Transporte do concreto fresco misturado

O lançamento do concreto misturado pode ser feito de várias formas, naturalmente dependerá do layout da fábrica, número de equipamentos a serem alimentados, pelo tipo de misturador adotado, misturador com uma, duas ou três saídas para alimentação, ou mesmo do número de misturadores disponíveis ou requeridos para cada projeto.

O transporte do concreto misturado poderá ser feito por vagonetas, skip ou mesmo por correias transportadoras, naturalmente cada caso será uma situação que exigira conhecimento do layout e do plano das necessidades e exigências de cada projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

VILAGUT, F., Prof. Dr. Ingeniero Industrial - **Prefabricados de hormigón, Tomo I e Tomo II**, Barcelona – Espanha - 1975

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Tubo de Concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaio**. NBR 8890-2007, ABNT, Rio de Janeiro.

Eladio G R Petrucci – **Concreto de Cimento Portland**, Editora Globo, 14a. Edição, páginas de 53/54 e 167/188.

CIBI – Companhia Industrial Brasileira Impianti, **Arquivo técnico CIBI**, até 2007.

Francisco van Langendonck – **Concreto Celular Espumoso**, Forschaum Concreto Celular Ltda. - até 2007

7

Especificação e Controle de Qualidade



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Hawkeye Pedershaab
Concrete Technologies Worldwide™



Kinsel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

ESPECIFICAÇÃO E CONTROLE DE QUALIDADE

Cláudio Oliveira Silva

7.1 TUBOS DE CONCRETO PARA ÁGUAS PLUVIAIS E ESGOTO SANITÁRIO

Os tubos de concreto devem atender às especificações da norma NBR 8890. A norma estabelece os requisitos e métodos de ensaio para a aceitação de tubos de concreto simples e armado, de seção circular, destinados à condução de águas pluviais e esgotos sanitários. Os itens abordados pela norma são descritos a seguir:

7.1.1 Amostragem

Os lotes devem ser formados com até 100 tubos, considerando-se o mesmo diâmetro, classe e acessórios ou limitada à produção de no máximo 15 dias, com numeração seqüencial.

Para a retirada das amostras no lote apresentado, os tubos a serem submetidos aos ensaios devem ser escolhidos de modo aleatório, sendo necessária a coleta de dois tubos, no caso de águas pluviais com junta rígida e quatro tubos, no caso de águas pluviais com junta elástica ou esgoto sanitário.

7.1.2 Inspeção Visual

No lote apresentado devem ser verificados os seguintes aspectos visuais, em todos os tubos:

- Avaliar se os tubos apresentam superfícies internas e externas regulares e homogêneas;
- Avaliar se os tubos apresentam defeitos visíveis a olho nu ou detectáveis através de percussão;
- Verificar se existem retoques (não permitidos) com natas de cimento ou outros materiais.

A NBR 8890, permite a presença de bolhas ou cavidades superficiais com diâmetros: ≤ 10 mm e profundidade: ≤ 5 mm.

7.1.3 Avaliação Dimensional

No lote apresentado deve-se executar a avaliação dimensional na amostra retirada para realização do ensaio de compressão diametral (um ou dois tubos, dependendo do tamanho do lote), tanto no caso de tubos para águas pluviais como tubos para uso em esgotos sanitários.

No ensaio utiliza-se uma trena com resolução de 1 mm e são tomadas as dimensões contidas nas figuras 7.1 e 7.2.

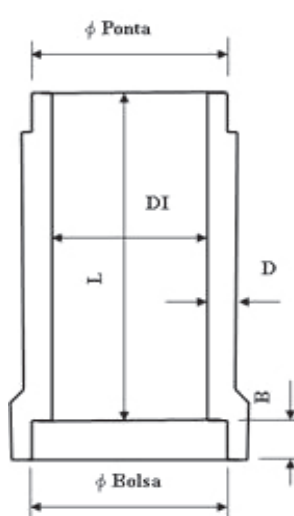


FIGURA 7.1 - Tubo de concreto ponta e bolsa (PB) - corte longitudinal

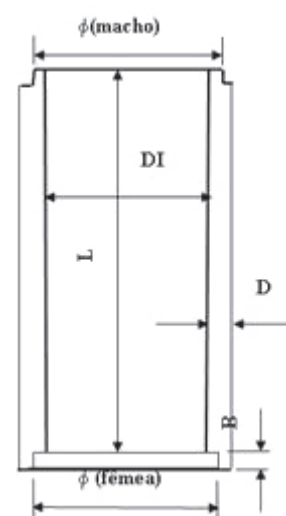


FIGURA 7.2 - Tubo de concreto macho e fêmea (MF) - corte longitudinal

Execução do ensaio

- medir o comprimento útil do tubo (L), em quatro geratrizes defasadas por igual entre si (90°) e adotar a média das quatro medidas;
- medir o diâmetro interno do tubo (DI) na região da ponta (macho), em três geratrizes defasadas por igual entre si (120°) e adotar a média das três medidas;
- medir a espessura do tubo (D), em três geratrizes defasadas por igual entre si (120°) e adotar a média das três medidas. Para tomar a medida, utilize uma régua metálica apoiada sobre a superfície externa do tubo na região da ponta;
- medir o comprimento da bolsa (fêmea) do tubo (B), em quatro geratrizes defasadas por igual entre si (90°) e adotar a média das quatro medidas;
- medir o diâmetro interno da bolsa ou fêmea do tubo, em três geratrizes defasadas por igual entre si (120°) e adotar a média das três medidas;
- medir a espessura da bolsa do tubo (H), em três geratrizes defasadas por igual entre si (120°) e adotar a média das três medidas;
- medir o diâmetro externo da ponta ou macho do tubo, em três geratrizes defasadas por igual entre si (120°) e adotar a média das três medidas;
- calcular a folga do encaixe (C) através da diferença entre o diâmetro interno da bolsa ou fêmea (F) e o diâmetro externo da ponta do tubo ou macho.

Especificação normativa para avaliação dimensional

- Os tubos de concreto devem atender às especificações das tabelas 7.1 e 7.2 conforme estabelecido na NBR 8890.

TABELA 7.1 – Dimensões dos tubos de concreto para águas pluviais com encaixe ponta e bolsa ou macho e fêmea, com junta rígida - NBR 8890

Diâmetro nominal DN (mm)	Comprimento útil mínimo do tubo L (mm)		Comprimento mínimo da bolsa ou da Fêmea – B (mm)		Folga máxima do encaixe C (mm)	Espessura mínima de parede D* (mm)	
	Ponta e Bolsa	Macho e Fêmea	Ponta e Bolsa	Macho e Fêmea		Simples	Armado
200	1 000	950	50	20	30	30	-
300	1 000	950	60	20	30	30	45
400	1 000	950	65	20	30	40	45
500	1 000	950	70	20	40	50	50
600	1 000	950	75	20	40	55	60
700	1 000	950	80	35	40	-	66
800	1 000	950	80	35	40	-	72
900	1 000	950	80	35	40	-	75
1 000	1 000	950	80	35	40	-	80
1 100	1 000	950	80	35	50	-	90
1 200	1 000	950	90	35	50	-	96
1 300	1 000	950	90	35	50	-	105
1 500	1 000	950	90	35	60	-	120
1 750	1 000	950	100	35	60	-	140
2 000	1 000	950	100	35	60	-	180

*As espessuras mínimas definidas nesta tabela são válidas para a menor classe de resistência prevista nesta norma (PS1 ou PA1). Para resistências superiores, deve ser apresentado projeto específico.

TABELA 7.2 – Dimensões dos tubos destinados a esgotos sanitários e águas pluviais com junta elástica - NBR 8890

Diâmetro nominal DN (mm)	Comprimento útil mínimo do tubo - L (mm)	Comprimento mínimo da bolsa B (mm)	Espessura mínima de parede D* (mm)
200	2 000	50	45
300	2 000	60	50
400	2 000	65	50
500	2 000	70	55
600	2 000	75	65
700	2 000	80	70
800	2 000	80	80
900	2 000	80	85
1 000	2 000	80	90
1 100	2 000	80	100
1 200	2 000	90	100
1 300	2 000	90	115
1 500	2 000	90	120
1 750	2 000	100	150
2 000	2 000	100	180

*As espessuras mínimas definidas são válidas para a menor classe de resistência prevista nesta norma (EA2). Para resistências superiores, deve ser apresentado projeto específico.

Além do atendimento aos valores especificados nas tabelas 7.1 e 7.2 os tubos de concreto também deve atender as seguintes especificações da NBR 8890:

- O diâmetro interno médio não deve diferir mais de 1% do diâmetro nominal;
- A espessura da parede do tubo não pode diferir em mais de 5% ou 5 mm em relação à espessura declarada (adotar o menor valor);
- O comprimento útil do tubo não deve diferir em mais de 20 mm (para menos) e nem mais de 50 mm (para mais) em relação ao comprimento declarado.

7.1.4 Ensaio de resistência à Compressão Diametral

Através do ensaio de resistência à compressão diametral é possível verificar se a classe de resistência do tubo de concreto, seja para utilização em redes de águas pluviais ou para esgotamento sanitário, atende às especificações de projeto.

Para a execução do ensaio de resistência à compressão diametral utilizam-se os mesmos tubos submetidos à avaliação dimensional. A execução do ensaio de resistência à compressão diametral requer cuidado na utilização de E.P.I. (Equipamento de Proteção Individual), em especial nos ensaios de tubos não armados.

Execução do ensaio

- Preparar uma vigota de madeira, de comprimento igual ou maior que o comprimento útil do tubo;
- Preparar dois sarrafos retos de madeira, de comprimento maior ou igual ao comprimento útil do tubo;
- Fixar os dois sarrafos, sobre uma base de madeira (viga), espaçando-os por uma distância igual a um décimo do diâmetro nominal do tubo, obedecendo um mínimo de 20mm (DN);
- Colocar uma tira de borracha com cerca de 5 mm de espessura sobre os sarrafos na região em contato com o tubo (para evitar localização de esforços, devido a irregularidades do tubo);
- Colocar o tubo deitado sobre os sarrafos, dispostos paralela e simetricamente em relação ao seu eixo;
- Preparar uma vigota de madeira, de comprimento igual ou maior que o comprimento útil do tubo e altura maior que a diferença entre os diâmetros externos da bolsa e diâmetro externo do tubo: $(F + 2xH) - (G + 2xD)$;

- Fixar na vigota uma tira de borracha com cerca de 5 mm de espessura na região que entrará em contato com o tubo;
- Colocar a vigota na parte superior do tubo, centralizando a tira de borracha na geratriz do tubo;
- Centralizar o ponto de aplicação de carga no centro do comprimento útil do tubo, conforme apresentado nas figuras 7.3 e 7.4;

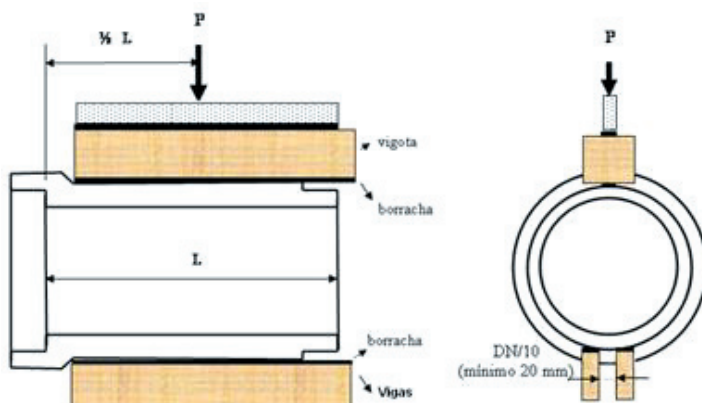


FIGURA 7.3 - Esquema do ensaio para tubo ponta e bolsa - NBR 8890

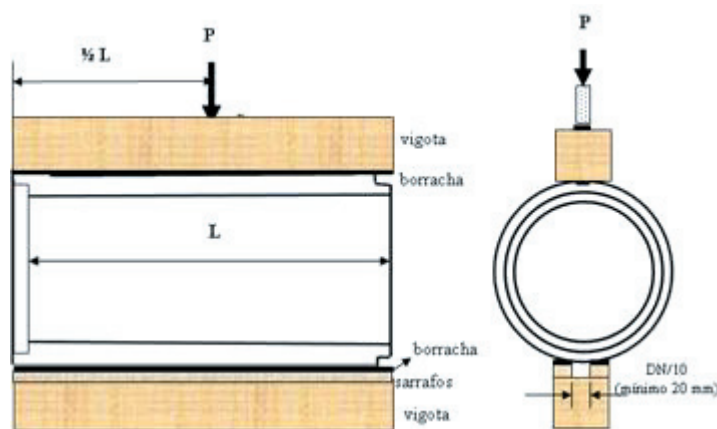


FIGURA 7.4 - Esquema do ensaio para tubo macho e fêmea – NBR 8890



Para tubos simples (não armados)

- Aplicar a carga com taxa de variação constante e não inferior a 5 kN/min nem superior a 35 kN/min, por metro linear de tubo, conforme figura 7.5;
- Aplicar a carga até a ruptura do tubo;
- Anotar o valor registrado pela prensa em (kN) e dividir pelo comprimento útil do tubo para obter a carga de ruptura em (kN/m).

FIGURA 7.5 - Pórtico para aplicação de carga em tubo de concreto.

Para tubos armados

- Aplicar a carga com taxa de variação constante e não inferior a 5 kN/min nem superior a 35 kN/min, por metro linear de tubo, conforme figura 7.5;
- Aplicar a carga até atingir a carga de fissura;

- A carga de fissura é atingida quando a lâmina padrão (0,2 mm de espessura e largura de 12,7 mm e afinada na ponta para 1,6 mm), conforme figura 7.7, consegue penetrar 1,6 mm, em pequenos intervalos de 300 mm ao longo da fissura gerada pelo carregamento, conforme figura 7.6;

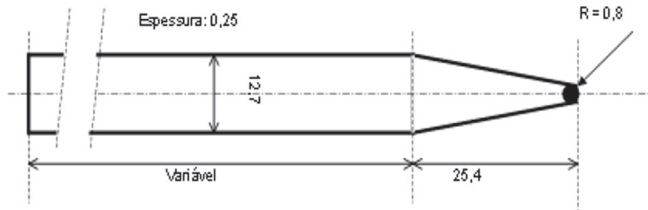


FIGURA 7.7 - Lâmina padrão para medição de abertura de fissura 0,25 mm – NBR 8890



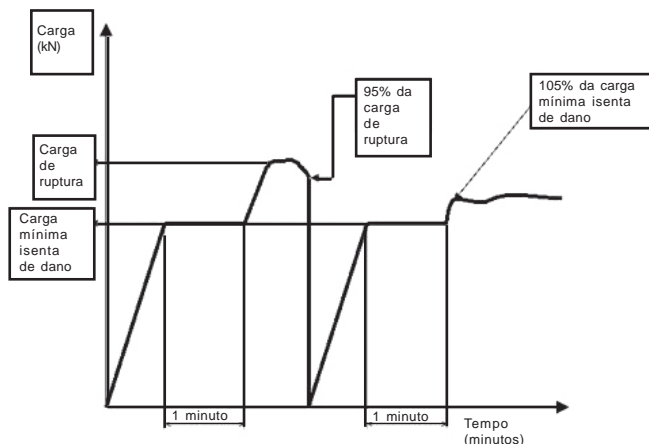
FIGURA 7.6 - Verificação da carga de fissura através da penetração de lâmina padrão

- Anotar o valor registrado pela prensa em (kN) e dividir pelo comprimento do tubo para obter a carga de fissura em (kN/m);
- Aplicar a carga até a ruptura do tubo;
- Anotar o valor registrado pela prensa em (kN) e dividir pelo comprimento útil do tubo (A) para obter a carga de ruptura em (kN/m).

Para tubos reforçados com fibras

A figura 7.8 apresenta graficamente o ensaio a ser executado, obedecendo-se a seguinte seqüência:

- Aplicar a carga com taxa de variação constante e não inferior a 5 kN/min nem superior a 35 kN/min, por metro linear de tubo, conforme figura 7.5;
- Aplicar a carga até atingir o valor especificado para a carga mínima isenta de dano, mantendo-a estabilizada por um minuto. O tubo não pode apresentar qualquer tipo de dano como fissuras e lascamentos;
- Prosseguir com o carregamento do tubo até que seja atingida à carga de ruptura;
- Remover integralmente a carga aplicada ao tubo quando esta cair a 95% da carga máxima atingida durante o ensaio;
- Recarregar o tubo até a carga mínima isenta de dano especificada. Como requisito, o tubo deve suportar esta carga por, no mínimo, um minuto;



- Prosseguir com o carregamento até que a mesma atinja o seu valor máximo. Este valor deve superar a carga mínima isenta de dano em no mínimo 5%.

- Calcular os valores das cargas mínimas isenta de dano e da carga de ruptura dividindo-se os valores dos esforços totais correspondentes pelo comprimento útil do tubo, expressas em kN/m

FIGURA 7.8 - Plano de carregamento para determinação da carga mínima isenta de dano e carga de ruptura, em tubos de concreto reforçados com fibra - NBR 8890

Especificação normativa para cálculo da resistência à compressão diametral

Os tubos de concreto devem atender aos valores especificados nas tabelas 7.3 e 7.4 e constantes da NBR 8890.

TABELA 7.3 – Resistência à compressão diametral de tubos simples - NBR 8890

Diâmetro nominal DN (mm)	Água pluvial		Esgoto sanitário
	Carga mínima de ruptura (kN/m)		
Classe	PS1	PS2	ES
200	16	24	36
300	16	24	36
400	16	24	36
500	20	30	45
600	24	36	54
Carga diametral de ruptura (kN/m)			
Qd	40	60	90
Qd = carga de fissura ou carga de ruptura/DN * 1000			

TABELA 7.4 – Compressão diametral de tubos armados e/ou reforçados com fibras de aço - NBR 8890

Diâmetro nominal DN (mm)	Água pluvial								Esgoto sanitário					
	Carga mínima de fissura (kN/m)				Carga mínima de ruptura (kN/m)				Carga mínima de fissura (kN/m)			Carga mínima de ruptura (kN/m)		
Classe	PA1	PA2	PA3	PA4	PA1	PA2	PA3	PA4	EA2	EA3	EA4	EA2	EA3	EA4
300	12	18	27	36	18	27	41	54	18	27	36	27	41	54
400	16	24	36	48	24	36	54	72	24	36	48	36	54	72
500	20	30	45	60	30	45	68	90	30	45	60	45	68	90
600	24	36	54	72	36	54	81	108	36	54	72	54	81	108
700	28	42	63	84	42	63	95	126	42	63	84	63	95	126
800	32	48	72	96	48	72	108	144	48	72	96	72	108	144
900	36	54	81	108	54	81	122	162	54	81	108	81	122	162
1000	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
1100	44	66	99	132	66	99	149	198	66	99	132	99	149	198
1200	48	72	108	144	72	108	162	216	72	108	144	108	162	216
1500	60	90	135	180	90	135	203	270	90	135	180	135	203	270
1750	70	105	158	210	105	158	237	315	105	158	210	158	237	315
2000	80	120	180	240	120	180	270	360	120	180	240	180	270	360
Carga diametral de fissura ou ruptura (kN/m)														
Qd	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
Qd = carga de fissura ou carga de ruptura/DN * 1000 Para os tubos armados com fibra, a carga de fissura passa a ser carga isenta de dano														

7.1.5 Ensaio de absorção de água

O ensaio de absorção de água é um importante indicador para verificação da qualidade dos tubos. Baixa absorção de água é necessária para garantir a durabilidade do tubo, devido ao risco de absorção dos líquidos conduzidos na rede, podendo causar corrosão nos tubos armados.

Para a realização do ensaio de absorção de água retiram-se amostras dos mesmos tubos rompidos no ensaio de resistência à compressão diametral.

Execução do ensaio

- Extrair dois corpos-de-prova, de cada tubo, com área de 100 cm² a 150 cm², sendo um na região da ponta do tubo e outro na região da bolsa do tubo, conforme figura 7.9. Os corpos-de-prova podem ser obtidos utilizando-se extratoras ou outro meio que não provoque fissuras ou danos provenientes de impacto;
- Em tubos armados, deve-se tomar cuidado ao cortar as amaduras sem danificar o concreto. Os corpos-de-prova devem ser isentos de fissuras visíveis, partes soltas ou pulverulentas;
- Medir a massa inicial dos corpos-de-prova em gramas;

- Secar os corpos-de-prova em estufa com temperatura de $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$, no mínimo durante 8 h, até que em duas pesagens consecutivas, com intervalo de 2 h, indiquem variação de perda de massa inferior 0,1% da massa original;

- Determinar a massa seca M_0 , em gramas;
- Colocar os corpos-de-prova em água em fervura durante 5 h;
- Deixar os corpos-de-prova esfriar, junto com a água, até temperatura ambiente;
- Retirar os corpos-de-prova do recipiente com água e secá-los com pano úmido;
- Determinar a massa M_1 , em gramas;
- Calcular a absorção de água através da expressão:

$$A = \frac{M_1 - M_0}{M_0} 100 \quad (7.1)$$

onde,

A = absorção de água (%)

M_0 = massa do corpo-de-prova seco, (g)

M_1 = massa do corpo-de-prova após saturação em fervura, (g)



FIGURA 7.9 - Corpo-de-prova retirado de tubo de concreto, após o ensaio de resistência a compressão diametral

Especificação normativa para o ensaio de absorção de água

- Tubos para águas pluviais: absorção de água máxima de 8%.
- Tubos para esgoto sanitário: absorção de água máxima de 6%.

7.1.6 Ensaio de permeabilidade e estanqueidade da junta em tubos para águas pluviais e esgoto sanitário providos de junta elástica

Os ensaios de permeabilidade do concreto e estanqueidade da junta dos tubos são realizados para verificar a qualidade do sistema (tubo + junta) quando submetidos à pressão, simulando a situação de serviço.

No ensaio de permeabilidade e estanqueidade são utilizados dois tubos, retirados juntamente com os outros dois a serem submetidos ao ensaio de compressão diametral.

Execução do ensaio

- Acoplar os dois tubos, utilizando-se o anel de vedação (junta elástica), conforme figura 7.10;

- Instalar os dispositivos de ensaios (pratos articulados), garantindo a estanqueidade entre estes e as extremidades dos tubos;
- Submeter o conjunto ao ângulo de deflexão especificado na tabela 7.5;

TABELA 7.5 – Ângulo de deflexão para ensaio de permeabilidade e estanqueidade - NBR 8890

Diâmetro nominal <i>DN</i> (mm)	Ângulo de deflexão	Valor da flecha correspondente ao ângulo de deflexão (mm)		
		Comprimento útil do tubo		
		100 mm	200 mm	250 mm
300	1° 40'	29,0	58,0	72,5
400	1° 40'	29,0	58,0	72,5
500	1° 00'	17,0	34,0	42,5
600	1° 00'	17,0	34,0	42,5
700	0° 50'	14,0	29,0	35,0
800	0° 50'	14,0	29,0	35,0
900	0° 45'	13,0	26,0	32,5
1000	0° 45'	13,0	26,0	32,5
1100	0° 30'	9,0	18,0	22,5
1200	0° 30'	9,0	18,0	22,5
1300	0° 30'	9,0	18,0	22,5
1500	0° 30'	9,0	18,0	22,5
1750	0° 30'	9,0	18,0	22,5
2000	0° 30'	9,0	18,0	22,5

- Encher os tubos com água, elevando de modo gradual, sem golpes e de modo constante a pressão a no máximo 20 kPa/s;
- A leitura da pressão deve ser realizada utilizando-se um manômetro com precisão de $\pm 4\%$;
- Durante o enchimento com água, abra os registros para permitir a saída de todo ar presente nos tubos;
- Fechar os registros de entrada e saída de água;
- Elevar gradualmente a pressão da água até 0,1 MPa e mantê-la durante 30 min;
- Verificar a ocorrência de vazamentos na juntas e nas paredes dos tubos.



FIGURA 7.10 - Conjunto de ensaio de permeabilidade e estanqueidade em tubos de junta elástica

Especificação normativa para o ensaio de permeabilidade e estanqueidade da junta

- Após 30 min, a junta e os tubos não devem apresentar vazamentos.
- São permitidas as presenças de gotas aderentes e manchas de umidade nas paredes dos tubos.

7.1.7 Ensaio de permeabilidade em tubos de concreto para águas pluviais providos de junta rígida

O ensaio objetiva a determinação da permeabilidade dos tubos quanto à passagem de água, de uma superfície para outra, nas condições do ensaio.

Execução do ensaio

- Instalar os dispositivos de ensaios (pratos articulados), garantindo a estanqueidade entre estes e as extremidades do tubo;
- Encher o tubo com água, elevando de modo gradual, sem golpes e de modo constante a pressão a no máximo 20 kPa/s;
- A leitura da pressão deve ser realizada utilizando-se um manômetro com precisão de $\pm 4\%$;
- Durante o enchimento com água, abra os registros para permitir a saída de todo ar presente no tubo;
- Fechar os registros de entrada e saída de água;
- Elevar gradualmente a pressão da água até 0,05 MPa e mantê-la durante 15 min;
- Verificar a ocorrência de vazamentos nas paredes do tubo.

Especificação normativa para o ensaio de permeabilidade

- Após 15 min, o tubo não deve apresentar vazamentos.
- São permitidas as presenças de gotas aderentes e manchas de umidade nas paredes do tubo.

7.2 TUBOS DE CONCRETO PARA CRAVAÇÃO

Os tubos de concreto para cravação devem atender às especificações da norma NBR 15319. A norma estabelece os requisitos e métodos de ensaio para aceitação de tubos de concreto armado, de seção circular, para execução de obras lineares pelo método subterrâneo não-destrutivo, com tubos cravados. Os itens abordados pela norma são descritos a seguir:

7.2.1 Amostragem

Os lotes devem ser formados com até 100 tubos, considerando-se o mesmo diâmetro, classe e acessórios ou limitada pela produção de no máximo 15 dias.

Durante a amostragem os tubos devem ser escolhidos de modo aleatório, sendo necessária a coleta de quatro tubos para a execução dos ensaios.

7.2.2 Inspeção Visual

No lote apresentado devem ser verificados os seguintes aspectos visuais, em todos os tubos:

- Avaliar se os tubos apresentam superfícies internas e externas regulares e homogêneas;
- Avaliar se os tubos apresentam defeitos visíveis a olho nú ou detectáveis através de percussão;
- Verificar se são realizados retoques (não permitidos) com natas de cimento ou outros materiais;

Podem ser reparadas fissuras com aberturas $\leq 0,20$ mm, comprimento < 150 mm e profundidade até 12 mm. A NBR 15319 aceita bolhas ou cavidades superficiais com diâmetros ≤ 10 mm e profundidade ≤ 5 mm. Profundidades maiores que 5 mm e inferiores a 12 mm podem ser aceitas mediante a execução de reparos.

7.2.3 Avaliação Dimensional

No lote apresentado deve-se executar a avaliação dimensional na amostra de quatro tubos de concreto.

No ensaio utiliza-se uma trena com resolução de 1 mm e são tomadas as dimensões contidas na figura 7.11.

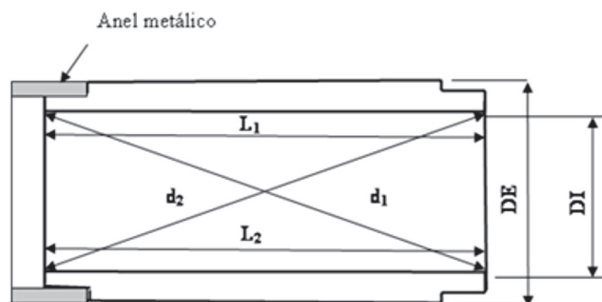


FIGURA 7.11 - Tubo de concreto para cravação: corte longitudinal - NBR 15319

Execução do ensaio

- Medir o comprimento útil do tubo (L), em quatro geratrizes defasadas por igual entre si (90°) e adotar a média das quatro medidas;
- Medir o diâmetro interno do tubo (DI), na região da ponta, em três geratrizes defasadas por igual entre si (120°) e adotar a média das três medidas;
- Apoiar duas réguas metálicas sobre as superfícies opostas do tubo e medir o diâmetro externo do tubo (DE), em três geratrizes defasadas por igual entre si (120°) e adotar a média das três medidas;
- Medir o comprimento útil dos tubos em dois pontos paralelos e simetricamente opostos (L_1 e L_2);
- Medir as diagonais referentes ao comprimento útil dos tubos (d_1 e d_2);
- Calcular os desvios da ponta (e_p) e da bolsa (e_b) conforme a equação:

$$e_b \text{ ou } e_p = \frac{(L_1^2 - d_1^2 - L_2^2 - d_2^2)}{2(L_1 + L_2)} \quad (7.2)$$

Especificação normativa para avaliação dimensional

As dimensões nominais devem ser declaradas pelo fabricante e os tubos devem atender aos valores especificados na tabela 7.6 e constantes da NBR 15319.

TABELA 7.6 – Dimensões e tolerância para tubos para cravação

Dimensões em mm						
Diâmetro nominal DN (mm)	Desvio máximo no diâmetro (mm)		Variação da espessura da parede (±)	Comprimento útil do tubo		Variação máxima da perpendicularidade e_b e e_p
	DI (±)	DE (±)		Dimensão mínima	Variação	
< 900	5	3	6	2000	+50 -20	3,5
900 ≤ DN < 1200	6	3	6			4,0
1200 ≤ DN < 1500	10	4	10			5,5
1500 ≤ DN < 2000	16	5	16			7,0
≤ 2000	16	6	16			

7.2.4 Ensaio de resistência à Compressão Diametral

O ensaio de resistência à compressão diametral determina a capacidade de carga do tubo, que deverá ser comparada com a especificação do projeto da rede.

Para a execução do ensaio de resistência à compressão diametral utilizam-se dois dos tubos utilizados no ensaio de avaliação dimensional.

Execução do ensaio

- Preparar uma vigota de madeira, de comprimento igual ou maior que o comprimento útil do tubo (L);
- Preparar dois sarrafos retos de madeira, de comprimento maior ou igual ao comprimento útil do tubo (L);
- Fixar os dois sarrafos, sobre a vigota de madeira, espaçando-os por uma distância igual a um décimo do diâmetro nominal do tubo (DN), obedecendo-se o mínimo de 20mm;
- Colocar uma tira de borracha com cerca de 5 mm de espessura sobre os sarrafos na região em contato com o tubo (para evitar localização de esforços, devido a irregularidades do tubo);
- Colocar o tubo deitado sobre os sarrafos, dispostos paralela e simetricamente em relação ao seu eixo;
- Preparar uma vigota de madeira, de comprimento igual ou maior que o comprimento útil do tubo (L);
- Fixar na vigota uma tira de borracha com cerca de 5 mm de espessura na região que entrará em contato com o tubo;
- Colocar a vigota na parte superior do tubo, centralizando a tira de borracha na geratriz do tubo;
- Centralizar o ponto de aplicação de carga no centro do comprimento útil do tubo, conforme apresentado na figura 7.12;

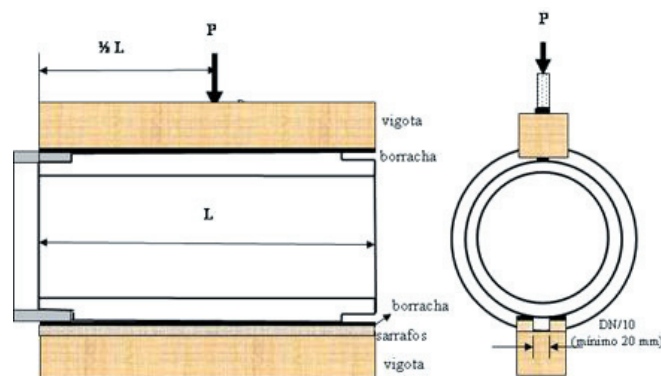


FIGURA 7.12 – Esquema de ensaio de resistência à compressão diametral – tubos para cravação - NBR 15319

- Aplicar a carga com taxa de variação constante e não inferior a 5 kN/min nem superior a 35 kN/min, por metro linear de tubo;
- Aplicar carga até atingir a carga de fissura definida na tabela 7.7;
- Medir a abertura de fissura durante o carregamento, utilizando a lâmina de 0,2 mm de espessura e largura de 12,7 mm e afinada na ponta para 1,6mm;
- Anotar o valor registrado pela prensa em (kN), quando a lâmina penetrar 1,6 mm na fissura. (corresponde a fissura de 0,25mm). Dividir o valor da carga pelo comprimento útil do tubo (L) para obter a carga de fissura em (kN/m);

- Aplicar carga até atingir a ruptura do tubo. Considera-se a carga de ruptura atingida quando não há mais acréscimo de valor, mesmo com o prosseguimento do ensaio;
- Anotar o valor registrado pela prensa em (kN) e dividir pelo comprimento útil do tubo (L) para obter a carga de ruptura em (kN/m);

Especificação normativa para o ensaio de resistência à compressão diametral

Os tubos devem atender aos valores especificados na tabela 7.7 e constantes da NBR 15319.

TABELA 7.7 – Resistência à compressão diametral de tubos para cravação NBR 15319

Diâmetro nominal DN (mm)	Carga mínima de fissura (kN/m)	Carga mínima de ruptura (kN/m)
300	27	41
400	36	54
500	45	68
600	54	81
700	63	95
800	72	108
900	81	122
1000	90	135
1100	99	149
1200	108	162
1500	135	203
1800	162	243
2000	180	270
Carga diametral de fissura ou ruptura (kN/m)		
Qd	90	135
Qd = carga de fissura ou carga de ruptura/DN * 1000		

7.2.5 Ensaio de resistência à Compressão Axial

Além da avaliação da resistência à compressão diametral, nos tubos de concreto para cravação verifica-se também resistência à compressão axial. O objetivo é determinar se os tubos apresentam resistência suficiente para serem instalados através do processo de cravação.

Para a execução do ensaio de resistência à compressão axial utilizam-se dois dos tubos utilizados no ensaio de avaliação dimensional, sendo que, os outros dois tubos já foram utilizados no ensaio de resistência à compressão diametral.

Execução do ensaio

- Posicionar o tubo na posição vertical com a ponta voltada para cima, conforme figura 7.13;
- Posicionar um prisma de aço SAE 1045 com dimensões de (100x20x20)mm perpendicularmente à geratriz do tubo e tangenciando sua ponta, conforme apresentado na figura 7.13;

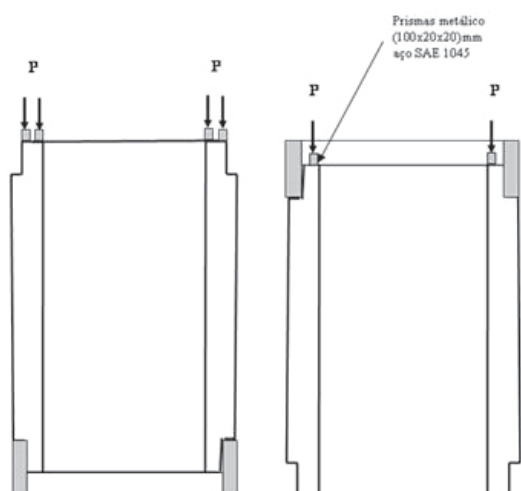


FIGURA 7.13 - Posicionamento dos prismas para determinação da resistência à compressão axial - NBR 15319

- Aplicar a carga com taxa de variação constante e não inferior a (50±10) kN/min, até a ruptura do concreto;
- Anotar o último valor registrado pela prensa em (kN);
- Repetir o ensaio posicionando o prisma, de modo alternado, em relação à tangente do diâmetro interno e externo da ponta, ensaiando quatro pontos distintos defasados entre si de 90°;
- Posicionar o tubo na posição vertical com a bolsa (extremidade com colar) voltada para cima;
- Posicionar o prisma de aço perpendicularmente à geratriz do tubo e tangenciando sua ponta,
- Aplicar a carga com taxa de variação constante e não inferior a (50±10) kN/min, até a ruptura do concreto;
- Anotar o último valor registrado pela prensa em (kN);
- Repetir o ensaio posicionando o prisma em quatro pontos distintos defasados entre si de 90°.

Especificação normativa para o ensaio de Resistência à compressão axial

A NBR 15319 estabelece que os resultados de tensão realizados na ponta e na bolsa do tubo devem ser >100 N/mm².

7.2.6 Ensaio de absorção de Água

Da mesma maneira como foi apresentado para os tubos de concreto do tipo macho e fêmea ou ponta e bolsa, também para os tubos para cravação é necessário que o concreto apresente baixa absorção de água.

Para a realização do ensaio de absorção de água retiram-se amostras dos mesmos tubos rompidos no ensaio de resistência à compressão diametral.

Execução do ensaio

- Extrair dois corpos-de-prova, de cada tubo, com área de 100 cm² a 150 cm²;
- Deve-se tomar cuidado ao cortar as amaduras sem danificar o concreto. Os corpos-de-prova devem ser isentos de fissuras visíveis, partes soltas ou pulverulentas;
- Medir a massa inicial dos corpos-de-prova em gramas;
- Secar os corpos-de-prova em estufa com temperatura de (105±5)°C, no mínimo durante 8 h, até que em duas pesagens consecutivas, com intervalo de 2 h, indiquem variação de perda de massa inferior 0,1% da massa original;
- Determinar a massa seca M₀, em gramas;
- Colocar os corpos-de-prova em água em fervura durante 5 h;
- Deixar os corpos-de-prova esfriar, junto com a água, até temperatura ambiente;
- Retirar os corpos-de-prova do recipiente com água e secá-los com pano úmido;
- Determinar a massa M₁, em gramas;
- Calcular a absorção de água através da expressão:

$$A = \frac{M_1 - M_0}{M_0} 100, \quad (7.3)$$

onde:

A = absorção de água (%)

M₀ = massa do corpo-de-prova seco, (g)

M₁ = massa do corpo-de-prova após saturação em fervura, (g)

Especificação normativa para o ensaio de Absorção de Água

Os tubos para cravação devem ter a absorção máxima de água de 6%.

7.2.7 Ensaio de estanqueidade e Permeabilidade da Junta

Os ensaios de permeabilidade do concreto e estanqueidade da junta dos tubos são realizados para verificar a qualidade do sistema (tubo + junta) quando submetidos à pressão, simulando a situação de serviço.

No ensaio de permeabilidade e estanqueidade são utilizados dois tubos.

Execução do ensaio

- Acoplar os dois tubos, utilizando o anel de vedação (junta elástica);
- Instalar os dispositivos de ensaios (pratos articulados), garantindo a estanqueidade entre estes e as extremidades dos tubos;
- Submeter o conjunto à deflexão especificada na tabela 7.8;

TABELA 7.8 – Tabela de deflexão

Diâmetro nominal (mm)	Deflexão (mm)
< 200	30
300 a 500	20
600 a 1000	15
> 1000	5

- Encher os tubos com água, elevando de modo gradual, sem golpes e de modo constante a pressão a no máximo 20 kPa/s;
- A leitura da pressão deve ser realizada utilizando-se um manômetro com precisão de $\pm 4\%$;
- Durante o enchimento com água, abra os registros para permitir a saída de todo ar presente nos tubos;
- Fechar os registros de entrada e saída de água;
- Elevar gradualmente a pressão da água até 0,1 MPa e mantê-la durante 30 min;
- Verificar a ocorrência de vazamentos na juntas e nas paredes dos tubos.

Especificação normativa para o ensaio de Permeabilidade e Estanqueidade

A NBR 15319 estabelece que após 30 min, a junta e os tubos não devem apresentar vazamentos. São permitidas as presenças de gotas aderentes e manchas de umidade nas paredes dos tubos.

7.3 GALERIAS CELULARES (ADUELAS)

As galerias celulares, também conhecidas como aduelas devem atender às especificações da norma NBR 15396.

A norma estabelece os requisitos e métodos de ensaio a serem atendidos na fabricação de aduelas de concreto armado para execução de obras lineares, exceto condução de esgoto sanitário e efluentes industriais.

7.3.1 Amostragem

Os lotes devem ser formados por no máximo 30 peças, ou limitada à produção de no máximo 15 dias.

Do lote de aduelas apresentado devem ser escolhidas, de modo aleatório, duas aduelas para a realização dos ensaios.

7.3.2 Inspeção Visual

No lote apresentado devem ser verificados os seguintes aspectos visuais, em todas as aduelas:

- Avaliar se as aduelas apresentam superfícies internas e externas regulares e homogêneas;
- Avaliar se as aduelas apresentam defeitos visíveis a olho nú ou detectáveis através de percussão;
- Verificar se foram realizados retoques (não permitidos) com natas de cimento ou outros materiais;

A NBR 15396 admite a execução de reparos de fissuras com abertura $\leq 0,20$ mm profundidade de até 10 mm. São aceitas também bolhas ou furos superficiais com diâmetro ≤ 10 mm e profundidade ≤ 5 mm. Profundidades até 10 mm são aceitas mediante a execução de reparos.

7.3.3 Avaliação dimensional

No lote apresentado deve-se executar a avaliação dimensional em duas aduelas de concreto. No ensaio utiliza-se uma trena com resolução de 1 mm e são tomadas as dimensões contidas nas figuras 7.14 e 7.15.

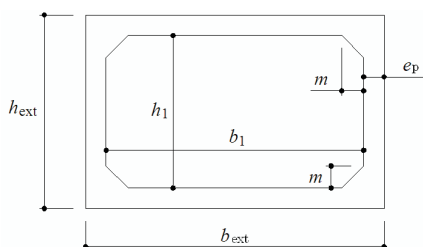


FIGURA 7.14 - Aduela com seção transversal fechada - NBR 15396

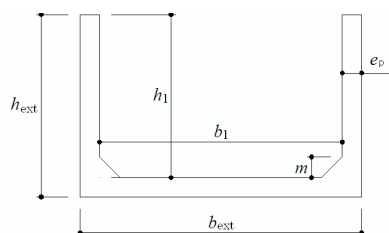


FIGURA 7.15 - Aduela com seção transversal aberta - NBR 15396

Execução do ensaio

- Medir a altura da aduela (h_1), em três pontos da face interna, sendo as duas extremidades e o centro, e adotar a média das medidas;
- Medir a largura (b_1), em três pontos da face interna, sendo as duas extremidades e o centro e adotar a média das medidas;
- Medir o comprimento útil da aduela, em três pontos da face interna, sendo as duas extremidades e o centro, e adotar a média das medidas;
- Medir a espessura das paredes da aduela (e_p) em mm, em um ponto em cada parede da aduela (considerar a menor espessura em cada parede) e adotar a média das medidas;
- Apoiar uma régua metálica na face do encaixe interno da aduela e medir os comprimentos de encaixe (L_1), em dois pontos, um em cada parede da aduela e adotar a média das medidas;
- Apoiar uma régua metálica na face do encaixe externo da aduela e medir os comprimentos de encaixe (L_2), em dois pontos, um em cada parede da aduela e adotar a média das medidas;
- Calcular a folga (f) do encaixe, conforme apresentado na figura 7.16, através da expressão:
$$f = L_1 - L_2 \quad (7.4)$$

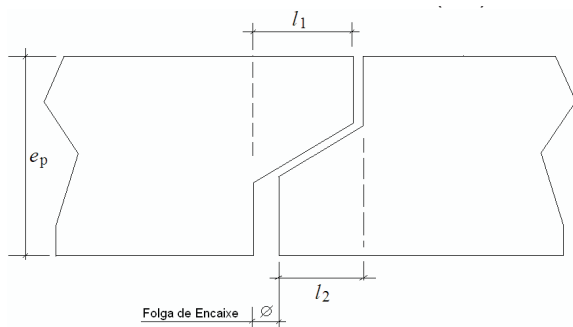


FIGURA 7.16 - Folga do encaixe das aduelas - NBR 15396 (ABNT, 2006)

Especificação normativa para a avaliação dimensional

As aduelas de concreto devem atender aos valores especificados na tabela 7.9 e constantes da NBR 15396.

A NBR 15396 estabelece que o comprimento mínimo útil das aduelas deve ser de 1,00 m e apresentar variação máxima de 2% do valor declarado.

A espessura mínima de parede deve ser de 15 cm, com tolerância de + 10 mm e – 5 mm e o comprimento do encaixe de atender à seguinte especificação:

- $L1 \geq L2$ ou $L2 \geq 7,0$ cm.

A folga (f) no encaixe de duas aduelas deve ser no máximo 0,2 da espessura da parede (e_p).

TABELA 7.9 – Dimensões de aduelas - NBR 15396

Largura (b_i) (m)	Altura (h_i) (m)	Largura (b_i) (m)	Altura (h_i) (m)
1,00	1,00	-	-
1,50	1,00	1,00	1,50
2,00	1,00	1,00	2,00
2,50	1,00	1,00	2,50
3,00	1,00	1,00	3,00
3,50	1,00	1,00	3,50
4,00	1,00	1,00	4,00
1,50	1,50	-	-
2,00	1,50	1,50	2,00
2,50	1,50	1,50	2,50
3,00	1,50	1,50	3,00
3,50	1,50	1,50	3,50
4,00	1,50	1,50	4,00
2,00	2,00	-	-
2,50	2,00	2,00	2,50
3,00	2,00	2,00	3,00
3,50	2,00	2,00	3,50
4,00	2,00	2,00	4,00
2,50	2,50	-	-
3,00	2,50	2,50	3,00
3,50	2,50	2,50	3,50
4,00	2,50	2,50	4,00
3,00	3,00	-	-
3,50	3,00	3,00	3,50
4,00	3,00	3,00	4,00
3,50	3,50	-	-
4,00	3,50	3,50	4,00
4,00	4,00	-	-

NOTA: Na existência de mísulas, as dimensões mínimas devem ser 15 cm x 15 cm.

7.3.4 Absorção de água

Também nas aduelas de concreto a absorção de água é um requisito importante para garantir a durabilidade das peças e conseqüentemente a durabilidade da rede como um todo.

No ensaio de absorção de água utilizam-se as mesmas aduelas utilizadas na avaliação dimensional.

Execução do ensaio

- Extrair dois corpos-de-prova, de cada aduela, com área de 100 cm² a 150 cm²;
- Deve-se tomar cuidado ao cortar as amaduras sem danificar o concreto. Os corpos-de-prova devem ser isentos de fissuras visíveis, partes soltas ou pulverulentas;
- Medir a massa inicial dos corpos-de-prova em gramas;
- Secar os corpos-de-prova em estufa com temperatura de (105±5)°C, no mínimo durante 8 h, até que em duas pesagens consecutivas, com intervalo de 2 h, indiquem variação de perda de massa inferior 0,1% da massa original;
- Determinar a massa seca M₀, em gramas;
- Colocar os corpos-de-prova em água em fervura durante 5 h;
- Deixar os corpos-de-prova esfriar, junto com a água, até temperatura ambiente;
- Retirar os corpos-de-prova do recipiente com água e secá-los com pano úmido;
- Determinar a massa M₁, em gramas;
- Calcular a absorção de água através da expressão:
- $$A = \frac{M_1 - M_0}{M_0} 100$$

onde:

A = absorção de água (%)

M₀ = massa do corpo-de-prova seco, (g)

M₁ = massa do corpo-de-prova após saturação em fervura, (g)

Especificação normativa para o ensaio de Absorção de Água

A NBR 15396 estabelece que as aduelas de concreto devem apresentar absorção máxima de água de 8%.

7.3.5 Resistência à Compressão do Concreto

Diferentemente dos tubos de concretos, que utilizam concreto seco, as aduelas de concreto utilizam concreto plástico. No concreto plástico, é possível estimar a resistência de uma peça estrutural, avaliando-se a resistência de um corpo-de-prova. Isto é possível porque não há interferência de vibração e compactação, fatores característicos da produção dos tubos de concreto conformados com concreto seco, necessário para permitir a imediata desforma do tubo.

Por este motivo, a resistência à compressão de uma aduela é realizada de forma indireta, do mesmo modo que uma estrutura de concreto armado, ou seja, pela ruptura de um corpo-de-prova moldado com o mesmo concreto utilizado na produção da aduela.

A amostragem do concreto é realizada conforme a NBR 12655, devendo-se limitar o lote em no máximo 15 m³. Para cada lote devem ser moldados no mínimo seis exemplares (doze corpos-de-prova) conforme especificado na NBR 5738.

Para a moldagem dos corpos-de-prova deve-se observar as especificações da NBR 5738 apresentadas na tabela 7.10.

TABELA 7.10 – Especificações para moldagem de corpos-de-prova NBR 5738

Abatimento – a (mm)	Método de moldagem	Dimensão do corpo-de-prova (mm)			
		10x20		15x30	
		vibrado	manual	vibrado	manual
< 20	Vibrado	1 camada	2 camadas com 15 golpes cada	2 camadas	4 camadas com 30 golpes cada
20 ≥ a < 60	Vibrado ou manual				
60 < a < 180	Manual				
a > 180	Manual				

O diâmetro do corpo-de-prova deve ser igual ou maior que três vezes a dimensão máxima do agregado utilizado no concreto. Os topos dos corpos-de-prova devem ser preparados através de capeamento com pasta de cimento ou mistura de enxofre e quartzo moído, na espessura máxima de 3 mm, ou ainda, ser retificado com equipamento que permita um acabamento retilíneo e livre de imperfeições nos topos.

O ensaio de resistência à compressão deve ser realizado conforme figura 7.17 e NBR 5739, que especifica que a velocidade de carregamento, proporcionado pela máquina de ensaio deve mantida constante durante todo o ensaio em $0,45 \pm 0,15$ MPa/s.

A resistência à compressão dos corpos-de-prova é obtida pela seguinte equação:

$$f_c = \frac{4F}{\pi D^2} \quad \text{onde,} \quad (7.5)$$

f_c = resistência à compressão, em (MPa)

F = força máxima aplicada, em (N)

D = diâmetro do corpo-de-prova, em (mm)



FIGURA 7.17 - Ensaio de resistência à compressão de corpo-de-prova cilíndrico

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. NBR 5738, Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio**. NBR 5739, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios**. NBR 8890, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados para concreto – Determinação de sais, cloretos e sulfatos solúveis – Método de ensaio**. NBR 9917, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Concreto – Preparo, controle e recebimento – Procedimento**. NBR 12655, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas – Requisitos e método de ensaios**. NBR 15396, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubos de concreto, de seção circular, para cravação – Requisitos e método de ensaios**. NBR 15319, Rio de Janeiro, 2006.

*Processos de Produção, Problemas e Dificuldades
Encontradas na Fabricação
de Tubos e Aduelas de Concreto*



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Hawkeye Pedershaab
Concrete Technologies Worldwide™



Kinsel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

PROCESSOS DE PRODUÇÃO, PROBLEMAS E DIFICULDADES ENCONTRADAS NA FABRICAÇÃO DE TUBOS E ADUELAS DE CONCRETO

Alírio Brasil Gimenez

8.1 INTRODUÇÃO

Tubos e aduelas de concreto são peças pré-fabricadas industrialmente com a utilização de formas metálicas especialmente projetadas para esta finalidade. São executadas por métodos mundialmente conhecidos através do processo vibratório, de compressão radial, ou de centrifugação.

Os progressos do setor conseguidos ultimamente possibilitam a fabricação de peças excelentes àqueles que dispõem de conhecimentos adequados. Nosso objetivo na publicação deste Manual consiste em fazer uma cuidadosa seleção das informações essenciais e transmiti-las em uma seqüência lógica que auxilie o atendimento às expectativas dos fabricantes.

Peças de qualidade visualmente apropriadas encontram-se por toda à parte, mas para serem potencialmente bem executadas, faz-se necessária à aplicação de determinadas técnicas básicas que garantirão a tranqüilidade na obtenção de resultados satisfatórios.

As Normas que regulamentam sua fabricação especificam todos os requisitos mínimos de desempenho e estabelecem vários ensaios em laboratório, evidenciando a necessidade da manutenção de rigorosos critérios técnicos.

8.2 PROCESSOS PARA FABRICAÇÃO DE TUBOS E ADUELAS DE CONCRETO

Existe atualmente no mercado mundial, diversos tipos de equipamentos destinados à fabricação de tubos e aduelas de concreto e fundamentalmente o que diferencia uns dos outros é a forma como se atinge o adensamento do concreto, principal componente na qualidade do produto final.

8.2.1 Processo Vibratório

O adensamento ocorre em função dos efeitos vibratórios introduzidos nas formas metálicas utilizadas na moldagem das peças, com o uso de vibradores eletro-mecânicos especialmente projetados para esta finalidade.

8.2.2 Processo de Compressão Radial

O concreto é lançado por roletes radialmente contra a forma e comprimido por êmbolos que ao girar realizam seu adensamento.



FIGURA 8.1 - Êmbolo simples e roletes para adensamento radial

8.2.3 Processo de Vibro-compressão

Neste processo a energia de vibração introduzida nas formas metálicas propicia o adensamento. No final da concretagem é aplicada uma força de compressão axial simultaneamente aos esforços vibratórios, com o objetivo de melhorar o desempenho do produto final.

8.2.4 Processo de Vibro-compressão Radial

Desenvolve-se o adensamento durante certo tempo por efeitos vibratórios e em outro momento por efeito de compressão radial, fazendo com que a peça em execução passe pelos dois processos para sua conclusão.

8.2.5 Processo de Centrifugação

O efeito de forças centrífugas que são introduzidas nas peças por rotação das formas metálicas propicia o adensamento necessário para execução da peça.

8.3 PRODUTOS

8.3.1 Tubos de Concreto

8.3.1.1 Tubos Vibrados

A compactação do concreto se dá através da utilização de vibradores convenientemente dispostos nas formas metálicas, numa tentativa de expulsar o ar incorporado no concreto, propiciando uma acomodação dos agregados miúdos e graúdos.

Esses vibradores normalmente são fabricados utilizando-se de sistema de massas excêntricas, que giram com alta rotação em torno de um eixo, introduzindo vibrações às peças as quais estão fixados, permitindo regulagens nas amplitudes de frequência em função do diâmetro estabelecido.

O assunto vibração é complexo e requer estudo específico, não podendo ser empregado sem a adoção de critério técnico baseado em análise detalhada de posicionamento, quantidade e potência.

O posicionamento desses vibradores nas formas metálicas e o dimensionamento de suas quantidades e potência devem atender as características geométricas das peças a serem fabricadas, volume e centro de gravidade. Quando se faz a opção por vários vibradores em uma mesma forma, deve-se observar a posição relativa entre eles e seus respectivos sentidos de rotação para que seja evitada a interferência dos efeitos de um sobre o outro.

Deve-se sempre tomar os cuidados, em qualquer montagem industrial, para que a vibração seja aplicada apenas nas peças em que se deseja obter o adensamento do concreto, procurando evitar que sejam transferidas para partes do processo que não necessitem ou para as fundações ou terreno local, com diminuição da eficiência do adensamento. Isto pode ser evitado ou amenizado através da utilização de coxins de borracha, dispostos nos equipamentos, concentrando os efeitos da vibração apenas nas peças a serem concretadas.

Os vibradores podem ser individualizados e construídos com pequenas massas excêntricas, acionadas por motores elétricos e fixados em vários pontos localizados em uma mesma forma interna ou externamente. Podem ser construídos com a utilização de várias massas excêntricas fixadas em torno de um mesmo eixo acionado por um motor elétrico de alta rotação. Usualmente é fixado na forma interna, que deve ser projetada e dimensionada para essa situação de trabalho (vibrador central).

Na fabricação de tubos vibrados, devem ser observadas algumas recomendações de uso geral independentemente da disposição dos vibradores:

- Opção pelo sistema de vibração mais adequado levando-se em consideração as peças a serem concretadas, fixação do(s) vibrador(es) na forma interna ou externa e adoção de um ou mais vibradores.

- Estudo técnico para definição da localização do(s) vibrador(es) nas formas metálicas.
- Dimensionamento da potência dos motores elétricos de acionamento dos vibradores.
- Estudo do sentido de rotação dos motores elétricos em função do tipo de peça a ser concretada e da posição de fixação nas formas metálicas.

É importante salientar que a intensidade da energia de vibração a ser empregada em uma peça deve ser convenientemente estudada, pois pouca vibração prejudica o correto adensamento do concreto, assim como vibração em excesso induz o aparecimento de bolhas.



FIGURA 8.2 - Tubos fabricados por processo vibratório DN 1000 EA-3 por 2,50 m

8.3.1.2 Tubos Prensados Radialmente

Neste caso o adensamento do concreto se dá através da utilização de roletes fixados no êmbolo que gira em torno do eixo longitudinal do tubo. O movimento de rotação do êmbolo e roletes faz com que o concreto seja lançado e comprimido contra as paredes da forma externa do tubo e o adensamento se dá por efeito desta compressão radial.

É importante observar que nestes casos não há forma interna e o diâmetro interno do tubo é estabelecido pelos êmbolos que giram e que têm o diâmetro pretendido, iniciando sua fabricação sempre pelas bolsas que com a combinação desta rotação associada ao movimento de subida dos êmbolos, permite a concretagem do corpo.

Para que possamos seguir rigorosamente este critério, somente os tubos com encaixe tipo “macho e fêmea” é que podem ser enquadrados nesta definição, uma vez que no sistema tipo “ponta e bolsa” o corpo é adensado pelo efeito de compressão radial, e as bolsas com a utilização de vibradores, em função de suas características geométricas.

Normalmente a intensidade desta compressão radial (pressão) é determinada pela velocidade de subida do êmbolo, fator decisivo na qualidade do produto final.



FIGURA 8.3 - Vista frontal do êmbolo e roletes para fabricação de tubos DN 500

8.3.1.3 Tubos Centrifugados

Alguns equipamentos utilizam o recurso da força centrífuga para realizarem o adensamento do concreto através do movimento de rotação da forma metálica destinada à fabricação dos tubos.

Normalmente são equipamentos mais complexos e elaborados, o que implica em preço de aquisição elevado, contribuindo desta forma para sua pouca utilização no mercado de tubos, mas que apresentam várias alternativas de produção mais viáveis economicamente e com bons resultados técnicos. No entanto, para a execução de postes de concreto de seção circular fabricados na posição horizontal, justifica-se a utilização da centrifugação em função de suas características geométricas, processo amplamente aplicado e conhecido mundialmente, inclusive no Brasil.

8.3.1.4 Tubos Vibro-comprimidos

O adensamento do concreto se dá pelo processo de vibração, da maneira descrita anteriormente e ao término da concretagem é introduzida uma força de compressão axial, através de prensa hidráulica, melhorando sua eficiência.

Muitas vezes os tubos vibrados são confundidos com os tubos vibro-comprimidos. O que determina essa diferenciação é a intensidade da força de compressão axial introduzida em cada situação.

Alguns equipamentos apresentam uma prensa hidráulica que apenas faz um acabamento na ponta dos tubos (alisamento), insuficiente para melhorar a eficiência da compactação ou adensamento do concreto, devendo nestes casos ser chamado apenas de tubos vibrados.

Os esforços de compressão axial devem ser dimensionados para garantirem o adensamento, com melhor desempenho do produto final.



FIGURA 8.4 - Tubo vibro-prensado DN 1500 PA-2 com junta elástica incorporada

8.3.1.5 Tubos Vibro-prensados Radialmente

Como já relatado anteriormente, são os tubos cuja bolsa é adensada por vibração e o corpo por compressão radial. Somente os tubos cujo encaixe é macho-fêmea podem ser fabricados integralmente pelo processo de compressão radial.

A Norma Brasileira ABNT NBR 8890 não menciona nenhum processo de fabricação, estabelece apenas todos os requisitos mínimos e métodos de ensaios importantes para a análise da qualidade do produto final no momento de sua aplicação.

8.3.2 Aduelas de Concreto

As Aduelas de concreto, também chamadas de galerias celulares, são peças de seção transversal retangular, com sistema de encaixe tipo macho-fêmea e são sempre fabricadas utilizando-se de sistemas vibratórios que transferem esta energia para as formas metálicas internas ou externas.

Podem ser fabricadas por equipamentos totalmente automatizados, com vibradores dispostos nas formas internas, tendo inúmeras possibilidades de regulagens e combinações de amplitudes de frequências. São equipamentos de maior valor de aquisição, que necessitam de pouca mão de obra e apresentam uma boa eficiência no adensamento do concreto, trazendo qualidade ao produto final acabado.

O processo mais comum encontrado no Brasil, pela simplicidade e menor valor de aquisição, quando comparado com os outros processos, é a fabricação das aduelas utilizando-se conjuntos vibratórios, onde normalmente os vibradores são fixados nas formas externas, em quantidade e localização convenientemente estudada.

Normalmente as formas metálicas são moduladas, possibilitando a fabricação das peças com várias dimensões internas e diversas espessuras de parede.

Por se tratar de peças maiores, é importante observar a necessidade de equipamento compatível em capacidade de carga para o manuseio destas peças dentro da fábrica, implicando também em estudo logístico para o transporte até as obras.

O desenvolvimento da industrialização destas peças trouxe qualidade e agilidade na execução das obras de canalização de córregos, que antes eram feitas em sua grande maioria moldadas "in loco", exigindo cuidados especiais com escoramentos, desvios dos cursos d'água (corta-rios) e concretagem.



Em 2006 foi criada uma Norma ABNT NBR 15.396, que passou a regulamentar a fabricação destas peças, trazendo maior segurança ao mercado consumidor.

FIGURA 8.5 - Galerias celulares de 3,00 x 1,50 metros

8.4 PROBLEMAS E DIFICULDADES ENCONTRADOS NA FABRICAÇÃO

Obter tubos e aduelas pré-fabricados em concreto atendendo aos requisitos mínimos e métodos de ensaios estipulados pelas Normas da ABNT não se trata de atividade simples como possa inicialmente parecer aos diversos consumidores destes produtos, sendo fator determinante a aplicação de inúmeras medidas durante o processo de produção, cura, armazenagem e transporte. A experiência permite a listagem de algumas como as mais importantes:

- Aquisição de equipamentos de produção compatíveis com a produtividade e qualidade almejada.
- Estabelecimento de um programa de manutenção preventiva e ajustes mecânicos constantes nos equipamentos.
- Implantação para a fábrica de um layout adequado às necessidades dos processos de fabricação.
- Execução de piso industrial nivelado isento de irregularidades, nos locais destinados à fabricação e cura dos produtos acabados, preferencialmente em áreas cobertas e fechadas, protegidas do sol, da chuva e do vento.

- Escolha adequada da matéria prima utilizando-se de análise laboratorial.
- Definição de traços para o concreto, levando-se em consideração dimensões, classe de resistência mecânica e processo de fabricação.
- Toda fábrica deve ter laboratório próprio, com responsável técnico pelo controle de qualidade e responsável pela avaliação diária de todas as etapas dos processos em produção e possíveis correções de falhas pontuais.
- Estabelecimento de programa de ensaios internos para avaliação dos requisitos mínimos de qualidade estipulados pelas Normas Técnicas.

8.4.1 Problemas usuais

Existem alguns problemas que são frequentemente constatados nos diversos processos de fabricação de Aduelas e Tubos de concreto, por esse motivo o próximo passo consiste em uma análise de abordagem seguida da respectiva sugestão para seu controle.

Algumas das soluções não dependem de desembolsos e sim de atenção e cuidados especiais com etapas do processo de fabricação sendo facilmente contornáveis no dia-a-dia.

8.4.1.1 Deformações iniciais (Ovalizações)

Nos tubos de concreto, um problema muito freqüente é a ovalização da ponta, que muitas vezes atinge valores acima dos permitidos por Norma. A utilização de anéis de segurança, fabricados em fibra de vidro ou chapa de aço, colocados interna e externamente na ponta do tubo logo após sua concretagem, durante o processo de início de pega, diminui os efeitos das deformações iniciais do concreto.

Caso não sejam previamente prevenidas, estas deformações provocam efeitos bastante prejudiciais principalmente nos tubos com junta elástica, destinados à captação de esgoto sanitário, que não permitem a contaminação do solo em função da agressividade do material conduzido, exigindo a utilização de anéis de borracha entre a ponta e a bolsa, para garantia da estanqueidade do sistema.

Uma providência importante é a verificação periódica nas formas metálicas para garantia da geometria projetada.

O controle do fator água/cimento é de fundamental importância para reduzir os efeitos de ovalização e observa-se que normalmente existe uma tendência de utilização de mais água que o necessário. Existe uma idéia pré-concebida que o aumento da quantidade de água facilita a concretagem das peças, o que é bastante problemático, pois acarreta uma considerável perda de resistência mecânica e aumenta os problemas de deformação e ovalização.

8.4.1.2 Formação de Bolhas

O excesso de formação de bolhas, fenômeno mais observado nos tubos vibrados, pode ocasionar problemas em qualquer peça de concreto, tanto na diminuição da aderência entre armadura e o concreto (risco de ordem estrutural), como na garantia da estanqueidade das peças.

A durabilidade dos tubos e aduelas de concreto armado está relacionada com um ensaio previsto pelas Normas da ABNT, chamado “ensaio de absorção de água”, altamente prejudicado com a formação de bolhas, uma vez que o concreto fica com maior porosidade e conseqüentemente absorve mais água quando submetido ao ensaio. Ao absorver mais água, a possibilidade de ataque às armaduras é potencializada, o que diminui consideravelmente o tempo de vida útil das tubulações.

Para evitar esta situação apresentada, algumas medidas simples devem ser observadas antes da fabricação:

- Adoção de dosagens de traços para o concreto compatível com as dimensões das peças a serem produzidas, principalmente levando-se em consideração as espessuras da parede e taxas de aço.
- Dependendo da necessidade apresentada, torna-se importante à utilização de aditivos para o concreto, melhorando sua trabalhabilidade e plasticidade com resultado imediato no desempenho satisfatório do adensamento.
- A regulagem inadequada dos vibradores, como exposto anteriormente, contribuirá para a formação de bolhas, que podem aparecer do lado interno ou externo das tubulações.

8.4.1.3 Fissuras Longitudinais e Transversais

As fissuras nas tubulações devem ser estudadas convenientemente, por meio de análise e diagnóstico de seu aparecimento, possibilitando que se adotem medidas que as evitem. Elas são extremamente prejudiciais ao desempenho dos pré-moldados e diversas são as causas de sua ocorrência. Dentre elas destacamos:

- A importância da dosagem correta do traço para cada situação de produção.
- A adoção de um processo adequado de cura, empregada após a concretagem (atendida essa recomendação à perda de parte da água contida nos traços é lenta inibindo o aparecimento de fissuras).
- Constatamos uma incidência maior de fissura nos tubos armados, em função da armadura e do processo de fabricação adotado. Nos tubos fabricados pelo processo de compressão radial, quando o equipamento tem apenas um êmbolo, são introduzidos esforços de torção nas peças imediatamente transferidos para as armações, que devem ser devidamente dimensionadas e produzidas para absorver estes esforços. Quando estes cuidados com as armações não são tomados, ao término da concretagem e liberação da forma, pode ocorrer uma movimentação do corpo do tubo, que tende a retornar à posição inicial das armaduras, torcidas pelos efeitos da rotação do êmbolo. A solução indicada é a escolha de um equipamento de produção que tenha dois êmbolos para a compressão radial do concreto, devendo girar em sentidos de rotação contrários, anulando os efeitos de torção sobre as armaduras. Deve-se observar que na produção dos tubos para captação de águas pluviais, usualmente fornecidos com comprimento de 1,50 metros, os efeitos de torção sobre as armaduras são atenuados se estas forem dimensionadas corretamente para absorção destes efeitos. Dessa forma, equipamentos com um único êmbolo podem ser utilizados, com resultados razoáveis de qualidade. Nos tubos com junta elástica para condução de esgoto sanitário, que não podem ter comprimento menor que 2,00 metros, fica inviabilizada tecnicamente sua produção com equipamentos de um só êmbolo.
- Nos tubos vibrados, quando não houver uma preocupação especial com o número de fios verticais e o espaçamento entre eles for relativamente grande, no momento da concretagem pode ocorrer o chamado efeito mola, fazendo com que a armação seja comprimida para baixo pelo concreto e ao liberar as formas, aparecem esforços que procuram retornar as armaduras na posição inicial, ocasionando fissuras transversais. O número de fios verticais e respectivas bitolas devem ser estudados para a eliminação destes efeitos indesejáveis.
- Existe também o aparecimento de fissuras em função da falta de qualidade do piso de estocagem dos produtos recém concretados, que devem ficar rigorosamente nivelados durante o processo de cura.
- O tempo mínimo de cura deve ser respeitado para a movimentação, armazenamento e transporte das peças.

8.4.1.4 Armaduras Expostas

Como em qualquer outra peça de concreto armado é importante a garantia dos recobrimentos mínimos de todas as armaduras, devendo sua confecção seguir um projeto geométrico bem definido e compatível com a peça a ser executada, com a escolha de espaçadores ou distanciadores que fixem as armaduras nas posições projetadas.

Estas recomendações são importantes para a manutenção de um programa que garanta maior durabilidade e tempo de vida útil das peças, principalmente nas situações de grande agressividade do meio.

Os espaçadores devem ser colocados nas peças em posição e quantidade adequada, pois, quando em excesso tornam-se prejudiciais, facilitando a percolação de líquido com ataque danoso às armaduras e dificultando a realização do ensaio de permeabilidade.

8.4.1.5 Resultados Negativos no Ensaio de Absorção de Água

O ensaio de absorção de água nos tubos e aduelas de concreto tem a finalidade de controlar a durabilidade ou tempo de vida útil destas peças, que fazem parte das obras de infra-estrutura, estabelecendo situações compatíveis com as demais obras do mesmo empreendimento.

O conceito de durabilidade é de fácil entendimento, mas de difícil mensuração, sendo avaliado tecnicamente através dos resultados obtidos na realização do ensaio de absorção de água previsto em norma.

Quando os resultados obtidos nos ensaios não são satisfatórios as causas mais comuns devem estar entre as relacionadas a seguir:

- Dosagem inadequada dos traços empregados, possivelmente com um consumo de cimento pequeno, insuficiente para o completo envolvimento de todas as partículas e fechamento dos vazios ou com distribuição incorreta entre os agregados graúdos e miúdos (excessos de finos ou de graúdos aumentam muito a absorção de água pelo concreto, com comprometimento da resistência mecânica).

- Pode ocorrer ainda a situação de um concreto bem dosado, com consumo de cimento e distribuição dos agregados convenientemente ajustados e mesmo assim detectarmos problemas em função da falta de qualidade e eficiência do equipamento de produção utilizado. É evidente que o equipamento destinado à produção deve estar bem ajustado, em perfeitas condições de funcionamento, inclusive com as formas utilizadas para as moldagens em bom estado de conservação.

Mais uma vez ficam evidenciados a dependência por equipamentos adequados, devidamente ajustados aos produtos a serem fabricados, de traços elaborados corretamente, utilização de matéria prima de qualidade comprovada bem como todos os cuidados necessários para execução dos produtos, inclusive no treinamento da equipe de trabalho, com técnicos acompanhando permanentemente o processo de fabricação, principalmente no controle do fator água/cimento, que deve sempre estar entre 0,40 a 0,50, importantíssimo na obtenção de bons resultados nos ensaios de compressão diametral e absorção de água.

8.4.1.6 Resultados Negativos nos Ensaios de Compressão Diametral nos Tubos de Concreto Simples e Armados

Além de todos os fatores citados anteriormente, deve-se salientar a importância do correto dimensionamento e posicionamento das armaduras no momento da concretagem. Estas não devem sair da posição inicialmente prevista em projeto, pois temos paredes esbeltas e qualquer fuga da posição correta trará grandes variações de resultados.

No caso dos tubos armados, este ensaio prevê a verificação de dois resultados importantes: as cargas de fissura e de ruptura. As cargas de fissura dependem fundamentalmente de uma boa matriz, ou seja, de um bom concreto, com dosagens e consumos de cimento adequado e compatível com as classes de resistências envolvidas. Já as cargas de ruptura, dependem das armaduras envolvidas que devem ter dimensionamento adequado, distribuição e posicionamento correto nas peças a serem executadas.

A resistência mecânica é verificada através dos ensaios de compressão diametral, também chamado de ensaio dos três cutelos. Ao observarmos os diagramas de esforços solicitantes de qualquer tubo de concreto, quando submetido ao ensaio dos três cutelos, podemos verificar que os momentos fletores apresentam valores maiores nas paredes internas que nas externas. Isto implica em alguns cuidados, tais como a adoção de armaduras maiores do lado interno que do externo, nos casos de armadura dupla, ou, nos casos de armadura simples, posicioná-las mais próxima da face interna, como já detalhado no capítulo de dimensionamento estrutural.

Por se tratar de paredes relativamente pequenas, qualquer deslocamento das armaduras no momento da concretagem propicia que estas fiquem muito próximas da linha neutra, prejudicando a obtenção de resultados que atendam aos valores mínimos estipulados em norma. Todo fabricante deve buscar soluções próprias para a manutenção das armaduras nos lugares previstos em projeto, pois qualquer variação muda os resultados consideravelmente.



FIGURA 8.6 - Prensa hidráulica para ensaio de compressão diametral em tubos

8.5. CONCLUSÃO

Em virtude da imensa possibilidade de diferentes problemas inerentes ao sistema, caso não sejam convenientemente monitorados, sugerimos que as soluções propostas sejam observadas e seguidas rigorosamente para impedir que se incorra em erros análogos no futuro. Muitos erros tem origem na falta de familiaridade com o equipamento, seus componentes e respectivos processos e alguns na displicência e falta de preparo do pessoal envolvido.

Cada gestor pode aumentar consideravelmente seu domínio sobre o processo como um todo, mediante a análise das variáveis apresentadas, buscando sempre a excelência.



FIGURA 8.7 - Dispositivo para ensaio de estanqueidade de junta e permeabilidade



FIGURA 8.8 - Usina de concreto com misturador planetário de eixo vertical

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Tubo de Concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaio.** NBR 8890 – 2007, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas – Requisitos e métodos de ensaios.** NBR 15396 – 2006, ABNT, Rio de Janeiro.

Execução de Obras



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fabrica de Concreto Internacional



Advogados
Associados



soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

EXECUÇÃO DE OBRAS

Pedro Jorge Chama Neto

9.1 INTRODUÇÃO

As obras de execução de redes coletoras de esgoto, interceptores, emissários e galerias de drenagem urbana, executadas com tubos de concreto, devem obedecer rigorosamente a NBR 8890 – Tubo de Concreto, de seção Circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaio, às plantas, desenhos e detalhes de projeto elaborado segundo a NBR 9649 – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário, NBR 12207 – Projeto de interceptores de esgoto sanitário, NBR 9814 – Execução de rede coletora de esgoto sanitário, NBR 12266 – Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana e às recomendações específicas dos fabricantes dos materiais a serem empregados e demais elementos que a fiscalização de obras venha a fornecer. Eventuais modificações no projeto devem ser efetuadas ou aprovadas pelo projetista, sendo que, aspectos particulares, casos omissos e obras complementares, não consideradas no projeto, devem ser especificados e detalhados pela fiscalização de obras.

Caso haja divergências entre elementos do projeto devem ser adotados os seguintes critérios:

- Divergências entre cotas assinaladas e suas dimensões medidas em escala: prevalecerão as primeiras,
- Divergências entre os desenhos de escalas diferentes: prevalecerão os de maior escala.

O projeto hidráulico deve conter desenhos em planta e perfil, onde sejam assinalados: diâmetro nominal, declividade da tubulação, posicionamento da tubulação na via pública, profundidades, cobrimentos mínimos, pontos de passagem obrigatória, interferências e tipo de pavimento.

A construção da obra deve:

- ser acompanhada por equipe designada pelo contratante e chefiada por profissional legalmente habilitado,
- ter a frente dos trabalhos profissional legalmente habilitado designado pelo contratado,
- ser executada com materiais que obedeçam à NBR 8890,
- ter sua demarcação e acompanhamento executado por equipe de topografia,
- observar a legislação do Ministério do Trabalho que determina obrigações no campo de Segurança, Higiene e Medicina do Trabalho, e
- ser considerada em suas diversas etapas, a saber: locação, sinalização, levantamento ou rompimento da pavimentação, escavação, escoramento, esgotamento, assentamento incluindo tipos de apoio e envolvimento, juntas, reaterro, poços de visita, reposições de pavimento e cadastramento.

Durante a execução das obras não é permitido o bloqueio, obstrução ou eliminação de cursos d'água e canalizações existentes, salvo nos casos em que o construtor apresentar projeto para análise do responsável pela interferência, que fornecerá a aprovação, mediante termo circunstanciado.

9.2 SEGURANÇA, HIGIENE E MEDICINA DO TRABALHO

O construtor será responsável quanto ao uso obrigatório e correto, pelos operários, dos equipamentos de proteção individual de acordo com as Normas de Serviço de Segurança, Higiene e Medicina do Trabalho, devendo promover, por sua conta, o seguro de prevenção de acidentes de trabalho, dano de propriedade, fogo, acidente de veículos, transporte de materiais e outro tipo de seguro que achar conveniente.

Caso seja necessário o uso de explosivos, o construtor deve obedecer às normas específicas de segurança e controle para armazenamento de explosivos e inflamáveis estabelecidos pelas autoridades competentes.

O uso de explosivos em áreas urbanas deve ser autorizado previamente pelas autoridades competentes, cabendo ao construtor tomar as providências para eliminar a possibilidade de danos físicos e materiais.

9.3 ETAPAS DA OBRA

9.3.1 Canteiro de Obras

A contratada antes de iniciar qualquer trabalho, deverá providenciar para aprovação da fiscalização a planta geral do canteiro, indicando: localização do terreno; acessos; redes de água, esgoto, energia elétrica e telefone; localização e dimensão de todas as edificações.

Serão de responsabilidade da contratada a segurança, a guarda e a conservação de todos os materiais, equipamentos, ferramentas, utensílios e instalações da obra.

A contratada deverá manter livre o acesso aos extintores, mangueiras e demais equipamentos situados no canteiro, a fim de poder combater eficientemente o fogo no caso de incêndio, ficando proibida a queima de qualquer espécie de material no local das obras.

Os equipamentos de proteção individual (EPIs) devem ser armazenados de forma adequada e ser de uso obrigatório na obra, conforme norma regulamentadora NR 6 da Portaria nº 3.214 de 08/06/1978 do Ministério do Trabalho.

9.3.2 Recepção e estocagem dos materiais

Por ocasião da entrega dos tubos a fiscalização deve estar presente na obra para verificar o material e supervisionar sua descarga e estocagem, sendo que, os tubos e acessórios devem ser entregues, preferencialmente acompanhados dos relatórios de inspeção.

Os tubos que através de verificação visual, apresentarem danos além dos limites estabelecidos pela NBR 8890, em função do processo de carga no fabricante, transporte e descarga na obra, não devem ser aplicados, devendo ser devolvidos ao fabricante para substituição.

9.3.2.1 Descarga

Deve ser feita adotando-se todos os cuidados necessários à segurança dos operários e de modo a evitar danos aos tubos e acessórios, devendo-se observar o seguinte:

a) O construtor deve providenciar em tempo hábil os dispositivos e equipamentos eventualmente necessários para descarga e empilhamento dos tubos.

b) A descarga deve ser feita pelas laterais do caminhão, com os equipamentos adequados em função do diâmetro e peso dos tubos e, preferencialmente, o mais próximo possível do local de aplicação, de maneira a evitarem-se sucessivas manipulações que venham a provocar danos mecânicos e dimensionais por choque. Recomendam-se equipamentos, tais como, cabo de aço, fita de nylon, tesouras, ganchos, etc. Em nenhuma hipótese deve-se laçar os tubos pelo diâmetro interno. Quando da utilização dos meios mecânicos na descarga dos tubos, deve-se tomar os devidos cuidados e providências para que os cabos não danifiquem os mesmos.

- c) Os tubos não devem ser rolados do caminhão em direção ao solo, utilizando-se pranchas de madeira e não devem ser arrastados, a fim de que os mesmos não sejam danificados.
- d) Estando os tubos suspensos devem ser tomados todos os cuidados necessários para evitar golpes entre tubos ou contra o terreno.
- e) Os anéis de borracha devem ser descarregados em suas embalagens originais.

9.3.2.2 Estocagem

- a) A fiscalização deve designar locais planos, limpos, livres de pedras ou objetos salientes, apropriado para a estocagem dos tubos.
- b) Os tubos não devem ser estocados por um longo período de tempo em condições expostas. Caso não seja possível, os tubos devem ser protegidos principalmente do contato com o solo e sol.
- c) Todos os materiais devem ser estocados de maneira a serem mantidos limpos e de forma que seja evitada a contaminação ou degradação dos mesmos, principalmente dos anéis de borracha, que devem ser estocados protegidos do calor, raios solares, óleo e graxas.
- d) Os tubos devem ser estocados preferencialmente na posição vertical. Quando houver necessidade de estocagem na posição horizontal os tubos devem ser apoiados sobre pontos isolados da ponta e bolsa obedecendo-se as recomendações do fabricante.
- e) Quando os tubos forem estocados de forma empilhada, os mesmos devem ser obrigatoriamente calçados, por motivo de segurança e o fabricante deve informar a altura máxima permitida para empilhamento dos mesmos, em função do diâmetro, de maneira que seja evitado o dano por sobrecarga dos tubos posicionados na parte inferior da pilha. Recomenda-se, de maneira geral, que os tubos não sejam empilhados próximo ao local de abertura das valas e que a altura de empilhamento não exceda os valores indicados na tabela abaixo:

ALTURA MÁXIMA DE EMPILHAMENTO	
DIÂMETRO NOMINAL (mm)	NÚMERO DE PILHAS DE TUBOS
300 - 400	4
500 - 600	3
700 - 1000	2
> 1000	1

- f) No caso dos tubos serem descarregados alinhados ao longo da lateral da vala, deve-se ter atenção para que os mesmos sejam colocados no lado oposto ao local adequado para colocação do material oriundo da escavação e de forma que não prejudique a movimentação do equipamento de escavação.

9.3.3 Locação

A locação e nivelamento das tubulações deverão ser feitos de acordo com o projeto executivo, a partir de marcos de apoio, com elementos topográficos calculados a partir das coordenadas dos vértices do projeto. A precisão da locação deverá garantir um desvio máximo do ponto locado de 1:3000 da poligonal de locação, sendo as cotas do fundo das valas verificadas de 20 em 20 m, antes do assentamento da tubulação e as cotas da geratriz superior verificada logo após o assentamento da tubulação e também antes do reaterro das valas, para correção do nivelamento. Em todos os nivelamentos não deverão ser permitidas visadas superiores a 60 m e a tolerância

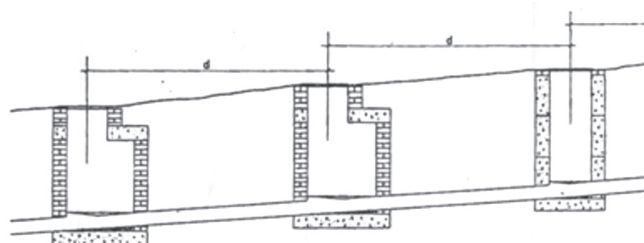


FIGURA 9.1 - Locação, nivelamento e contra-nivelamento da rede

ou erro máximo de nivelamentos permitido em mm é de $t = 10 \text{ raiz quadrada de } K$, onde K é a distância em quilômetros do percurso a nivelar, computado em um só sentido. Os erros, dentro da tolerância podem ser compensados. O nivelamento e contra nivelamento devem ser efetuados sobre o centro dos tampões, conforme figura 9.1, os quais não deverão ser utilizados como pontos de mudança do nivelamento e contranivelamento.

Em complemento às providências anteriores, o construtor tendo em mãos o projeto deve visitar o local das obras e reconhecer o local de implantação da mesma, providenciando o seguinte:

a) Implantação de no mínimo um RN secundário por quadra e PSs (pontos de segurança) em pontos notáveis da via pública não sujeitos as interferências da obra, pelo menos nos cruzamentos. Recomenda-se locar os PSs sobre o passeio, preferencialmente à distância de até 0,30 m do alinhamento predial, numerados seqüencialmente e materializados em campo.

b) Restabelecer a locação primeira reconstituindo os piquetes do eixo da vala e do centro dos PVs (poços de visita).

c) Demarcar no terreno as canalizações, dutos, caixas, etc, subterrâneos que interferem com a execução da obra. Existindo serviços públicos situados nos limites das áreas de delimitação das valas, ficará sob a responsabilidade do construtor a não interrupção daqueles serviços, até que os remanejamentos sejam autorizados.

d) O construtor deve providenciar os remanejamentos de instalações que interferem nos serviços a serem executados. Os remanejamentos devem ser programados pelo construtor com a devida antecedência e de comum acordo com a fiscalização, proprietários e/ou concessionárias dos serviços cujas instalações precisem ser remanejadas.

e) Os danos que porventura sejam causados às instalações existentes durante o remanejamento são de responsabilidade exclusiva do construtor, que deverá obter todas as informações a respeito das instalações a remanejar.

9.3.4 Desmatamento e limpeza

Para o caso de obras não localizadas no perímetro urbano ou em locais onde não existe arruamento, é de responsabilidade do contratante fornecer as licenças necessárias. O construtor somente deve iniciar os serviços após a obtenção de autorização junto aos órgãos competentes para desmatamento, principalmente no caso de árvores de grande porte. Devem ser preservadas as árvores, a vegetação e a grama, localizadas em áreas que pela situação, não interfiram no desenvolvimento dos serviços.

9.3.5 Sinalização

Para obras localizadas em perímetro urbano, devem ser obedecidas as posturas municipais e exigências dos órgãos públicos locais ou concessionárias de serviços. Neste caso, independente das exigências, a execução das obras deve ser protegida e sinalizada contra riscos de acidentes. Com este fim, deve-se:

- proteger e sinalizar a área através do uso de cavaletes e tapumes para cercar o local de trabalho e fazer a contenção do material escavado,
- prever dispositivos de sinalização em obediência as leis e posturas municipais,
- deixar passagem livre e protegida para pedestres,
- manter livre o escoamento superficial das águas de chuvas, e
- prever sistema de vigilância efetuado por pessoal devidamente habilitado e uniformizado.

Independente das exigências acima, sempre deve ser utilizado sinalização preventiva com placas indicativas, cones de sinalização (borracha), cavaletes, dispositivos de sinalização refletiva e iluminação de segurança ao longo da vala, conforme figuras ilustrativas 9.2 e 9.3.

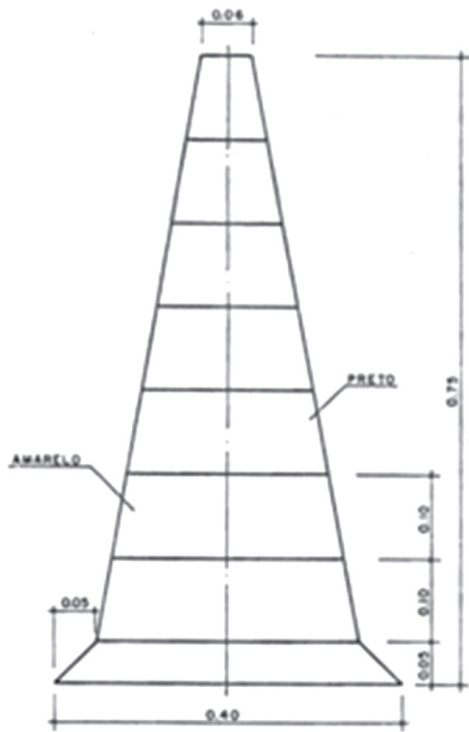


FIGURA 9.3 - Cone de sinalização

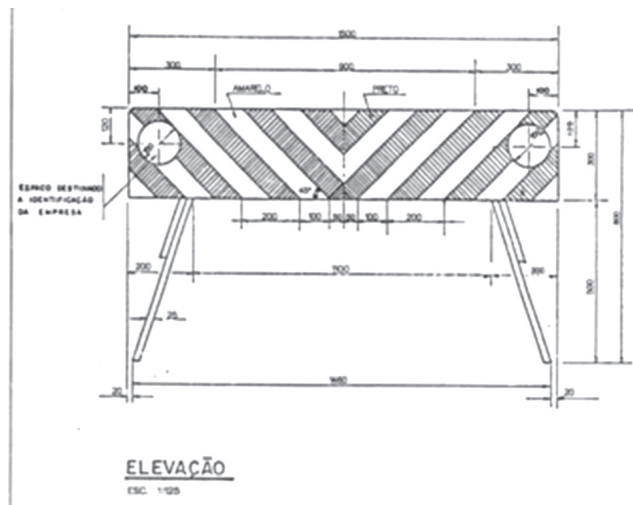


FIGURA 9.2 - Cavalete para sinalização

Os tapumes a serem utilizados para cercar o perímetro de todas as obras urbanas podem ser do tipo de placas laterais, chapas de madeira compensada, tábuas de madeira ou chapas de metal, conforme modelos apresentados nas figuras 9.4 e 9.5. Deve ser provida a permanente manutenção na parte externa do tapume, devendo ser periodicamente pintado ou caiado, de forma a garantir sua permanente limpeza e visibilidade.

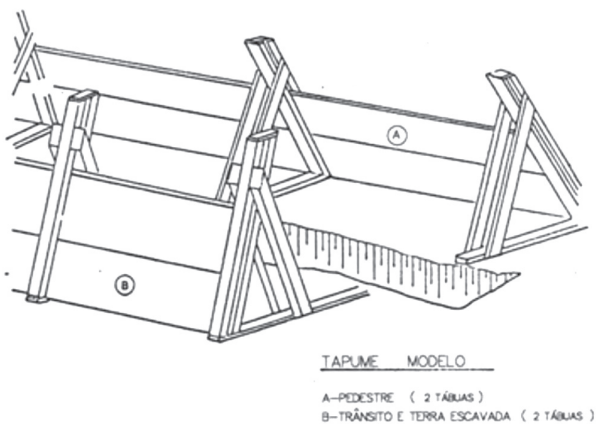
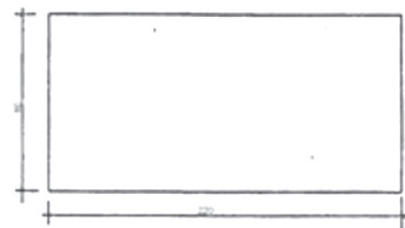
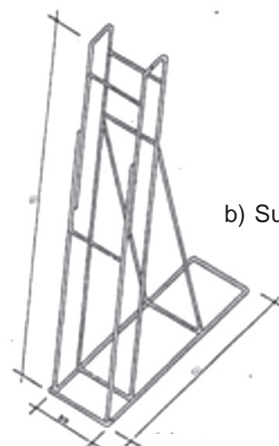


FIGURA 9.4 - Tapume de madeira



a) chapa de madeira compensada pintada



b) Suporte de aço ϕ

FIGURA 9.5 - Tapume de chapa compensada com suporte metálico

9.3.6 Posicionamento da vala

O posicionamento da vala deve ser feito de acordo com o projeto. Quando o posicionamento não estiver bem definido ou for inexecutável, deve ser observado o seguinte:

a) As valas devem ser localizadas no leito carroçável quando:

- Os passeios laterais não tiverem a largura mínima necessária ou existirem interferências de difícil remoção,

- Resultar em vantagem técnica ou econômica,
- A vala no passeio oferecer risco às edificações adjacentes,
- Os regulamentos oficiais impedirem sua execução no passeio.

b) As valas devem ser localizadas no passeio quando:

- O projeto prever rede dupla,
- Os passeios tiverem espaço disponível,
- Houver vantagem técnica e econômica,
- A rua for de tráfego intenso e pesado,

c) Regulamentos municipais impedirem sua execução no leito carroçável da rua.

Para valas localizadas no leito carroçável da rua devem ser cumpridas as seguintes condições:

a) A distância mínima entre as tubulações de água e tubulações de esgoto ou águas pluviais deve ser no mínimo 1,00 m e a tubulação de água deve ficar, no mínimo, 0,20 m acima das outras.

b) Nas redes duplas, as tubulações devem ser localizadas o mais próximo possível dos meios fios, uma em cada terço lateral do leito.

Para valas localizadas nos passeios devem ser cumpridas as seguintes condições:

a) O eixo das tubulações deve ser localizado a uma distância mínima de 0,80 m do alinhamento dos lotes,

b) A distância mínima entre as tubulações de água e tubulações de esgoto ou águas pluviais deve ser no mínimo 0,60 m e a tubulação de água deve ficar, no mínimo, 0,20 m acima das outras.

9.3.7 Levantamento ou rompimento de pavimentação

A remoção da pavimentação deve ser executada de acordo com as normas, regulamentos e instruções adotadas pelo órgão público municipal. Na inexistência destas exigências recomenda-se:

a) remover a pavimentação na largura da vala acrescida de:

- 15 cm para cada lado, no leito da rua, e
- 10 cm para cada lado, no passeio.

No caso de pavimento asfáltico o corte deve ser feito preferencialmente com marteletes pneumáticos ou discos de corte. Após o corte o material deve ser removido e imediatamente transportado para bota fora.

No caso de paralelepípedos ou blocos a remoção deve ser feita preferencialmente com alavancas ou com picaretas. Após a retirada do pavimento deve-se estocar convenientemente e a uma distância segura da vala os elementos removidos, para posterior recolocação.

No caso de passeios a remoção deve ser feita com marteletes ou picaretas e posteriormente o material deve ser removido e transportado para bota fora.

9.3.8 Escavação

A escavação compreende na remoção dos diferentes tipos de solo, desde a superfície natural do terreno até a cota especificada no projeto. Poderá ser manual ou mecânica, em função das particularidades existentes.

Para os serviços de movimento de terra deverão ser considerados os seguintes aspectos:

- A abertura das valas e travessias em vias e logradouros públicos só poderá ser iniciada após a comunicação e aprovação do órgão municipal.

- As escavações sob ferrovias, rodovias ou em faixa de domínio de concessionárias de serviços públicos só poderão ser iniciadas depois de cumpridas as exigências estabelecidas pelas mesmas.

- Ao iniciar a escavação, deverá ser feito a pesquisa de interferências, para que não sejam danificados quaisquer tubos, caixas, cabos, postes ou outros elementos e estruturas existentes próximas a área de escavação. Caso a escavação venha a interferir com galerias ou tubulações, as mesmas deverão ser remanejadas ou escoradas e sustentadas. Deverão ser mantidas livres as grelhas, tampões e bocas de lobo das redes dos serviços públicos, juntos as valas, não devendo estes componentes serem danificados ou entupidos.

- As valas deverão ser abertas no sentido de juzante para montante, a partir dos pontos de lançamento.

- Os equipamentos a serem utilizados deverão ser adequados aos tipos de escavação, sendo que, para valas de profundidade até 4,00 m, com escavação mecânica, recomenda-se utilizar retroescavadeiras, podendo ser utilizada escavação manual no acerto final da vala. Para escavação mecânica de valas com profundidade além de 4,00 m recomenda-se o uso de escavadeira hidráulica. Caso a empresa não disponha de escavadeira hidráulica poderá ser utilizada retroescavadeira, desde que seja feito o rebaixamento do terreno para se atingir a profundidade desejada.

- No caso de escavação em terreno de boa qualidade, ao se atingir a cota indicada no projeto, deverão ser feitas a regularização e limpeza do fundo da vala. Caso ocorra a presença de água a escavação deverá ser ampliada para conter o lastro. As operações somente poderão ser executadas com a vala seca ou com a água do lençol freático totalmente desviada para drenos laterais, junto ao escoramento, quando houver.

- Quando o greide final da escavação estiver situado em terreno cuja capacidade suporte do terreno não for suficiente para servir como fundação direta, o fundo da vala deverá ser rebaixado para comportar um colchão de bica corrida, pedra britada e pedra de mão compactada em camadas, com acabamento em brita 1 (um). Havendo necessidade ou previsão em projeto poderá ser usado lastro, laje e berço.

- Se o material escavado for apropriado para utilização no aterro, em principio, deverá ser depositado ao lado ou perto da vala, em distância superior a 1,00 m, sendo que, caso seja possível, recomenda-se que esta distância seja ampliada para uma distância igual a profundidade da vala.

- Se o fundo da vala estiver situado em cota onde haja a presença de rocha ou material indeformável, será necessário aprofundar a vala e executar embasamento com material desagregado, de boa qualidade, normalmente areia ou terra, em camada de espessura não inferior a 0,15 m.

- Qualquer excesso de escavação ou depressão no fundo da vala deve ser preenchido com material granular fino compactado.

- As cavas para os poços de visita terão dimensão interna livre, no mínimo igual à medida externa da câmara de trabalho ou balão, acrescida de 0,60 m.

- Somente serão permitidas valas sem escoramento para profundidades até 1,25 m, sendo que, a largura da vala deve ser no mínimo, igual ao diâmetro do coletor mais 0,50 m para tubos até 500 mm de diâmetro e 0,60 m para tubos de diâmetros iguais ou superiores a 500 mm. Como orientação, em função do tipo de escoramento, poderá ser utilizada a tabela 9.1, apresentada a seguir.

TABELA 9.1 – Dimensões de vala para assentamento de tubulações de Esgoto e drenagem
– Tubos de concreto (NBR 12266)

DIÂMETRO (mm)	PROFUNDIDADE (m)	LARGURA DA VALA EM FUNÇÃO DO TIPO DE ESCORAMENTO E PROFUNDIDADE			
		S/ ESCORAMENTO E PONTALETEAMENTO	DESCONTÍNUO E CONTÍNUO	ESPECIAL	METÁLICO-MADEIRA
300	0-2	0,80	0,80	0,90	-
	2-4	0,90	1,00	1,20	1,85
	4-6	1,00	1,20	1,50	2,00
	6-8	1,10	1,40	1,80	2,15
400	0-2	0,90	1,10	1,20	-
	2-4	1,00	1,30	1,50	2,15
	4-6	1,10	1,50	1,80	2,30
	6-8	1,20	1,70	2,10	2,45
500	0-2	1,10	1,30	1,40	-
	2-4	1,20	1,50	1,70	2,35
	4-6	1,30	1,70	2,00	2,50
	6-8	1,40	1,90	2,30	2,65
600	0-2	1,20	1,40	1,50	-
	2-4	1,30	1,60	1,80	2,45
	4-6	1,40	1,80	2,10	2,60
	6-8	1,50	2,00	2,40	2,75
700	0-2	1,30	1,50	1,60	-
	2-4	1,40	1,70	1,90	2,55
	4-6	1,50	1,90	2,20	2,70
	6-8	1,60	2,10	2,50	2,85
800	0-2	1,40	1,60	1,70	-
	2-4	1,50	1,80	2,00	2,65
	4-6	1,60	2,00	2,30	2,80
	6-8	1,70	2,20	2,60	2,90
900	0-2	1,50	1,70	1,80	-
	2-4	1,60	1,90	2,10	2,75
	4-6	1,70	2,10	2,40	2,90
	6-8	1,80	2,30	2,70	3,05
1000	0-2	1,60	1,80	1,90	-
	2-4	1,70	2,00	2,10	2,85
	8	1,80	2,20	2,50	3,00
	6-8	8	2,40	2,80	8

9.3.9 Escoramento

Deverá ser utilizado escoramento sempre que as paredes laterais da vala, poços e cavas forem constituídas de solo possível de desmoronamento, bem como nos casos em que, devido aos serviços de escavação, seja constatada a possibilidade de alteração da estabilidade do que estiver próximo à região dos serviços.

É obrigatório o escoramento para valas de profundidades superiores a 1,25 m, conforme Portaria nº 18, do Ministério do Trabalho – item 18.6.5.

Na execução do escoramento, devem ser utilizadas madeiras duras, como peroba, canafistula, sucupira etc., sendo as estroncas de eucalipto, com diâmetro não inferior a 0,20 m, colocadas perpendicularmente ao plano do escoramento. Se por algum motivo o escoramento tiver de ser deixado definitivamente na vala, deverá ser retirada da cortina de escoramento uma faixa de aproximadamente 0,90 m abaixo do nível do pavimento ou da superfície do terreno.

Para se evitar a sobrecarga do escoramento, o material escavado deverá ser colocado numa distância mínima da lateral da vala, conforme explicitada no item 10.3.8 – Escavação, e deverão sempre ser realizadas vistorias para evitar a penetração de água na vala.

Quando a vala for aberta em solos saturados, as fendas entre tábuas e pranchas do escoramento devem ser calafetadas a fim de impedir que o material do solo seja carregado para dentro da vala, evitando-se o solapamento desta e o abatimento da via pública.

As especificações mínimas das peças e os espaçamentos máximos usuais dos escoramentos, quando não especificados em projeto, devem ser:

9.3.9.1 Pontaletamento

Normalmente este tipo de escoramento é utilizado em terrenos argilosos de boa qualidade com profundidades até 2,00 metros. Consiste em escorar utilizando-se tábuas de madeira de 2,7 cm x 30 cm, espaçadas de 1,35 m, travadas transversalmente por estroncas de eucalipto de diâmetro igual a 20 cm, espaçadas verticalmente de 1,00 m, conforme figura 9.6.

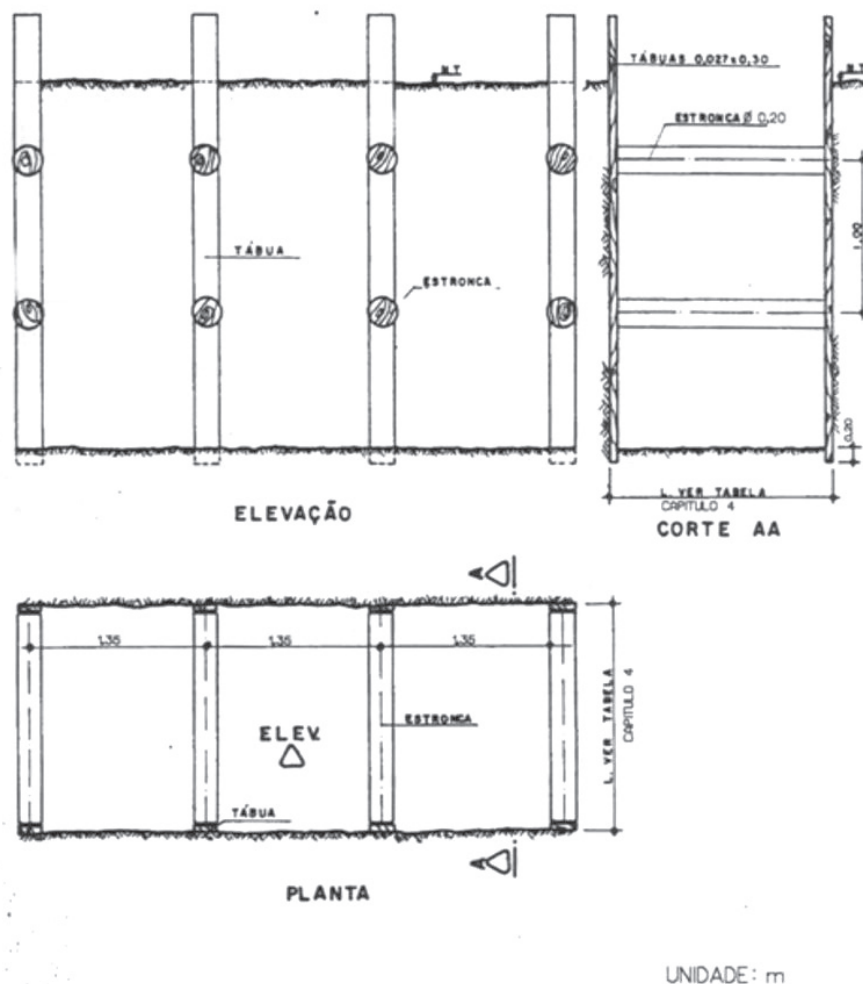


FIGURA 9.6 - Pontaletamento

9.3.9.2 Escoramento descontínuo

Normalmente este tipo de escoramento é utilizado em terrenos firmes, sem a presença de lençol freático, com profundidades até 3,00 metros. Consiste em escorar utilizando-se tábuas de madeira de 2,7 cm x 30 cm, espaçadas a cada 30 cm e travadas horizontalmente por longarinas de 6 cm por 16 cm em toda extensão, espaçadas verticalmente de 1,00 m. O travamento transversal é garantido por estroncas de eucalipto de diâmetro igual a 20 cm, espaçadas a cada 1,35 m. As estroncas não devem coincidir com o final das longarinas devendo ficar sempre a uma distância mínima de 40 cm das extremidades da longarina, conforme figura 9.7.

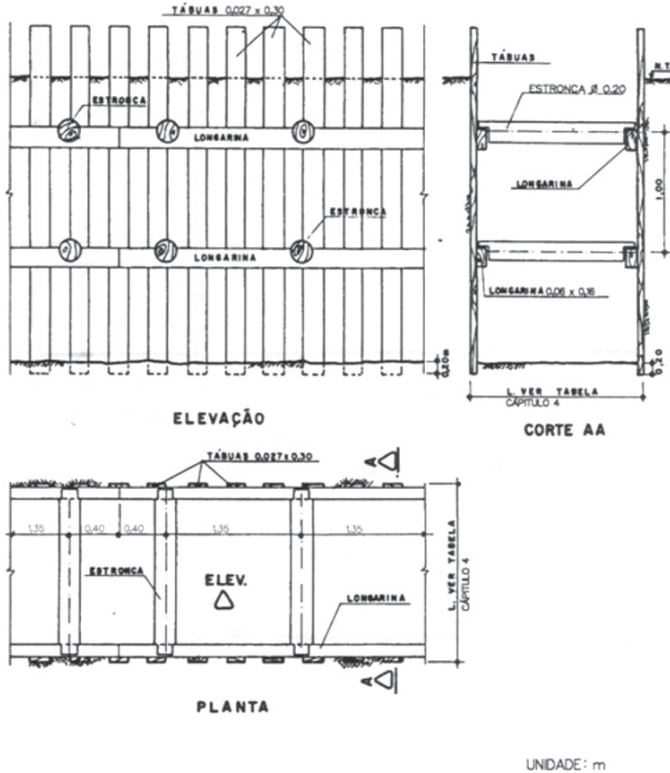


FIGURA 9.7 - Escoramento descontínuo

9.3.9.3 Escoramento contínuo

Normalmente este tipo de escoramento é utilizado em qualquer tipo de solo, com exceção dos arenosos, na presença de lençol freático, com profundidades de valas de até 4,00 metros. Consiste em escorar utilizando-se pranchas de madeira de 2,7 cm x 30 cm, encostadas uma na outra e travadas horizontalmente por longarinas de 6 cm por 16 cm em toda extensão, espaçadas verticalmente de 1,00 m. O travamento transversal é garantido por estroncas de eucalipto de diâmetro igual a 20 cm, espaçadas a cada 1,35 m. As estroncas não devem coincidir com o final das longarinas devendo ficar sempre a uma distância mínima de 40 cm das extremidades da longarina, conforme figura 9.8.

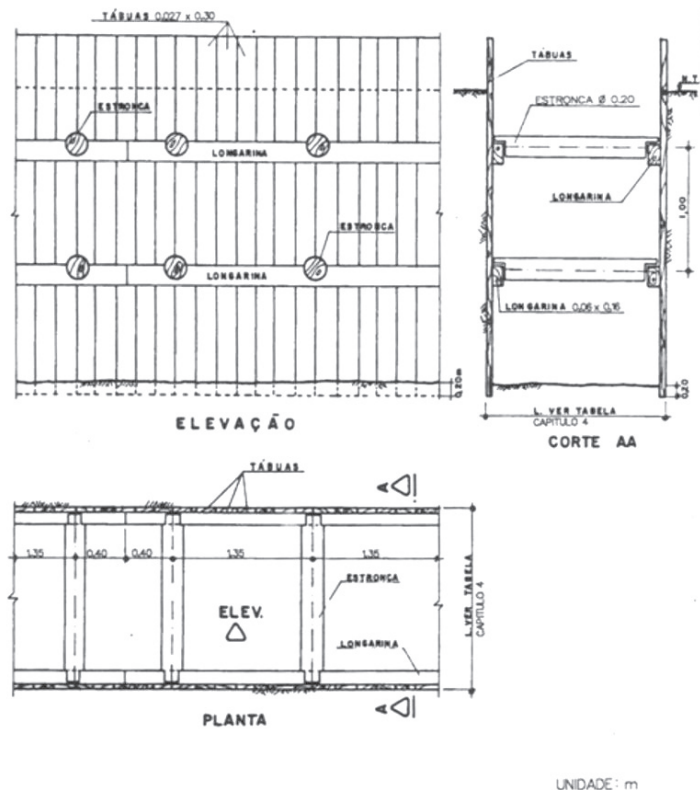


FIGURA 9.8 - Escoramento contínuo

9.3.9.4 Escoramento especial

Normalmente este tipo de escoramento é utilizado em qualquer tipo de solo e principalmente nos arenosos na presença de lençol freático, onde as pranchas macho-fêmea não permitem a passagem do solo junto com água.

Pode ser utilizado para substituir o escoramento contínuo nas valas com profundidades acima de 4,00 metros. Consiste em escorar utilizando-se pranchas de peroba de 6 cm x 16 cm do tipo macho-fêmea, encostadas uma na outra e travadas horizontalmente por longarinas de 8 cm por 18 cm em toda extensão, espaçadas verticalmente de 1,00 m. O travamento transversal é garantido por estroncas de eucalipto de diâmetro igual a 20 cm, espaçadas a cada 1,35 m. As estroncas não devem coincidir com o final das longarinas devendo ficar sempre a uma distância mínima de 40 cm das extremidades da longarina, conforme figura 9.9

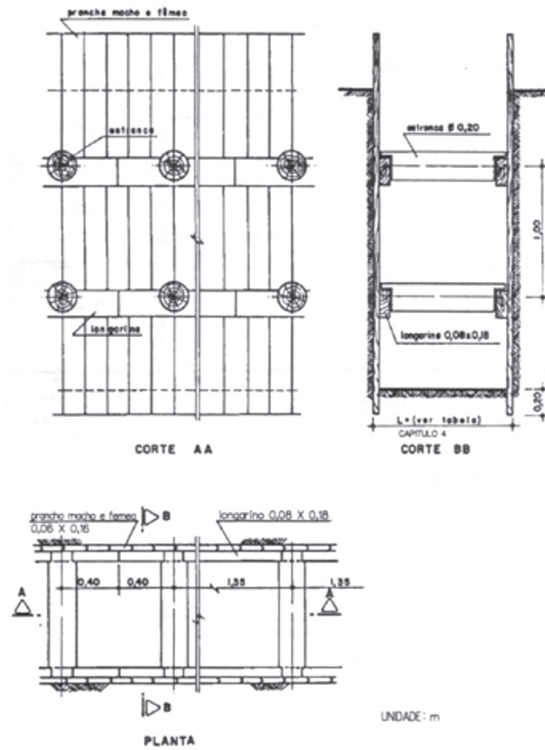


FIGURA 9.9 - Escoramento especial

9.3.9.5 Escoramento metálico madeira

A contenção do solo lateral é feita através de vigas de peroba de 6 cm x 16 cm, encaixadas em perfis metálicos duplo T, com dimensões variando de 25 a 30 cm (10" a 12"), cravados no terreno e espaçados de 2,00 m um do outro. Os perfis são contidos por longarinas metálicas duplo T de 30 cm (12") e travadas por estroncas metálicas duplo T de 30 cm (12") espaçadas a cada 3,00 m. Para valas com profundidades até 6,00 m no geral, basta um quadro de estroncas-longarinas. Para valas com profundidade entre 6,00 m e 7,50 m haverá necessidade de um quadro adicional e para profundidades maiores o escoramento deverá ser calculado.

A cravação do perfil metálico poderá ser feita por bate-estacas (queda livre), martelo vibratório ou pré-furo. Detalhe do escoramento pode ser visualizado na figura 9.10

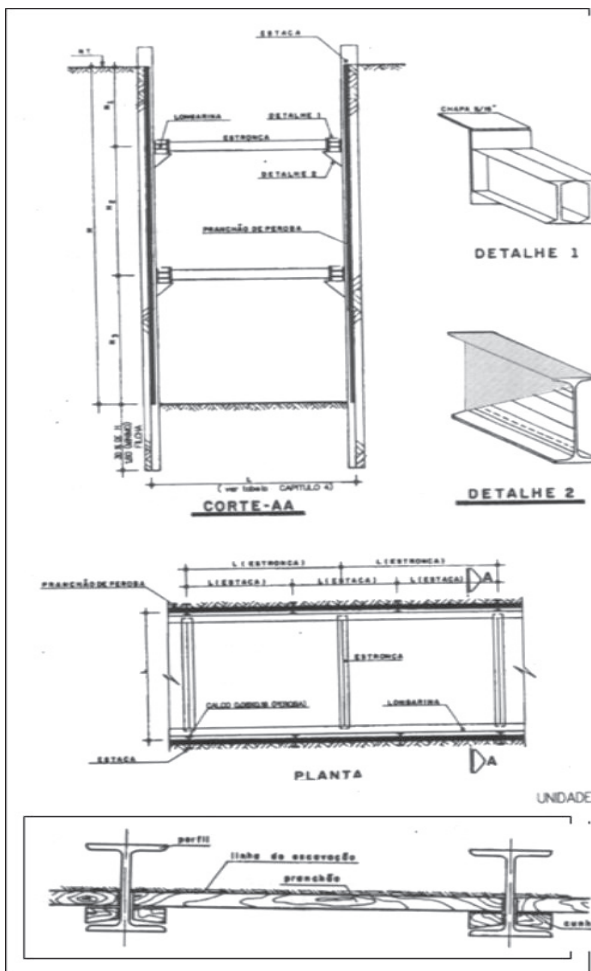


FIGURA 9.10 - Escoramento metálico-madeira

Caso na localidade em que será executada a obra, as bitolas comerciais de tábuas, pranchas e vigas não coincidam com as indicadas, devem ser utilizadas peças com o módulo de resistência equivalente ou com dimensões imediatamente superiores.

Dependendo dos tipos de solos e profundidades das valas podem ser usados outros tipos de contenção lateral, tais como, estacas pranchas metálicas de encaixe, caixões deslizantes, etc. As estacas-prancha e tábuas podem ser cravadas por bate-estacas ou por marreta, sendo que o topo da peça à cravar deve ser protegido para evitar lascamento.

A ficha do escoramento deve ser de pelo menos 7/10 da largura da vala, com um mínimo de 0,50 m.

9.3.9.6 Remoção do escoramento

O escoramento não deve ser retirado antes do reenchimento atingir 0,60 m acima da tubulação ou 1,50 m abaixo da superfície natural do terreno, desde que seja de boa qualidade. Caso contrário o escoramento somente deve ser retirado quando a vala estiver totalmente reaterrada.

Nos escoramentos metálico-madeira o contraventamento de longarinas deve ser retirado quando o aterro atingir o nível dos quadros e as estacas metálicas devem ser retiradas quando a vala estiver totalmente reaterrada.

O vazio deixado pelo arrancamento dos perfis e estacas metálicas deve ser preenchido com areia compactada por vibração ou por percolação de água.

9.3.10 Esgotamento

Quando a escavação atingir o lençol d'água, deve-se manter o terreno permanentemente drenado.

O esgotamento deve ser obtido por meio de bombas, executando-se no fundo da vala drenos junto ao escoramento, fora da faixa de assentamento da tubulação, para que a água seja coletada pelas bombas em poços de sucção, protegidos por cascalho ou pedra britada, a fim de evitar erosão por carreamento do solo.

Em casos excepcionais, o rebaixamento do lençol deve ser feito por meio de ponteiros filtrantes, poços profundos ou injetores.

O construtor e a fiscalização devem estar atentos quanto a possibilidade de abatimento das faixas laterais à vala, que pode provocar danos em tubulações, galerias e dutos diversos, ou ainda recalque das fundações dos prédios vizinhos, para que possam adotar em tempo hábil as medidas necessárias de proteção.

Não havendo especificação no projeto deve ser dada preferência às bombas para esgotamento do tipo auto-escorvante ou submersa.

As instalações de bombeamento deverão ser dimensionadas com suficiente margem de segurança e deverão ser previstos equipamentos de reserva, incluindo grupo moto-bombas diesel, para eventuais interrupções de energia elétrica.

9.3.11 Assentamento

O assentamento da tubulação deverá seguir paralelamente à abertura da vala, de juzante para montante, com a bolsa voltada para montante. Sempre que o trabalho for interrompido, o último tubo assentado deverá ser tamponado, a fim de evitar a entrada de elementos estranhos. Nas valas inundadas pelas enxurradas, findas as chuvas e esgotadas as valas, os tubos já assentados deverão ser limpos internamente.

A descida dos tubos na vala deverá ser feita cuidadosamente, manualmente ou com o auxílio de equipamentos mecânicos. Os tubos devem estar limpos internamente e sem defeitos, não podendo ser assentadas as peças trincadas. Cuidado especial deve ser tomado principalmente com as bolsas e pontas dos tubos, contra possíveis danos na utilização de cabos e/ou tesouras.

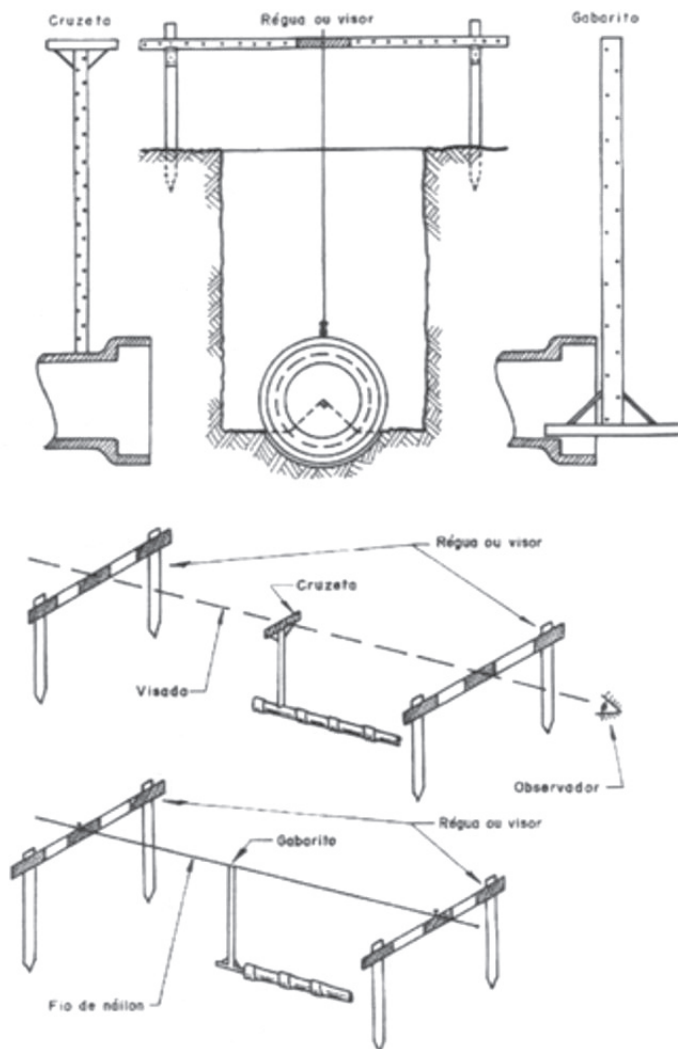


FIGURA 9.11 - Controle do greide no assentamento das tubulações

À medida que for sendo concluída a escavação e o escoramento da vala, deve ser feita a regularização e o preparo do fundo da vala. O greide do coletor poderá ser obtido por meio de réguas niveladas com a declividade do projeto (visores) que devem ser colocadas na vertical do centro dos PVs e em pontos intermediários do trecho, conforme figura 9.11.

Quando a declividade for menor que 0,001 m/m, ou quando se desejar maior precisão no assentamento, o greide deve ser determinado por meio de instrumento topográfico, ou aparelho emissor de raio laser, desde que o levantamento topográfico inicial tenha sido feito com precisão igual ou maior. A utilização de raio laser é indicada para travessias subterrâneas de ruas com tráfego intenso, ferrovias e rodovias, casos em que os serviços não podem ser feitos a céu aberto, exigindo o emprego de métodos não destrutivos, tais como, tubos cravados, minitúnel (minishield), etc.

Durante o assentamento das tubulações, as mudanças de direção, diâmetro ou declividades devem ser obrigatoriamente feitas nos poços de visita. No caso de mudança de diâmetro o assentamento das tubulações deve ser feito de tal forma que as geratrizes superiores externas sejam coincidentes.

9.3.11.1 Preparo do fundo de vala

O fundo da vala deve ser regular e uniforme, obedecendo à declividade prevista em projeto e isento de saliências e reentrâncias. As eventuais reentrâncias devem ser preenchidas com material adequado, convenientemente compactado, de modo a se obter as mesmas condições de suporte do fundo da vala normal.

a) Em terrenos firmes e secos, com capacidade de suporte satisfatória, o apoio do tubo pode ser feito diretamente sobre o solo (Apoio direto), conforme figura 9.12.

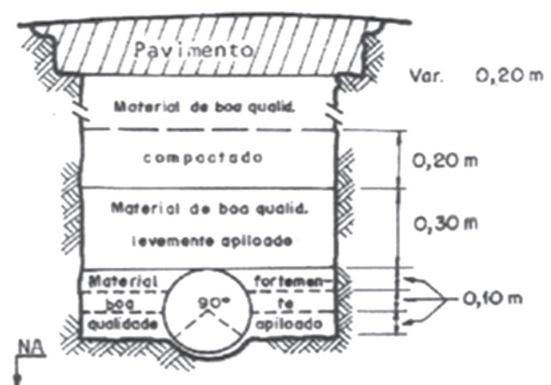


FIGURA 9.12 - Assentamento com apoio direto no solo

b) Em terrenos firmes, com capacidade suporte satisfatória, porém situado abaixo do nível do lençol freático, após o necessário rebaixamento do fundo da vala, deve ser preparado um lastro de brita 3 e 4 ou cascalho grosso com a espessura variando de 10 cm a 15 cm, com uma camada adicional de 5 cm de material granular fino, conforme figura 9.13.

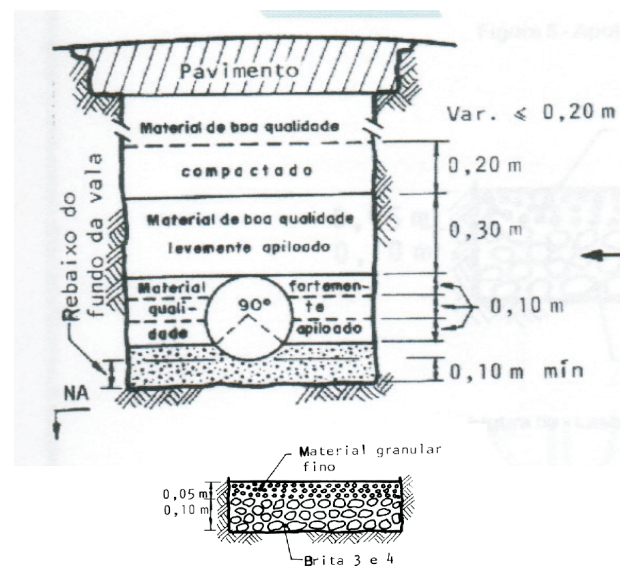


FIGURA 9.13 - Assentamento sobre leito de material granular

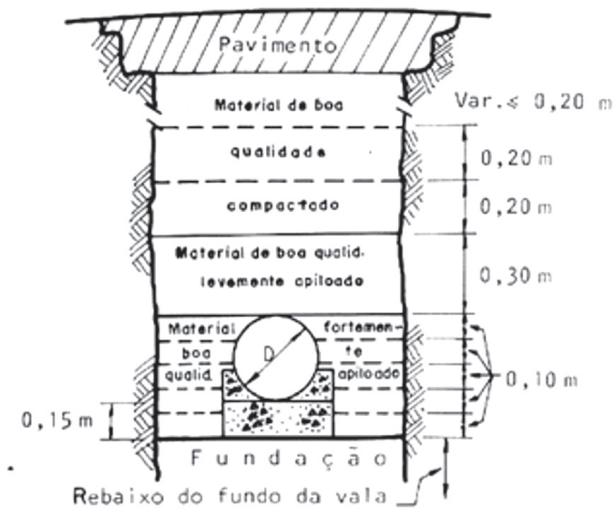


FIGURA 9.14 - Apoio sobre laje e berço de concreto

Nos casos (a) e (b), uma vez concluído o nivelamento e o adensamento do material, deve-se preparar uma cava para o alojamento da bolsa do tubo, abrangendo no mínimo um setor de 90° da secção transversal.

c) Em terrenos compressíveis e instáveis (p.ex. argila saturada ou lodo), sem condições mecânicas mínimas para o assentamento dos tubos, o apoio da tubulação é feito sobre laje de concreto simples ou armado, conforme figura 9.14, executada sobre um dos tipos de fundação:

- Lastro de brita 3 e 4, ou cascalho grosso com espessura mínima de 15 cm, conforme figura 9.15.
- Embasamento de pedra de mão, com espessura máxima de 1,00 m, conforme figura 9.16.
- Estacas com diâmetro mínimo de 0,20 m e comprimento mínimo de 2,00 m, conforme figura 9.17.

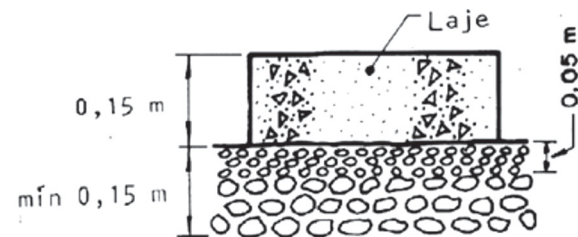


FIGURA 9.15 - Laje sobre lastro de brita (fundação)

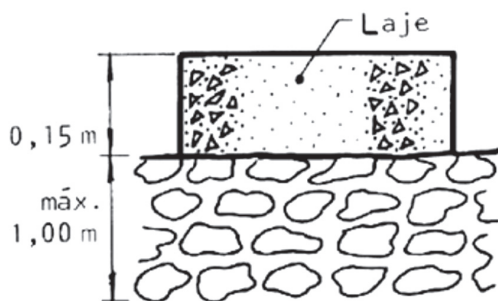


FIGURA 9.16 - Laje sobre embasamento de pedra de mão (fundação)

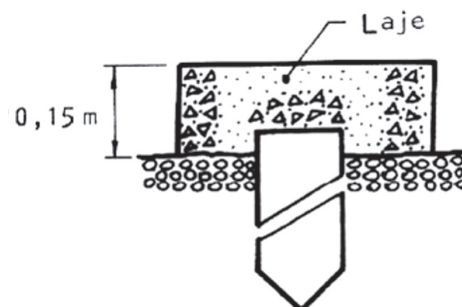


FIGURA 9.17 - Laje sobre estaca (fundação)

Para o perfeito apoio dos tubos sobre a laje, deve ser executado um berço contínuo de concreto com altura de 1/3 a 1/2 diâmetro do tubo.

d) Em terrenos rochosos a escavação que foi aprofundada, de pelo menos 15 cm, deve ser reenchida com material granular fino para garantir um perfeito apoio à tubulação, conforme figura 9.18.

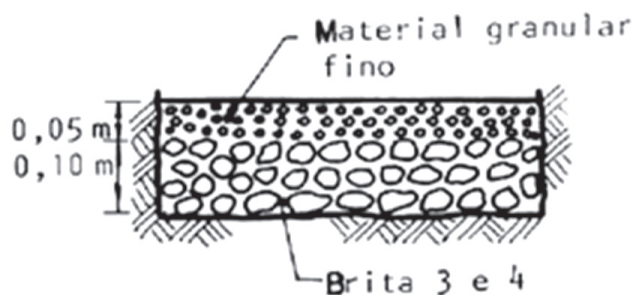


FIGURA 9.18 - Assentamento sobre leito de material granular fino

9.3.11.2 Juntas

Antes da execução das juntas, deve ser verificado se as extremidades dos tubos estão perfeitamente limpas.

a) Juntas elásticas

A execução das juntas elásticas deve obedecer a seguinte seqüência:

- Verificar se os anéis correspondem ao especificado pela NBR 8890 e se estão em bom estado e livre de sujeiras, principalmente óleos e graxas.
- Limpar as faces externas das pontas dos tubos e as internas das bolsas e, principalmente, a região de encaixe do anel. Verificar se o chanfro da ponta do tubo não foi danificado.
- Colocar o anel no chanfro situado na ponta do tubo, observando-se que o mesmo não deve sofrer movimento de torção, durante o seu posicionamento.
- Posicionar a ponta do tubo junto a bolsa do tubo já assentado, proceder o alinhamento da tubulação e realizar o encaixe, empurrando-o manualmente (alavancas) ou através de equipamentos (tirfor). Tomar o devido cuidado para não danificar o tubo na operação de encaixe e não provocar esforços no anel, tais como, tração, torção, ou compressão.
- Verificar se o anel de borracha permaneceu no seu alojamento.

Não utilizar, em hipótese alguma, lubrificante nos anéis, que possam afetar as características da borracha, tais como, graxas ou óleos minerais.

b) Juntas elásticas incorporadas

A execução das juntas elásticas deve obedecer a seguinte seqüência:

- Verificar se o anel incorporado ao tubo corresponde ao especificado e se esta em bom estado e livre de sujeiras, principalmente óleos e graxas.
- Limpar as faces externas das pontas dos tubos e as internas das bolsas e, principalmente a região do anel. Verificar se o chanfro da ponta do tubo não foi danificado.
- Posicionar a ponta do tubo junto a bolsa do tubo já assentado, proceder o alinhamento da tubulação e realizar o encaixe, empurrando-o manualmente (alavancas) ou através de equipamentos (tirfor). Tomar o devido cuidado para não danificar o tubo na operação de encaixe e não provocar esforços no anel, tais como, tração, torção, ou compressão.
- Verificar se o anel de borracha não foi danificado.

Não utilizar, em hipótese alguma, lubrificante no anel, que possa afetar as características da borracha, tais como, graxas ou óleos minerais.

c) Juntas rígidas

A execução das juntas rígidas deve obedecer a seguinte seqüência:

- Limpar as faces externas das pontas dos tubos e as internas das bolsas e verificar se o tubo não foi danificado.

- Após o correto posicionamento da ponta do tubo junto a bolsa do tubo já assentado, proceder o alinhamento da tubulação e realizar o encaixe. Tomar o devido cuidado para não danificar o tubo na operação de encaixe.

- Executar a junta com argamassa de cimento e areia no traço 1:3, respaldadas com uma inclinação de 45° sobre a superfície do tubo.

- Verificar se a argamassa foi colocada em todo o perímetro do tubo, principalmente na base da geratriz inferior do tubo.

Este tipo de junta não deve ser executada em redes de esgoto, pelo fato de permitir infiltração e vazamento, em decorrência do deslocamento por efeito de retração e deterioração da argamassa pelo ataque do esgoto.

d) Conexão no poço de visita

- A execução da conexão do tubo ao poço de visita, deve ser realizada por métodos que garantam a perfeita estanqueidade, principalmente nas redes de esgotos, de forma a evitar infiltrações no PV.

9.3.12 Reaterro e recobrimento especial de valas, cavas e poços

As seguintes recomendações devem ser observadas na execução do reaterro:

a) Antes de iniciar o reaterro deve-se retirar todos materiais estranhos da vala, tais como: pedaços de concreto, asfalto, raízes, madeiras, etc.

b) Para execução do reaterro utilizar, preferencialmente, o mesmo solo escavado. Quando o solo for de má qualidade utilizar solo de jazida apropriada. Não são aceitáveis como material do reaterro argilas plásticas e solos orgânicos, ou qualquer outro material que possa ser prejudicial física ou quimicamente para o concreto e armadura dos tubos.

c) O reaterro e a compactação devem ser feitos concomitantemente com a retirada do escoramento. Para isso devem ser adotados os seguintes procedimentos:

- Numa primeira fase é mantido o escoramento e executado o reaterro até o nível da 1ª estronca. Retira-se então a estronca e a longarina (caso seja o caso) e o travamento fica garantido pelo próprio solo do reaterro.

- Prossegue-se com o reaterro até o nível da 2ª estronca, retira-se a mesma e a longarina (caso seja o caso) e assim sucessivamente até o nível desejado.

- As pranchas verticais e os perfis metálicos (quando o escoramento for metálico madeira) só deverão ser retirados no final do reaterro. Para isso utilizam-se guindastes, retroescavadeiras ou outros dispositivos apropriados.

d) O reaterro deve ser dividido em duas zonas distintas, sendo a primeira da base da vala até 30 cm acima da tubulação e a outra do plano situado 30 cm acima da tubulação até a base do pavimento, conforme figura 9.19.

- Inicialmente executa-se o enchimento lateral da vala, com material de boa qualidade isento de pedras e outros corpos estranhos, proveniente da escavação ou importado e em seguida estende-se o reaterro até 30 cm acima da tubulação, procedendo à compactação manualmente.

- Em seguida o reaterro deve ser feito em camadas com espessuras de 20 cm (material solto), compactado através de compactadores manuais ou mecânicos. De preferência deve-se fazer o controle de compactação, de maneira que seja atingido 95% do proctor normal.

A compactação em camadas de pequena espessura (máximo de 20 cm), visa evitar bolsões sem compactação.

- No caso de valas mais profundas, a altura da camada compactada, a critério da fiscalização, pode ser restringida a 1 m abaixo da base do pavimento.

- Observações

1 - Em ruas de terra ou locais onde não haverá trafego de veículos o aterro pode ser executado em camadas apiloadas manualmente.

2 - Não se deve em hipótese alguma utilizar equipamentos manuais ou mecânicos para compactação da camada de aterro situada até 30 cm acima da tubulação, exceto, nos casos onde os tubos foram dimensionados para tal situação.

e) Quando o solo for muito arenoso, o adensamento será mais eficiente através de vibração. Portanto, pode-se utilizar água e vibrador (do mesmo tipo utilizado em concreto).

f) De maneira geral, deve-se iniciar a compactação do centro da vala para as laterais, tomando-se os devidos cuidados para nas camadas iniciais não danificar a tubulação.

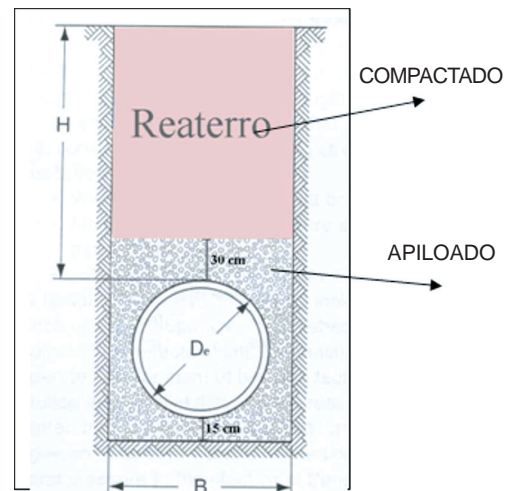


FIGURA 9.19 -
Desenho esquemático do reaterro

9.3.13 Poços de visita

Os poços de visita podem ser de três tipos: alvenaria, conforme figura 9.20, aduelas de concreto pré-moldado, conforme figura 9.21 e concreto moldado no local. Basicamente os poços de visita compõem-se de laje de fundo, câmara de trabalho ou balão (1,00 m para diâmetro até 400 mm e 1,20 m para diâmetros de 500 mm até 1000 mm), laje de transição, câmara de acesso ou chaminé e tampão.

A laje de fundo deverá ser em concreto armado, apoiado sobre lastro de brita, e sobre a mesma devem ser construídas as canaletas necessárias para concordância dos coletores de entrada e saída. As banquetas laterais devem ter inclinação de 10% em direção as canaletas e serão revestidas com argamassa de cimento e areia, no traço 1:3, alisada e queimada à colher.

No caso de poços de visita em alvenaria os mesmos devem ser revestidos interna e externamente com argamassa de cimento e areia no traço 1:3, alisada e queimada à colher.

Quando possível, a câmara de trabalho ou balão terá altura mínima livre, em relação a banquetta, de 2,00 m.

Uma vez terminada a câmara de trabalho ou balão, sobre o respaldo de alvenaria, topo do último anel de concreto ou parede de concreto, será colocada uma laje de transição com abertura excêntrica ou não, de 0,60 m, voltada para montante, de modo que o seu centro fique localizado sobre o eixo do coletor principal.

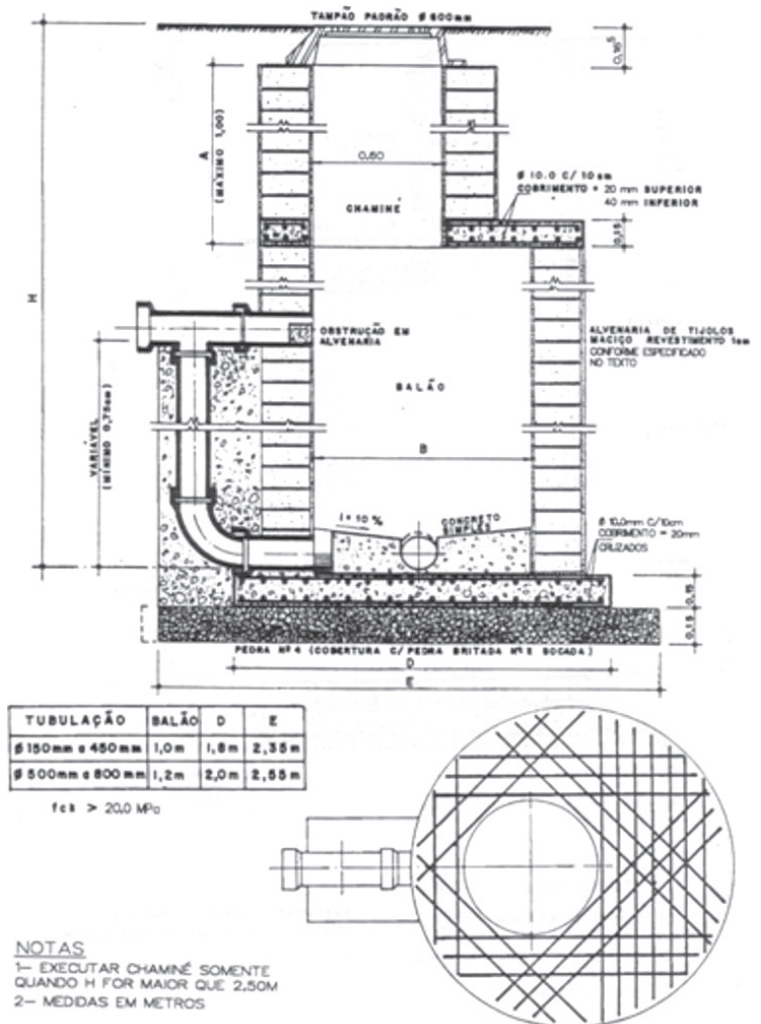
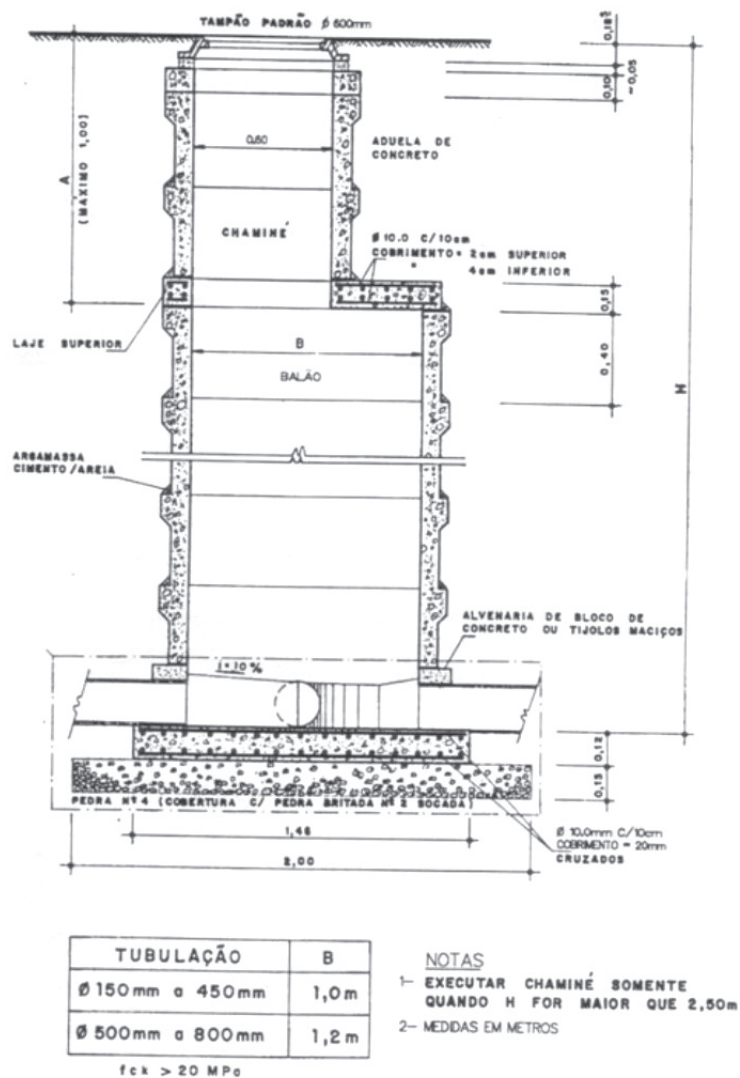


FIGURA 9.20 - Poço de visita em alvenaria com tubo de queda

Coincidindo com a abertura, será executada a chaminé com 0,60 m de diâmetro e altura variável de no máximo 1,00 m, alcançando o nível da rua, com desconto para colocação do tampão de ferro fundido.

A chaminé somente deverá existir quando o greide da escavação estiver a uma profundidade superior a 2,50 m. Para profundidades menores, o poço de visita se resumirá a câmara de trabalho, ficando o tampão diretamente apoiado sobre a laje do PV.

FIGURA 9.21 - Poço de visita em aduelas pré-moldadas de concreto



9.3.14 Reposição de pavimentação

9.3.14.1 Disposições gerais

a) A reposição do pavimento deve ser iniciada logo após a conclusão do reaterro compactado e regularizado, sendo que o executor deve providenciar as diversas reposições, reconstruções ou reparos de qualquer natureza, de modo a tornar o executado igual ao que foi removido, demolido ou rompido. Na reposição de qualquer pavimento, seja no passeio ou no leito carroçável, devem ser obedecidos o tipo, as dimensões e a qualidade do pavimento encontrado.

b) A reconstrução do pavimento implica a execução de todos os trabalhos correlatos e afins, tais como, recolocação de meio-fios, bocas de lobo e outros, eventualmente demolidos ou removidos para execução dos serviços.

c) O pavimento, depois de concluído, deve estar perfeitamente conformado ao greide e seção transversal do pavimento existente, não sendo admitidas irregularidades ou saliências a pretexto de compensar futuros abatimentos.

d) As emendas do pavimento reposto com o pavimento existente devem apresentar perfeito aspecto de continuidade.

e) Após a execução da pavimentação, toda área afetada pela execução da obra, deve ser limpa e varrida, removendo-se da via pública, quando for o caso, toda terra solta, entulho e demais materiais não utilizados, deixados ao longo das ruas onde forma executadas as redes.

f) A regularização em ruas de terra deve ser executada com motoniveladoras.

9.3.14.2 Pavimentação em paralelepípedo ou bloco

a) As peças devem ser assentadas sobre lastro de areia de 5 cm de espessura, para blocos articulados e 10 cm de espessura, para blocos sextavados ou paralelepípedos. Eventualmente para melhorar as condições de suporte do solo, deve ser executado lastro de brita ou concreto magro.

b) Os paralelepípedos ou blocos devem ser assentados das bordas da faixa para o centro e, quando em rampa, de baixo para cima.

c) No caso de rampas íngremes o assentamento deve ser feito sobre lastro de concreto magro, com consumo mínimo de cimento de 210 kg/m³.

d) O rejuntamento deve ser feito com pedrisco ou areia, seguido do preenchimento das juntas com asfalto.

9.3.14.3 Passeios Cimentados

a) O concreto deve ter espessura igual a do piso existente, não devendo, no entanto, ser inferior a 5,0 cm e executado sobre lastro de brita de 5,0 cm de espessura devidamente compactado. O acabamento deve ter espessura de 2,0 cm e ser executado em argamassa de cimento e areia no traço 1:3.

b) O consumo mínimo de cimento por metro cúbico de concreto deve ser de 210 kg/m³.

c) As juntas de dilatação devem ser do mesmo tipo e ter o mesmo espaçamento do pavimento existente.

9.3.14.4 Pavimentação asfáltica

a) A reposição da pavimentação asfáltica deve obedecer às exigências dos órgãos competentes e/ou às mesmas características do pavimento existente.

b) Na falta de exigências dos órgãos competentes a reposição da pavimentação asfáltica deve obedecer ao especificado em projeto ou determinações do contratante e tipo de tráfego.

c) Na falta de qualquer tipo de especificação recomenda-se:

- Executar capa asfáltica com espessura mínima de 4 cm (tráfego médio e leve) a 5 cm (tráfego pesado).

- Executar sob a capa de asfalto, base de concreto magro com consumo mínimo de 150 Kg / m³. No caso de tráfego pesado recomenda-se base de concreto magro com espessura de 25 cm e tráfego leve e médio 15 cm de espessura.

- Finalmente, no caso de tráfego leve e médio, executar a base de concreto magro sobre solo do reaterro compactado a 95% do proctor normal. No caso de tráfego pesado, executar sobre o solo de reaterro, compactado a 95% do proctor normal, sub base de pedra britada com espessura mínima de 10 cm e posteriormente base de concreto magro.

9.3.15 Cadastro das redes

O cadastro refere-se ao conjunto de informações fiéis de uma instalação executada, apresentada através de texto e representações gráficas em escala conveniente.

O levantamento dos elementos para a execução do cadastro deve ser feito logo após a execução do trecho com vala aberta.

Deverá fazer parte do cadastro: planta cadastral, contendo desenho geral da área onde se localiza a unidade; malha de coordenadas; arruamento existente devidamente identificado com componentes físicos existentes na área, tais como, cercas, muros, portões, guaritas, postes, caixas, cursos de água, etc; posicionamento das canalizações e órgãos acessórios em relação ao alinhamento predial ou outros componentes físicos no caso de área não urbanizada; e planta e perfil, incluindo planta da faixa da linha, limite da faixa e estaqueamento da linha; identificação das interferências; travessias (rodovias, ferrovias); perfil do terreno, correspondente ao eixo da linha e estaqueamento dos órgãos acessórios etc.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. **Concrete Pipe Handbook**. Chicago, Illinois, USA, August, 1959.
- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. **Concrete Pipe Handbook**. Vienna, Virginia, USA, January, 1980.
- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. **Concrete Pipe Design Manual**. Arlington, Virginia, USA, February, 1970.
- ASOCIACIÓN DE FABRICANTES DE TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO. **Manual de Cálculo, Diseño e Instalación de Tubos de Hormigón Armado**. ATHA, Madrid.
- ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Tubos prefabricados de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón con fibra de acero, para conducciones sin presión**. UNE 127 010 EX, Madrid, setembro-1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de Concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaio**. NBR 8890-2007, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário**. NBR 9648-86, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto de Redes Coletoras Esgoto Sanitário**. NBR 9649-86, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Execução de Rede Coletora de Esgoto Sanitário**. NBR 9814-87, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto de Interceptores Esgoto Sanitário**. NBR 12207-89, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto e Execução de Valas para Assentamento de Tubulação de Água, Esgoto ou Drenagem Urbana**. NBR 12266-92, Rio de Janeiro.
- CHAMA NETO, PEDRO JORGE. **Avaliação de Desempenho de Tubos de Concreto Reforçados com Fibras de Aço**. Dissertação (mestrado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, S.P., 2002. 87p.
- COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO – SABESP. **Especificação técnica, regulamentação de preços e critérios de medição**. Volumes 1 e 2, 1ª edição, 1992.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Construction and testing of drains and sewers**. EN 1610, September 1997
- MINISTÉRIO DO TRABALHO. **Norma Regulamentadora Nº 6**.
- MINISTÉRIO DO TRABALHO. **Norma Regulamentadora Nº 18** - item 18.6.5.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Design and Construction of Concrete Sewers**. PCA, Chicago, Illinois, USA, 1968.
- ZAILLER, WALDEMAR. **Projetos estruturais de tubos enterrados**. PINI Editora, São Paulo, S.P., 1983

10

Jacking Pipe



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Hawkeye Pedershaab
Concrete Technologies Worldwide™



Kinsel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

JACKING PIPE

Pedro Jorge Chama Neto

10.1 INTRODUÇÃO

Tradicionalmente as obras públicas, tais como: coletores de esgoto e galerias de águas pluviais, dentre outras, são instaladas com o emprego da técnica de abertura de valas a céu aberto. Nos grandes centros urbanos, com áreas densamente ocupadas, intensa atividade comercial e intenso tráfego de veículos e pedestres, a abertura de valas mostra-se cada vez mais impraticável, em função dos enormes transtornos de ordem sócio-econômica e ambiental provocados (DRÖSEMEYER, 2004).

Aliado a tal fato é a maior competitividade na execução de obras, vigente no setor de saneamento básico nos últimos vinte anos, ocorreu como conseqüência o surgimento de novas tecnologias na execução de obras, além do tradicional método de escavação de valas.

O ambiente de competitividade, fez também com que houvesse demanda por tecnologias capazes de assegurar ganhos de produtividade e economia, sem comprometer os padrões de qualidade e segurança.

Neste contexto, fatores como durabilidade, custo operacional, impacto ambiental e social passaram a ser observados com extrema relevância.

No segmento de obras lineares, um dos principais dentro do setor de saneamento, a demanda por novas tecnologias foi potencializada pela existência de projetos de grande porte dentro de áreas urbanas densamente ocupadas (REVISTA ENGENHARIA, 2003).

Nestes projetos são usualmente necessárias tecnologias que possibilitem a implantação de tubulações com segurança e precisão e isto pode ser observado nos maiores programas de despoluição ambiental desenvolvidos até a presente data no país, como por exemplo, o Projeto Tietê, Programa de Despoluição da Baía da Guanabara, Bahia Azul, entre outros.

Face ao exposto, optou-se nestes projetos, onde os aspectos de durabilidade, qualidade e alinhamento são fatores determinantes, pela adoção do método não destrutivo, conhecido como jacking pipe, que vem sendo utilizado de forma bastante intensa.

A tecnologia de tubos cravados, ou jacking pipe, é o método mais avançado disponível atualmente no mercado mundial e o mesmo teve seu desenvolvimento quase que simultâneo no Japão e Alemanha, ao longo da década de 70, sendo que, esta tecnologia sofreu intensa evolução ao longo dos anos 80 e 90, com a incorporação de sistemas de informática, automação e direcionamento a laser (REVISTA ENGENHARIA, 2003).

Atualmente a tecnologia de jacking pipe é muito ampla, havendo diversas técnicas e equipamentos no mercado, que vão desde os antigos shields adaptados para cravação, até os modernos equipamentos tipo slurry, passando por variantes como o EPB – Earth Pressure Balanced, auger machine, mix shields ou TBM – Tunnel Boring Machine (REVISTA ENGENHARIA, 2003).

10.2 A TÉCNICA DE CRAVAÇÃO

A técnica de cravação de tubos (jacking pipe) foi desenvolvida nos Estados Unidos há cerca de 100 anos, entretanto, seu uso era esporádico e somente a partir da década de 60 passou a ser empregada com mais freqüência.

Em suas primeiras aplicações os tubos de revestimento eram metálicos, desprovidos de couraça frontal (Shield), e tanto a escavação como o transporte do material escavado eram realizados manualmente. Com o tempo, couraças passaram a ser empregadas, possibilitando a cravação de tubos de concreto, que com o auxílio de pistões hidráulicos, constituíram-se em elementos de direcionamento da linha durante a escavação (COUTINHO e NEGRO JÚNIOR, 1995). SMITH e BUCHAM (1998) reportam que o uso de tubos de concreto iniciou-se no Reino Unido, no início da década de 60.

Até a década de 70, a instalação dos dutos ainda era essencialmente executada em condições de solo estável e a escavação da frente de avanço era realizada manual ou mecanicamente a partir de um simples “shield” e o controle de força dos macacos era bastante grosseira. Os tubos instalados eram freqüentemente danificados e, além disso, o alinhamento e o nivelamento do duto acabado ficavam fora dos limites tolerados. Em geral esta técnica era basicamente empregada para vencer pequenos trechos sob ferrovias e rodovias.

A partir da década de 70 começaram a ser organizadas as primeiras associações de “jacking pipe” e esta técnica então passou a ser mais frequentemente empregada e o mercado para seu uso cresceu, o que promoveu uma série de pesquisas e avanços tecnológicos. Nesta época, o uso do método era indicado, preferencialmente, em situações onde os recalques na superfície devessem ser minimizados, como em escavações sob estruturas (DRÖSEMEYER, 2004).

Nos Estados Unidos Europa e Japão, onde o método “jacking pipe” é muito utilizado, o diâmetro interno dos tubos empregados passou de uma faixa de 1000mm a 1500mm para algo em torno de 250mm a 4000mm. O comprimento dos trechos executados que eram de aproximadamente 30m, são hoje, geralmente de 150m a 500m. ABBOTT (1997) reporta que, numa obra na Europa, empregando “Slurry Shield”, cravaram-se tubos com diâmetros nominais de 3000mm, a partir de um único “shaft”, ao longo de um trecho de 2,6km.

Em linhas gerais, a técnica consiste na instalação subterrânea de tubos, entre dois pontos, sem interferências representativas no espaço superficial. Estes dois pontos extremos são denominados poços de serviço e, após a conclusão da instalação, podem ser utilizados como poços de visita.

A instalação dos tubos é feita empregando-se potentes macacos hidráulicos que cravam os tubos um após o outro, enquanto concomitantemente executa-se a escavação da frente do túnel. Esta cravação é realizada a partir de um poço de serviço, dito “de partida” e segue até que alcance o poço de serviço “de chegada”. O método permite trajetos retilíneos, curvos e/ou inclinados e teoricamente não há limite de distância entre os poços de serviço. Normalmente, distâncias de algumas centenas de metros, tanto retilíneas como curvilíneas podem ser executadas desde que se utilize um sistema adequado. Porém considerações práticas de engenharia e econômicas podem impor certas restrições (DRÖSEMEYER, 2004).

Fatores como estimativa dos esforços de cravação e controle de direção mostram-se muito importantes para o sucesso do método “jacking pipe”.

A estimativa dos esforços de cravação condiciona a definição da capacidade dos sistemas de propulsão hidráulica, da distância entre poços de serviço, da necessidade ou não de lubrificação durante o processo e/ou de estações intermediárias de cravação, além de influir no dimensionamento estrutural do sistema de reação e do revestimento do túnel. Esta avaliação não se mostra uma tarefa simples, uma vez que fatores como lubrificação, variações estratigráficas, desalinhamento e rugosidade dos tubos, dentre muito outros, interagem mutuamente na mobilização dos esforços de cravação.

O controle de direção vem sendo alcançado através do emprego de “shields” que permitem o controle direcional, da monitoração das deflexões angulares entre juntas consecutivas e pela adoção da lógica “fuzzy” no controle do alinhamento. Todas as atividades supracitadas interagem para a manutenção da integridade dos tubos durante o processo executivo do método “jacking pipe” e denotam o sucesso ou não do processo.

10.3 VANTAGENS E APLICAÇÕES

Atualmente, as maiores aplicações do método “jacking pipe” vêm sendo na instalação de novos coletores de esgoto, porém o método pode ser aplicado com sucesso principalmente em

sistemas de drenagem de águas pluviais, reabilitação de coletores de esgoto, passagens subterrâneas, dentre outras.

O método pode ser utilizado, como uma alternativa, para contornar situações onde rodovias, ferrovias, rios, canais e edificações constituem obstáculos por se encontrarem no caminho do túnel e nos casos em que se queira ou se necessite minimizar a perturbação do espaço superficial que, via de regra, ocorre quando se empregam valas a céu aberto, para implantação de túneis em áreas urbanas.

Na execução dos túneis, existem métodos de construção que possibilitam a escavação em solos argilosos ou granulares e em condições de solo seco ou submerso. Técnicas de escavação apropriadas tornam possível a aplicação do “jacking pipe” nos casos em que se queira atravessar rochas mães, rochas alteradas ou solos com matacões.

De acordo com a PIPE JACKING ASSOCIATION (1995) as vantagens que o método oferece podem ser resumidas em:

- Resistência inerente do revestimento,
- Perturbação mínima do espaço superficial,
- Menores riscos de recalque,
- Menor necessidade de desvio de interferências em áreas urbanas,
- Boa característica de escoamento devido ao acabamento interno do tubo ser liso,
- Dispensa revestimento secundário,
- Menos juntas que um túnel executado em anéis segmentados,
- Prevenção do ingresso de água do maciço através do uso de juntas flexíveis entre tubos,
- Significante redução dos custos sociais quando comparado às valas escavadas a céu aberto em áreas urbanas,
- Melhores condições de saúde e segurança dos operários,
- Redução dos impactos sócio-econômicos e ambientais.

10.4 PROJETO

Segundo NEGRO JÚNIOR (1998), o projeto de túneis em solos apresenta características semelhantes às de outras estruturas em solo, porém, exhibe particularidades que o fazem distinto. Tal como no projeto de fundações, há necessidade de se satisfazerem as condições de estabilidade e de se estimar a magnitude dos recalques induzidos pela construção.

De maneira geral, os túneis em fase de utilização, devem ser capazes de suportar adequadamente as cargas permanentes oriundas do maciço, da carga d'água, das cargas de edificações adjacentes e cargas decorrentes do tráfego de veículos. Durante o período de construção, além destas cargas, o túnel deve suportar cargas provenientes da cravação dos tubos, do tráfego de veículos pesados (guindastes) e do depósito de materiais nas adjacências da obra.

Durante a elaboração do projeto do túnel é fundamental quem se conheça a finalidade do mesmo e dependendo da utilização (esgoto, água, travessia, etc.), determinados parâmetros passam a ter maior relevância. Por exemplo, num projeto de coletor de esgoto deve-se ficar atento ao controle da declividade, estanqueidade, necessidade de poços de visita, etc.

Segundo a PIPE JACKING ASSOCIATION (1995), os fatores listados a seguir governam o projeto de túneis e dos poços de serviço:

- Condições do terreno;
- Melhor caminho a ser percorrido;
- Existência de interferências subterrâneas;
- Localização do canteiro de obras e poços de visita;
- Extensões a serem vencidas;
- Profundidade;
- Declividade;
- Diâmetro dos tubos;
- Fatores econômicos.

As condições do terreno podem representar o fator de maior importância na determinação do método construtivo, entretanto a interação entre estes fatores pode conduzir a uma solução ideal ou, pelo menos prover uma série de alternativas que poderão ser seguidas.

Outro ponto importante a se considerar nos projetos de túneis se refere às conseqüências que a obra pode provocar no ambiente de entorno. Por esta razão, deve-se ser criterioso na definição do método construtivo e no seguimento das especificações, para que desta maneira, se garanta a estabilidade da escavação e minimize os danos às construções contíguas. A negligência com relação a estes fatores, pode gerar graves danos às edificações vizinhas em função da magnitude dos recalques que podem ocorrer.

Crítérios operacionais de obras de túneis como segurança, tolerâncias, manutenção, tempo de vida útil, dentre outros, diferenciam-se de uma obra para outra. O'ROURKE et.al (1984) apud NEGRO JUNIOR (1988) estabelecem e discutem em detalhes estes critérios, sendo os listados a seguir comuns em qualquer situação:

- Estabilidade da escavação;
- Integridade do revestimento;
- Integridade das estruturas vizinhas, das interferências e do meio ambiente.

A estabilidade da escavação, para um determinado maciço e geometria de túnel, é governada pela tecnologia de construção. A integridade do revestimento é governada pela magnitude e pela distribuição das cargas sobre o mesmo. Mudanças nas condições físicas ambientais de longo prazo não podem prejudicar sua capacidade estrutural. A integridade das estruturas vizinhas, das interferências e do meio ambiente, são dependentes dos recalques a curto e longo prazo, induzidos pela escavação do túnel.

Um ponto que merece destaque na elaboração de projetos de túneis, diz respeito à sua instrumentação e controle na fase executiva. A monitoração durante a construção permite, através de retroanálises, otimizarem-se os parâmetros adotados na fase de projeto.

No método "jacking pipe", o controle deve ser rigoroso, com relação ao alinhamento, força dos macacos e estabilidade do furo escavado, pois a ruptura do solo sobre os tubos cravados pode aumentar em muito a resistência à cravação, podendo gerar elevadas cargas de cravação. A estabilidade da frente de escavação não é menos importante e deve ser adequadamente analisada uma vez que, além dos recalques inerentes à ruptura, está em risco a segurança de trabalhadores e maquinário empregado.

10.4.1 Métodos Construtivos

O método "jacking pipe" caracteriza-se, essencialmente, pela instalação subterrânea de tubos, por meio de cravação. Porém, existem métodos distintos para sua execução. As diferenças entre estes métodos estão na existência ou não de tripulação na frente de escavação, classificando-se aí em métodos tripulados ou não tripulados, e no tipo de escavação empregado: manual ou mecanizado. Em se tratando de escavação mecanizada, os métodos podem ser classificados em: de frente aberta ou fechada e de frente pressurizada ou não pressurizada.

Os métodos tripulados são aqueles em que há a necessidade, na execução do túnel, da participação de operários junto à frente de avanço, em decorrência de ter-se que realizar a escavação e a aplicação do revestimento no interior do túnel (montagem de anéis segmentados e projeção de concreto). Como exemplo de métodos que executam estas atividades, podemos citar o método NATM (New Austrian Tunnelling Method) e sistema Tunnel Liner (DRÖSEMEYER, 2004).

Métodos não tripulados são aqueles em que o túnel é escavado e revestido por operação humana à distância, sem necessidade ou possibilidade de acesso ao seu interior (NEGRO JÚNIOR e COUTINHO, 1995). Neste caso, a escavação é mecanizada e automatizada, sendo executada por escarificação/desagregação mecânica ou hidráulica, ou então, nem mesmo é feita; o revestimento tubular, contínuo ou segmentado é montado externamente e empurrado ou puxado para o interior do

terreno e, o transporte do material escavado é realizado por processos contínuos, mecânicos ou hidráulicos (hidrotransporte). Como exemplo de aplicação deste método, podemos citar os “micro-túneis”, que são túneis que apresentam diâmetros inferiores a 1000mm. Cabe salientar que este conceito pode ser estendido para túneis de diâmetros maiores. Apesar dos métodos não tripulados apresentarem características semelhantes, eles podem diferir de maneira considerável em relação ao projeto e ao modo de operação do equipamento usado. As principais características que os distinguem são a possibilidade de se determinar continuamente a posição e a possibilidade de controle direcional do “Shield” durante a operação. Sobre este aspecto, pode-se dividir os métodos não tripulados em: os dirigíveis e os não dirigíveis (STEIN et al., 1989)

Os sistemas dirigíveis são aqueles que possibilitam a execução de túneis em curvas. Isto ocorre porque estes sistemas apresentam certo grau de sofisticação tecnológica e, mesmo em traçados retos oferecem vantagens, pois permitem a correção de desvios durante a escavação, melhorando a acurácia e aumentando a extensão de avanço. Normalmente neste sistema pode-se alcançar extensões com mais de 300m sem prejuízo da acurácia geométrica da instalação. Os sistemas não dirigíveis são empregados apenas em traçados retos e o alcance fica em torno de 100m.

Os sistemas dirigíveis ou não dirigíveis se diferenciam, em linhas gerais, pelo método de escavação, de estabilização da frente de avanço, de remoção do material escavado. Sendo assim, pode-se subdividir os sistemas não dirigíveis, segundo STEIN et. Al (1989) em dois grupos: o que envolve avanço por escavação do solo (Soil Borrow Method) e, o que abrange avanço por cravação e deslocamento do solo (Soil Displacement Method). Quanto aos sistemas dirigíveis os mesmo se classificam em três grupos: o que envolve a execução prévia de um furo piloto (Pilot Boring Method), o que desagrega e remove o solo através de um trado (Jacking and Boring Method ou Auger Method) e o que escava o solo através de um “Shield” (Shield Tunnelling Method) (DRÖSEMEYER, 2004).

10.4.2 Escolha do Método Construtivo

É fundamental que se realize uma investigação geotécnica apropriada, bem como um relatório de interpretação do mesmo, antes de se tomar qualquer decisão com relação ao projeto de túneis. Este trabalho deve ser feito para que se determine o perfil geotécnico da área, algumas características do solo e, principalmente a posição do lençol freático. Com base nestas informações é que se define:

- O método de escavação do túnel;
- O método de construção dos “shafts” e da parede de reação;
- O alcance e a capacidade do sistema;
- O controle de estabilidade do terreno, se necessário.

Adicionalmente, com base nas informações geotécnicas, as condições do solo devem ser cuidadosamente avaliadas para que seja possível antecipar possíveis rupturas na frente de escavação, particularmente nos solos arenosos abaixo do lençol freático, nas argilas moles e nos solos siltosos. Quando forem detectadas possíveis condições de instabilidade no terreno, a frente de avanço deve ser mantida estável para que não ocorra perda de solo e para que o processo de escavação possa prosseguir com segurança. A estabilidade da frente de avanço pode ser obtida por meio de algumas medidas geotécnicas ou empregando métodos construtivos específicos como: “Shields” de ar comprimido, EPBMs (Earth Pressure Balancing Machines) ou “Slurry Shields”.

Segundo a PIPE JACKING ASSOCIATION (1995), as medidas geotécnicas que podem ser empregadas em conjunto com o método “jacking pipe”, para garantir a estabilidade da frente de escavação, são:

- Rebaixamento do lençol freático por meio de ponteiros ou poços profundos;
- “Grouting” ou estabilização química do solo;
- Congelamento do terreno, em casos extremos.

A escolha de uma ou outra medida seria função da natureza, da umidade e especialmente da granulometria do solo, de acordo com a tabela 10.1 (DRÖSEMEYER, 2004).

O uso de um ou outro método construtivo está diretamente ligado às características do perfil geotécnico (tipos de solo, presença ou não de lençol freático) e a fatores econômicos e ambientais, pois estas condicionarão o método mais apropriado de escavação ou estabilização se necessário. Em se tratando da escolha entre um “slurry Shield” e um EPBM, sob os aspectos da estratigrafia e da permeabilidade do solo, podemos nos orientar pela figura 10.1(DRÖSEMEYER, 2004).

TABELA 10.1 – Tratamento e métodos de suporte de face para uma variedade de condições (DRÖSEMEYER, 2004)

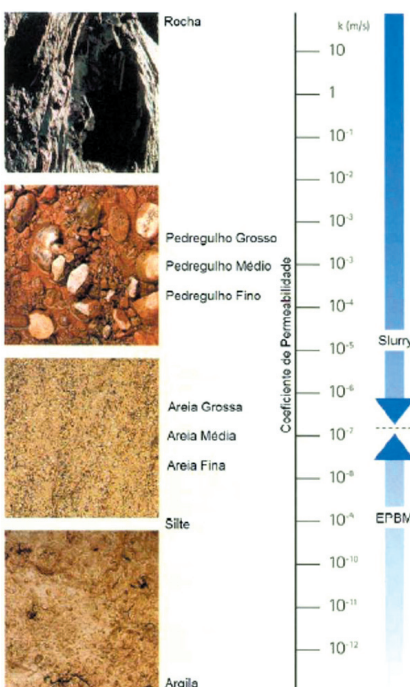
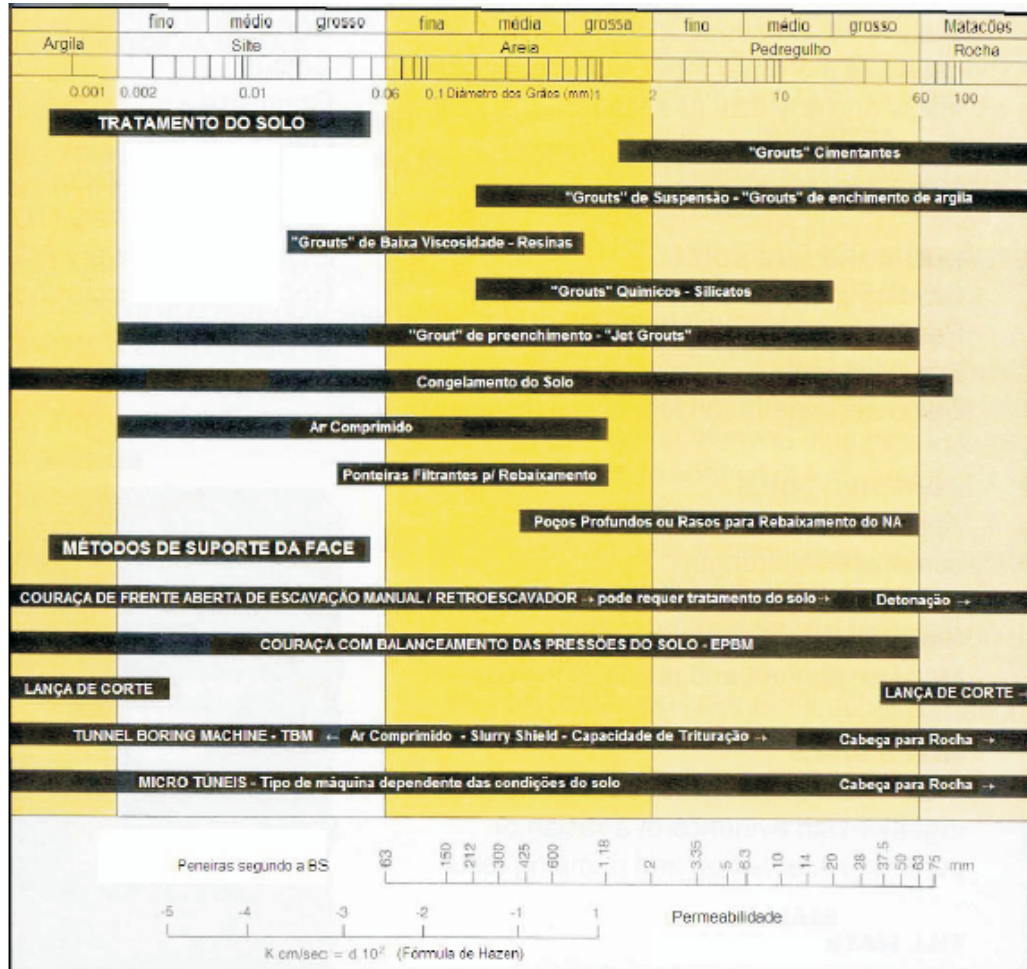


FIGURA 10.1 - Aplicabilidade do “Slurry Shield” e do “Earth Pressure Balance Machine” (EPBM) de acordo com o tipo de solo (DRÖSEMEYER, 2004)

10.5 TUBOS

Os tubos empregados no processo “jacking pipe” devem ser capazes de resistir aos esforços temporários desenvolvidos durante a cravação e às tensões a que estarão submetidos após a instalação. Entre os esforços temporários incluem-se os axiais de cravação, assim como, os excêntricos, oriundos das operações de correção de alinhamento (DRÖSEMAYER, 2004).

Pelas pesquisas realizadas até hoje, mostra-se que as tensões de tração longitudinais não são importantes e os tubos podem ser projetados segundo a teoria da compressão simples. Reforçar os tubos com estribos é necessário para que estes resistam às tensões provenientes do solo e também para proteger as extremidades dos mesmos por estarem sujeitas a um estado de tensões tridimensional (PIPE JACKING ASSOCIATION, 1995).

No sistema “jacking pipe”, os tubos constituem por si só, o revestimento final do túnel, e os mesmos podem ser fabricados com diâmetros nominais que variam de 400mm a 2000mm, conforme NBR 15319.

Os tubos de concreto são fabricados, normalmente, por processo de vibro-prensagem, conforme figura 10.2 e de maneira a atender as necessidades de projeto, como comprimento, espessura, esforços a serem submetidos, etc.



FIGURA 10.2 - Equipamento de produção por processo de vibro-prensagem e tubo utilizado para cravação no processo “jacking pipe”

De acordo com STEIN et. Al (1989) e WILKINSON (1999), deve-se instalar nas paredes dos tubos soquetes para injeção de lubrificantes de maneira tal que garanta que a suspensão seja uniformemente distribuída em torno dos tubos e facilite a cravação. Existem ainda, tubos-ponta especialmente produzidos para utilização no início de cada trecho para acoplagem à extremidade traseira do “Shield”. Da mesma forma são necessários, quando se utilizam estações intermediárias de cravação, tubos especiais com rebaixo para a acoplagem traseira e dianteira à mesma.

10.5.1 Ligação entre Tubos

Há dois tipos de juntas que geralmente se empregam na união dos tubos de concreto: as juntas de entalhe e as juntas com luvas externas, conforme mostra a figura 10.3.

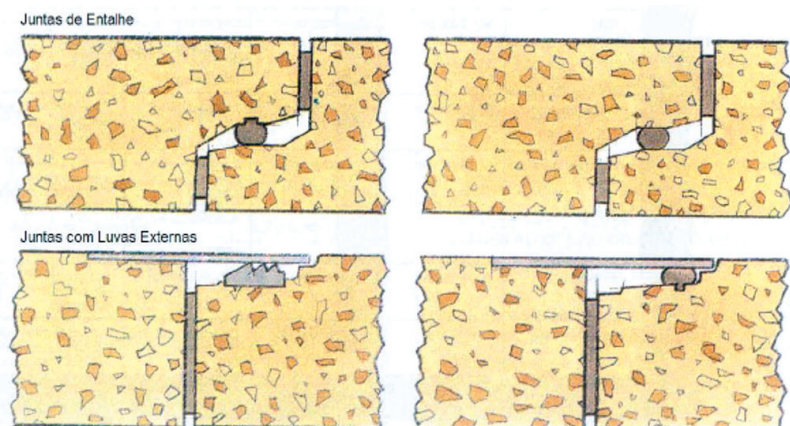


FIGURA 10.3 - Tipos de juntas para tubos de concreto (PIPE JACKING ASSOCIATION, 1995)

As juntas de entalhe podem ser consideradas como sendo de encaixe tipo macho-fêmea e somente é possível ser utilizada quando os tubos apresentam espessura suficiente.

As juntas com luvas externas constituem-se normalmente de uma delgada bainha manufatura à partir de GRP, aço inoxidável ou aço carbono. No Brasil, normalmente, é utilizado este tipo de junta produzido à partir de chapas de aço carbono revestidas com pintura adequada.

Visando garantir a estanqueidade da junta, contra pressões externas de água e quaisquer pressões internas que possam atuar sobre o tubo, utiliza-se anéis de vedação. O material que normalmente deve ser empregado como selante deve ser manufaturado à partir de borrachas modificadas de EPDM ou borracha nitrilica, as quais apresentam performance satisfatória, durante a vida útil da obra.

10.6 EXECUÇÃO

O método “jacking pipe” pode ser visto como bastante versátil para a abertura de túneis, destinados a execução de coletores de esgoto, passagens subterrâneas, galerias, dentre outras. Trata-se de um método que emprega alta tecnologia no processo executivo, entretanto o sucesso da técnica depende de fatores que necessitam ser bem avaliados, tais como: controle dos esforços de cravação, lubrificação do solo, controle do alinhamento, controle de recalques e levantamentos produzidos e averiguação de possíveis obstruções no trajeto a ser seguido.

10.6.1 Esforços de Cravação

Dentre os aspectos mais importantes na execução de túneis, empregando-se a técnica “jacking pipe” estão os esforços de cravação desenvolvidos durante a execução da obra. A estimativa destes esforços é importante para definição da capacidade dos sistemas hidráulicos de propulsão; do espaçamento entre os poços de serviço; da necessidade ou não de lubrificação e de estações intermediárias de cravação; para o dimensionamento estrutural do sistema de reação e do revestimento final do túnel (tubos).

(DRÖSEMEYER, 2004) apud NORRIS (1992) e CHAPMAN E ICHIOKA (1999), cita como principais fatores que afetam os esforços de cravação:

- Resistência na frente de escavação;
- Nível de sobre-escavação ocorrido durante a escavação;
- Carregamentos primários do solo, incluindo-se sobrecargas, cargas transientes, pressões internas e externas de fluidos;
- Variações do solo ao longo do trajeto;
- Desalinhamento dos tubos;
- Rugosidade da superfície externa dos tubos;
- Injeção de lubrificante no espaço de sobre-escavação;
- Uso de estações intermediárias;
- Interrupções durante o processo de cravação, que permitem a consolidação da lama bentonítica;
- Profundidade da instalação;
- Características de arqueamento do solo;
- Comprimento a ser cravado; e
- Diâmetro dos tubos.

O procedimento de se cravarem tubos perturba o estado de tensões do maciço e isto se deve principalmente ao alívio das tensões no solo causado pelo processo de escavação na frente de avanço e também em muitos casos pela sobre-escavação. Inevitavelmente quando se executa uma sobre-escavação tem-se enfraquecimento e recalque do solo acima e nas adjacências do revestimento.

Esta situação induz no solo um novo estado de tensões que não se pode definir claramente, mas pode ser determinado aproximadamente, a partir de modelos (DRÖSEMEYER, 2004).

Os métodos para previsão dos esforços de cravação, de maneira geral, baseiam-se na premissa de se combinarem o esforço necessário para vencer a resistência de frente com o esforço de natureza friccional gerado na interface solo/tubo, conduzindo a um esforço total de cravação. Nesse sentido, existem diversos métodos propostos que se baseiam em fórmulas empíricas ou em conceitos da Mecânica dos Solos.

10.6.1.1 Convergência e Confinamento

Durante o processo de avanço do túnel ocorre convergência radial do maciço sobre o suporte (revestimento) aplicado ao mesmo. A interação entre o maciço e o suporte é estudada através de suas respectivas curvas de reação, que apresentam comportamento bastante distinto. Estas curvas são denominadas: curva de reação do maciço (CRM) ou curva de convergência e curva reação do suporte (CRS) ou curva de confinamento. A intersecção de ambas fornece o ponto de equilíbrio do sistema. A curva de reação do maciço é função do nível de tensões e das propriedades do maciço, enquanto que a curva de reação do suporte é função da geometria e das propriedades mecânicas do suporte (DRÖSEMEYER, 2004).

A CRM apresenta dois trechos de comportamentos distintos, conforme figura 10.4, sendo um trecho linear AC e outro não linear CD, correspondentes, aos comportamentos elástico-linear e ao elasto-plástico do solo.

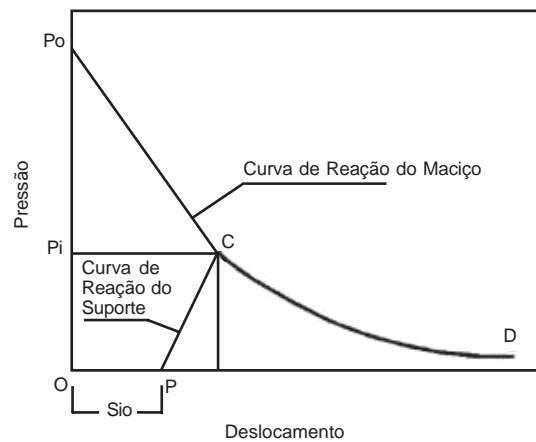


FIGURA 10.4 - Curva de reação do maciço e do suporte (DRÖSEMEYER, 2004)

Face ao exposto, de maneira geral a força de cravação V necessária para o avanço do túnel pode ser calculada, conforme figura 10.5, da seguinte forma:

$$V \geq R + \Sigma F \quad (10.1)$$

Onde:

R = resistência à penetração

ΣF = força de atrito ao longo dos tubos cravados

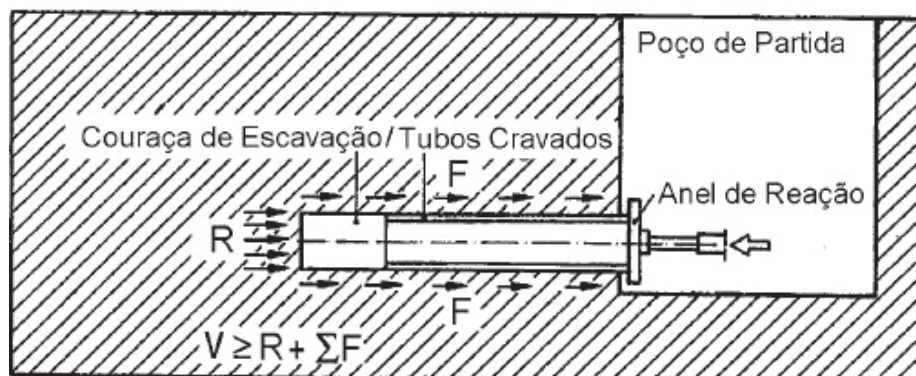


FIGURA 10.5 - Força de atrito e resistência à penetração durante a cravação (DRÖSEMEYER, 2004)

10.6.1.2 Resistência à Penetração

A resistência à penetração depende da forma e do processo de escavação e do meio de orientação da frente de avanço utilizado. Sendo assim, a resistência à penetração é chamada de resistência de corte quando se empregam métodos “Jacking” e de resistência de frente quando se empregam métodos “Shield Tunnelling”. A análise para a estimativa das resistências de corte ou de frente difere uma para outra. Como este capítulo aborda o método “jacking pipe” e estaremos considerando o processo onde se utilizam “Shields”, trata-se apenas do estudo da resistência de frente. Face ao exposto a resistência de frente será dada por (DRÖSEMEYER, 2004):

- Pressão de contato na face (P_1);
- Pressão hidráulica na câmara de suspensão para suportar a frente de escavação e remover o solo (P_2); e
- Resistência de corte da cabeça de direção (P_3).

Geralmente desconsidera-se a resistência de corte da cabeça de direção (P_3) em razão da curta distância entre a cabeça cortante e a frente do túnel. Desta forma, a resistência de frente R resulta em:

$$R = P_1 + P_2 \quad (10.2)$$

STEIN et al. (1989) apontam que a pressão de contato da frente de escavação deve ser maior que a correspondente ao empuxo ativo e menor que a correspondente ao empuxo passivo, para se evitarem recalques ou levantamentos no terreno. O tipo de empuxo atuante é função da movimentação relativa entre a frente de escavação e o solo. Portanto, com base em diversos trabalhos práticos sugerem que resistência de frente (R) seja estimada de maneira expedita da seguinte forma:

$$R = 13,2 \pi D_e N_{spt} \quad (10.3)$$

Onde:

D_e = diâmetro externo dos tubos de revestimento (m)

N_{spt} = número de golpes do ensaio SPT (Standard penetration test)

De acordo com a PIPE JACKING ASSOCIATION (1995), as forças de resistência de frente mostram-se baixas em solos argilosos e estas podem ser relacionadas ao processo de escavação e a guarnição exercida pelo “Shield”. Para o caso de escavações manuais, ligeiramente superiores ao diâmetro do “Shield”, as forças podem variar entre 10 e 100tf. Em se tratando de “Shields” mecanizados a força média de resistência de frente, considerando-se a pressão da lama bentonítica, a quarnição efetuada pelo “Shield” e o processo de escavação pode ser determinada por:

$$R = \sigma_h (\pi D_e^2 / 4) \quad (10.4)$$

Onde:

σ = tensão horizontal total;

D_e = diâmetro externo dos tubos

A esta força, soma-se uma resistência ao corte estimada em aproximadamente 200kN.

10.6.1.3 Resistência por Atrito

A PIPE JACKING ASSOCIATION (1995), baseando-se na experiência adquirida ao longo de anos por construtores, propõe que a resistência por atrito seja estimada, de forma empírica, dentro de uma faixa de 5 a 25kN/m², dependendo das condições do solo.

STEIN et al. (1989) avaliam a resistência por atrito (F), gerada na cravação dos tubos da seguinte maneira;

$$F = f \pi D_e L \quad (10.5)$$

Onde:

f = tensão de atrito na interface solo/tubo

D_e = diâmetro externo do “Shield” ou dos tubos

L = comprimento cravado

A resistência de atrito gerada na interface solo/tubo pode ser calculada multiplicando-se um coeficiente de atrito pela tensão normal que atua sobre o revestimento (tubos).

$$f = \mu n \quad (10.6)$$

Onde:

μ = coeficiente de atrito entre o solo e os tubos

n = tensão normal atuante sobre o túnel

A determinação do coeficiente de atrito (μ) se faz a partir do ângulo de atrito (δ) entre o solo e a superfície externa dos tubos.

$$\mu = \tan \delta \quad (10.7)$$

Segundo STEIN et al. (1989), o coeficiente de atrito (μ) varia em função do tipo de solo, da rugosidade da superfície externa dos tubos, do estado de movimentação e de fatores operacionais, como lubrificação. Quanto ao tipo de movimentação, pode-se ter dois tipos de interação: “static friction” (após uma parada) e “sliding friction” (durante a cravação), e quando há lubrificação tem-se a interação do tipo “fluid friction”. Quando se empregar suspensão de bentonita como fluido lubrificante ou para suporte da escavação, o coeficiente dependerá do limite de liquidez (LL) desta suspensão. A tabela 10.2 apresenta os valores típicos para o coeficiente de atrito (μ).

TABELA 10.2 – Valores típicos para o coeficiente de atrito (μ) (DRÖSEMEYER, 2004)

<p>Para “static Friction” Concreto em pedregulho ou areia Concreto em argila</p>	<p>$\mu = 0,5$ a $0,6$ $\mu = 0,3$ a $0,4$</p>
<p>Para “sliding friction” Concreto em pedregulho ou areia Concreto em argila</p>	<p>$\mu = 0,3$ a $0,4$ $\mu = 0,2$ a $0,3$</p>
<p>Para “fluid friction”</p>	<p>$0,1 < \mu = 0,3$</p>

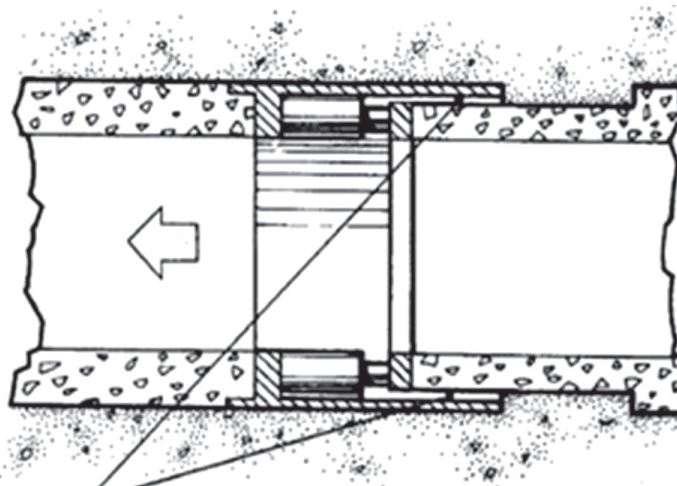
A tensão normal (n) é resultante da tensão efetiva do solo e das sobrecargas que atuam sobre o túnel. Pode-se calculá-la de duas formas. A primeira aplica-se aos casos em que o túnel é executado em solo granular, onde se pode dizer que a escavação é potencialmente instável. Neste caso, assume-se que o solo está inteiramente em contato com a superfície externa do túnel e levam-se em conta, exclusivamente, as ações devidas às tensões no solo. A segunda maneira implica em se considerar que o túnel escavado é estável e que a resistência por atrito média somente pode ser relacionada ao peso próprio do revestimento (tubos).

10.6.1.4 Estações Intermediárias de Cravação

As estações intermediárias de cravação são utilizadas para limitar as tensões aplicadas nos tubos e na parede de reação, fazendo-se uso das forças de atrito oriundas dos tubos já cravados e para aumentar as distâncias entre poços de visita. As estações intermediárias podem ser posicionadas em qualquer local e não em distâncias típicas como a cada 100m.

Uma estação intermediária é constituída de anel cilíndrico de diâmetro correspondente ao diâmetro externo dos tubos aos quais se encaixa e devem ser projetadas de modo a atender as condições do terreno, as cargas hidrostáticas e as cargas na parede de reação. Em alguns casos o anel cilíndrico, já vem de fábrica encaixado ao tubo.

Esquemáticamente, uma estação intermediária é montada através de um tubo chamado “interjack pipe”, que possui um rebaixo para permitir que este se acople à couraça intermediária, sendo posicionada atrás de macacos hidráulicos, conforme figura 10.6. Estes macacos hidráulicos são empregados para ativar a estação e mover (cravar) a série de tubos adiante da estação, independente dos tubos já cravados à montante da estação, aproveitando-se da resistência por atrito mobilizada através dos tubos já cravados (DRÖSEMEYER, 2004).



Vedação necessária no caso do uso de lubrificação pressurizada

FIGURA 10.6 - Esquema de uma estação intermediária (DRÖSEMEYER, 2004)

Pode-se empregar um número variado de estações intermediárias numa longa distância de cravação, porém, normalmente o uso de estações intermediárias já é previsto em projeto para se ter uma reserva, caso os esforços de cravação cresçam por algum motivo imprevisto.

10.6.2 Condicionamento do Solo

O condicionamento do solo é utilizado para melhorar o desempenho de métodos de abertura de túneis tais como: “jacking pipe” e “microtunnelling”, dentre outros. O condicionamento é executado através da adição de um produto apropriado, em determinados pontos do sistema, ao longo de todo processo de escavação. De acordo com MILLIGAN (2000), as melhoras proporcionadas pela lubrificação ou condicionamento do solo, no processo “jacking pipe”, se dá em vários aspectos, a saber:

- Redução do desgaste da cabeça cortante do “Shield” e de todo o sistema de remoção de detritos;
- Melhora na estabilidade da face do túnel, com conseqüente melhora no controle das movimentações do solo;
- Melhora no fluxo do material escavado através da cabeça cortante do “Shield”;
- Redução da força necessária ao corte;
- Redução da fricção e do acúmulo de calor sobre o “Shield”;
- Transformação do material escavado numa conveniente massa plástica;
- Melhorar as propriedades do solo na câmara pressurizada dos equipamentos EPBM, conduzindo-a:

- Pressões mais uniformes na câmara de trabalho;
 - Melhor controle do fluxo de água em função da redução da permeabilidade;
 - Redução do entupimento na câmara frontal;
 - Melhor controle do fluxo de solo e água através do parafuso transportador;
 - Melhor manejo do material escavado;
- Suporte do furo escavado;
 - Redução dos esforços de cravação;
 - Redução das perdas por atrito nos tubos, válvulas e bombas do sistema “slurry” ;
 - Melhor separação dos detritos da lama bentonítica no sistema “slurry”;
 - Maior aceitação dos detritos para repasse;
 - Através de alguns itens citados acima, melhorar a segurança dos trabalhadores no túnel.

O condicionamento do solo varia de acordo com o tipo de tecnologia empregada para a abertura do túnel.

KUSAKABE et al. (1999) apud MILLIGAN (2000) apresentam uma tabela da Japanese of Civil Engineers Standard Specification for Tunnels, que se reproduz na tabela 10.3, onde se comparam as situações em que o equipamento “slurry shield” ou o EPBM podem ser empregados.

TABELA 10.3 – Seleção do equipamento “slurry shield”ou EPBM (DRÖSEMAYER, 2004)

Tipo de solo		N _{SPT}	Tipo de “Shield”		
			EPBM		“Slurry”
			Sem aditivos	Com aditivos	
Solo aluvial argiloso	Silte e Argila	0 - 2	sim	sim	sim
	Silte arenoso, Argila arenosa	0 - 5	sim	sim	sim
		5 - 10	sim	sim	sim
Solo argiloso do Pleistoceno	Marga e Argila	10 - 20	não	sim	sim
	Marga arenosa, argila arenosa	15 - 25	não	sim	sim
		> 25	não	sim	sim
Solo arenoso	Areia com argila siltosa	10 - 15	sim	sim	sim
	Areia fofa	10 - 30	não	sim	sim
	Areia compacta	> 30	não	sim	sim
Pedregulho com matacões	Pedregulho fofo	10 - 40	não	sim	sim
	Pedregulho compacto	> 40	não	sim	sim
	Pedregulhos com matacões	-	não	sim	não
	Matacões com pedregulho, Matacões	-	não	não	não

Sem o uso de aditivos, a utilização dos equipamentos EPBM restringe-se a solos moles e solos granulares finos enquanto que os equipamentos tipo “Slurry” empregam-se em todos os tipos de solo, excetuando-se os solos com presença de pedregulhos tão grandes ou em quantidade que não podem ser manipulados pelo “Shield”. Por outro lado, empregando-se um equipamento “Slurry” faz-se necessária a implantação de decantadores para separar a lama do resíduo escavado e esta separação, no caso de solos de granulometria fina, pode ser difícil e dispendiosa.

Os agentes lubrificantes ou condicionantes do solo são introduzidos em pontos diversos do processo executivo do túnel, desde a frente de escavação até a disposição final dos detritos. As finalidades destas aplicações estão resumidas na tabela 10.4.

TABELA 10.4 – Possíveis aplicações para o condicionamento do solo em “Shields” (DRÖSEMAYER, 2004)

Local	“Open or Closed face TBM”	“Slurry Shield” / “Mix Shield Machines”	EPBM
Face do túnel	Lubrificar as partes cortantes; reduzir o desgaste e a força necessária ao corte.	Melhorar as propriedades da lama para promover a formação de um ótimo “filter cake” no solo; reduzir o desgaste e a força necessária ao corte.	Lubrificar as partes cortantes; reduzir o desgaste e a força necessária ao corte; permear na frente de escavação e reduzir os afluxos de água; iniciar o processo de modificação do material escavado.
Frente da Máquina	Melhorar o fluxo dos detritos através da frente; reduzir a fricção e o desgaste.	Prevenir entupimentos com argilas plásticas; reduzir o desgaste em solos abrasivos.	Ajudar o solo a obter um estado plástico de consistência adequada; prevenir recompactação de argilas plásticas; prevenir entupimentos; reduzir a fricção e o desgaste; proporcionar um material compressível para reduzir variações de pressão.
Sistema de transporte dos detritos	Reduzir a umidade para melhorar o transporte.	Melhorar a dispersão do solo escavado na lama; reduzir o desgaste em solos abrasivos; melhorar a performance das câmaras de separação.	Produzir um estado plástico adequado aos detritos para controlar o fluxo através do parafuso transportador; reduzir a permeabilidade dos detritos para prevenir o fluxo excessivo de água através do parafuso transportador; reduzir a fricção, o desgaste e a força necessária ao parafuso transportador, reduzir a umidade dos detritos para facilitar o transporte.
Depósito dos detritos	Melhorar a qualidade dos detritos para facilitar a disposição final ou reutilização.	Melhorar a qualidade dos detritos para facilitar a disposição final ou reutilização.	Melhorar a qualidade dos detritos para facilitar a disposição final ou reutilização.
Cavidade do túnel	Uso em forma de lama para suportar a cavidade do túnel e promover a lubrificação dos tubos no método “pipe jacking”.	Uso em forma de lama para suportar a cavidade do túnel e promover a lubrificação dos tubos no método “pipe jacking”.	Uso em forma de lama para suportar a cavidade do túnel e promover a lubrificação dos tubos no método “pipe jacking”.

10.6.2.1 Materiais – Agentes Lubrificantes e Condicionantes do Solo

Lamas Bentoníticas

Emprega-se o termo bentonita para designar uma variedade de argilo-minerais, como: montmorilonitas potássicas, cálcicas e sódicas. Devido à química e estrutura das partículas da argila, elas apresentam uma forte capacidade de absorver água, aumentando o seu volume em até dez vezes.

Produzem-se lamas bentoníticas adicionando bentonita em água pura e, para garantir a homogeneidade da mistura, empregam-se misturadores potentes. Em seguida recomenda-se que a lama repouse por um determinado tempo para que se garanta total hidratação da argila. A quantidade de bentonita adicionada à mistura constitui, usualmente, uma pequena porcentagem (3%) em relação ao peso de água.

O principal uso das lamas bentoníticas se dá nos equipamentos “Slurry”, para promoção do suporte da escavação e da lubrificação em torno dos tubos.

Polímeros

Na natureza existem diversos polímeros, dentre os quais, citando-se os que podem ser utilizados na abertura de túneis temos: os amidos, os açúcares, a celulose e as proteínas. Dentre os polímeros artificiais, os que se empregam são os poliacrílicos e as poliacrilamidas parcialmente hidrolisadas (PHPA), os carboximetil celulose e os polianiônicos celulose (PAC).

Um dos grupos mais importantes de polímeros que se empregam na lubrificação e condicionamento do solo é o das poliacrilamidas (PA) e seus derivados, que tem sido extensivamente desenvolvidos pelas indústrias e tem substituído produtos naturais como o amido

Espumas

As espumas constituem-se essencialmente de um gás, geralmente ar, disperso num líquido na forma de bolhas. Obtêm-se, a partir do emprego de compostos tensoativos que reduzem a tensão superficial na interface ar/água. As bolhas apresentam uma pressão interna superior à pressão atmosférica, que se relaciona com o tamanho e com a resistência da película da bolha.

O principal uso de espumas nos procedimentos de abertura de túneis se dá como agente condicionante de solo nos equipamentos EPBM, no entanto, encontram aplicações nos sistemas “Slurry”. A espuma é produzida no “Shield” por um sistema de ar comprimido. A solução espumosa e o ar comprimido são conduzidos sob uma mesma pressão para câmara de mistura e em seguida passam por uma unidade difusora que transforma a espuma produzida na câmara de mistura numa espuma micro-celular. Uma espuma ideal apresenta bolhas de ar de diâmetros inferiores a 1,0mm.

10.6.3 Alinhamento

O alinhamento final da série de tubos cravados, que constituem o túnel, precisa encontrar-se dentro dos limites especificados previamente. Estes limites normalmente são especificados em termos de desvios máximos admissíveis nas linhas horizontal e vertical. A PIPE JACKING ASSOCIATION (1995) e MILLIGAN e NORRIS (1998) apontam que no Reino Unido têm-se estabelecido essas tolerâncias de desvio como sendo de ± 75 mm na horizontal e de ± 50 mm na vertical. O rigor que se dá aos desvios de alinhamento muitas vezes depende da finalidade da obra e o estabelecimento das tolerâncias deve atender a essas necessidades, mas também devem-se encontrar dentro de uma escala exequível por parte do executor.

Sempre que se empregar o processo “jacking pipe” estará sujeito a desvios de orientação, por uma variedade de fatores, e pequenas correções de direção deverão ser realizadas para manter o alinhamento horizontal e vertical. Correções constantes de desvio induzem à série de tubos um curso em ziguezague, que causa deflexões nas juntas dos tubos. Estes desvios angulares, conforme relatam MILLIGAN e NORRIS (1998), acarretam dois efeitos principais: tendem a aumentar as tensões de contato entre os tubos e o solo; e causam sérias concentrações de tensões nas juntas entre os tubos. O primeiro efeito repercute no incremento do esforço total de cravação e o segundo reduz a capacidade das juntas transmitirem o esforço de cravação sem que haja danos aos tubos. As tensões atuantes nas juntas são função da tensão máxima admissível para o concreto, da rigidez do material de preenchimento e da máxima deflexão angular admissível entre os tubos (PIPE JACKING ASSOCIATION, 1995).

Para transferirem-se os esforços de cravação entre os tubos adjacentes, de forma mais eficiente, é comum utilizarem-se materiais de preenchimento entre as juntas, conforme mostra a figura 10.7. Estes materiais contribuem para reduzirem-se as concentrações de tensões, particularmente onde pequenas mudanças de direção no túnel são necessárias para se realizarem correções de alinhamento.



FIGURA 10.7 - Material de preenchimento entre juntas (CHAMA NETO, 2002)

Uma das principais características do método “jacking pipe” está no fato de que toda a série de tubos tem que seguir o “shield” e em decorrência disso fica sujeita à rota seguida por este último. Caso o “shield” divirja do curso ideal, terão origem forças de atrito adicionais, transferência de cargas maiores através das juntas, deflexões angulares entre os tubos e desvios horizontais e verticais de alinhamento. Como forma de garantir que a rota especificada será seguida dentro das tolerâncias prescritas é necessário que (DRÖSEMEYER, 2004):

- Seja possível fazerem-se correções de posição do “shield”;
- Possa-se fixar, constantemente, a posição do “shield”.

O início do processo de controle de direção se dá por meio de um levantamento topográfico, através do qual se determina a linha de direção entre os poços de partida e de chegada. A transferência dos dados topográficos para a base dos “shafts” deve ser efetuada com muito cuidado. Montada e ajustada a estrutura de cravação, pode-se embocar o “shield” na parede do “shaft” e, então checar-se o correto alinhamento para prosseguir a cravação. O controle de alinhamento dos segmentos iniciais é mais difícil, porém, pode ser determinante para o sucesso da operação. Nos trechos iniciais ocorrerão os maiores esforços.

Os “shields” que se empregam no processo “jacking pipe” devem ser precisos, ou seja, devem apresentar uma forma cilíndrica perfeita e ainda devem ter incorporado um sistema de orientação.

Atualmente, os sistemas mais modernos utilizam-se de unidades eletrônicas receptoras ou emissoras de feixes luminosos (ELS – Eletronic Laser System), instaladas no poço de partida e de alvos fixos tão próximos quanto possível da frente do “shield”, os quais são capazes de indicar a posição relativa do mesmo. Além disso, empregam-se inclinômetros para obterem-se dados acerca dos ângulos de inclinação e de giro do “shield” e, dispositivos medidores de avanço de cravação. Na instalação de tubos em trechos curvos, têm-se utilizado sofisticados giroscópios, equipamentos GPS e estações totais. Todos os dados coletados por estes dispositivos, juntamente com outros parâmetros relevantes do “shield” (torque da cabeça cortante, carga de cravação, vazão e pressão de lama, etc.) são transmitidos a um computador na cabine de comando, de onde um operador é capaz de dirigir o “shield” (DRÖSEMEYER, 2004).

É importante que se diga que os dispositivos “laser” devem ser fixados independentemente da estrutura do “shaft” para não serem afetados por movimentos resultantes da operação de cravação. As checagens de alinhamento precisam ser freqüentes e gravadas, e o sistema precisa ser regularmente confrontado com o levantamento topográfico principal.

Vem-se utilizando a lógica “fuzzy” como ferramenta de auxílio ao operador do “shield” para a manutenção da rota prevista, de forma a se reduzirem os desvios inevitáveis causados pela resposta humana e pela reação do “shield” às mudanças de posição.

Normalmente, os sistemas que empregam lógica “fuzzy” baseiam-se na compilação de registros sob controle manual em diferentes condições de solo e permitem que o operador simule o desempenho de um determinado “shield” para uma dada situação. À medida que se executa a escavação o computador compara os desvios horizontais e verticais reais com os esperados e é capaz de simular um curso ótimo para o “shield”, mantendo o “shield” no alinhamento e inclinação previstos, através de uma ação mínima dos pistões de direção do “shield” (DRÖSEMEYER, 2004).

O processo “jacking pipe” deve ser monitorado até que se possa dar por concluída a operação, ou seja, quando o “shield” atingir o poço de chegada, processar-se a sua desconexão e fecharem-se as estações intermediárias que por ventura tenham sido empregadas (DRÖSEMEYER, 2004).

10.6.4 Recalques e Levantamentos

A estabilidade do “shaft” e do túnel escavado são de extrema importância no método “jacking pipe”. Grandes movimentações acima do túnel e no entorno do “shaft” podem provocar danos consideráveis às estruturas e obras de infra-estrutura enterradas próximas. O colapso do terreno sobre o túnel ocasiona um grande aumento na resistência à cravação do revestimento e, conseqüentemente, a necessidade de forças de cravação maiores. Por sua vez, o colapso da frente de escavação pode por em risco os operários e/ou o equipamento de escavação (DRÖSEMEYER, 2004).

As movimentações são intrínsecas a quaisquer que sejam os métodos que se empreguem na implantação de túneis, sua maior ou menor relevância esta relacionada à sua magnitude. Esta última, de maneira geral, depende da localização do túnel em relação as estruturas vizinhas, da profundidade e diâmetro dos tubos, das condições do subsolo, das intrusões de água, do método de escavação e da habilidade da equipe de trabalho.

No processo “jacking pipe”, basicamente, movimentações de solo podem ocorrer devido à instabilidade da frente de escavação ou pelo descarregamento elástico do solo causado pela escavação. Estas movimentações caracterizam-se por recalques ou levantamentos na superfície do terreno e podem ser classificadas como de curto ou de longo prazo.

As movimentações de curto prazo manifestam-se durante a execução do túnel, porém, mediante a aplicação adequada da técnica “jacking pipe” podem ser mantidas dentro de limites aceitáveis.

Em se tratando das movimentações de longo prazo, estas podem advir do fechamento do solo sobre o túnel em função do desconfinamento gerado pela sobre-escavação.

10.6.5 Obstruções

No método “jacking pipe”, deparar-se com obstruções durante a operação de cravação dos tubos pode prejudicar seriamente o progresso dos trabalhos e, em situações extremas, pode representar a interrupção da cravação e o abandono do trecho ou a necessidade de se abrir um poço de serviço para resgate do “shield”. Para evitar este problema, é essencial investigar antecipadamente a existência e a localização das obstruções ao longo do trajeto planejado, de forma que se possa estudar a melhor solução.

No caso de “shields” de frente fechada, que apresentam falta de recurso quando enfrenta uma situação inesperada, a presença de obstruções representa perda de produtividade, danos ao equipamento e muitas vezes exige a execução de poços de inspeção junto à frente do “shield”, ou até mesmo poços para o resgate deste.

Devido a importância das obstruções, é essencial fazer-se um levantamento acurado das suas posições, a fim de se evitar a interrupção dos trabalhos uma vez iniciados. Dentre os métodos de detecção podemos citar:

- Indução metálica para detecção de elementos metálicos;
- Indução metálica para detecção de elementos não metálicos;
- Detecção por radar (GPR – Ground Penetrating Radar).

Atualmente vem sendo desenvolvido o sistema SSP (Seismic soft-ground Probing), no qual sensores ultra-sônicos integrados ao disco de corte do “shield” emitem sinais que são refletidos diferentemente, em função das condições geológicas. Os sinais refletidos são captados por microfones especiais, sendo automaticamente processados, gerando um perfil tridimensional do maciço que é apresentado na tela do operador. Desta forma, é possível detectar-se zonas problemáticas no maciço, como: zonas de transição de camadas geológicas, de matações e lentes de areia e argila.

10.6.6 Shafts (Poços de Serviço)

Para a execução de um túnel utilizando-se a técnica “jacking pipe”, se faz necessária a construção de poços de serviço (de partida e de chegada, conforme figura 10.8), que constituem estruturas provisórias. No entanto, estes podem coincidir com os locais previstos para os poços de visita da obra, conforme mostra figura 10.9. É através do poço de partida que se iniciam os serviços de abertura do túnel e onde:

- Instalar-se-á o macaco hidráulico para promover a cravação dos tubos, conforme figura 10.10;
- Posicionar-se-á o equipamento de perfuração (shield);
- Instalar-se-ão os equipamentos de medição e os sistemas de controle;
- Descer-se-ão e introduzirão, individualmente, os tubos de revestimento, conforme figuras 10.11 e 10.12;
- Far-se-á a remoção do solo escavado.



FIGURA 10.8 - Construção de poços de serviço



FIGURA 10.9 - Transformação dos poços de serviço em poços de visita



PAREDE DE REAÇÃO

MACACOS

FIGURA 10.10 - Macaco para cravação dos tubos



FIGURA 10.11 - Descida dos tubos nos poços



FIGURA 10.12 - Processo de cravação dos tubos

Os serviços de cravação terminam no poço de chegada, que é o ponto onde se recuperará o “shield” e os tubos de proteção, se o método empregado tiver sido executado em dois estágios.

No projeto dos poços de partida e chegada, com o intuito de se reduzirem os impactos ambientais e os custos de construção, é importante considerarem-se os seguintes aspectos:

- Escolha do número e locais dos poços;
- Escolha da forma e dimensões;
- Escolha do tipo de escoramento ou revestimento;
- Escolha de um método de construção adequado.

Além disso, é necessário ter em vista fatores tais como: método executivo escolhido para a abertura do túnel, condições técnico-geológicas e hidrogeológicas e condições locais (espaço disponível, sobrecargas). Considerando-se que a escavação do túnel pode ser manual ou mecânica, pode-se dizer que esta última necessita de poços de maiores dimensões.

Atenção especial deve ser dada aos poços de serviço “de partida”, pois nestes há a necessidade de se construir, em sua porção inferior, uma parede de reação, conforme mostra figura 10.10. A parede de reação é executada, basicamente, para dar rigidez ao ponto de apoio dos macacos hidráulicos que reagem contra a parede vertical do poço de serviço e assim, evitar os deslocamentos diferenciais entre os pontos de apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBOTT, D. **The Use of Modern Tunnelling Techniques for Different Soils Conditions in Urban Áreas**. Pal. Esp No. 2º Simpósio sobre Túneis Urbanos, pp. 251-272, São Paulo, Maio, 1997.

CHAMA NETO, PEDRO JORGE. **Avaliação de Desempenho de Tubos de Concreto Reforçados com Fibras de Aço**. Dissertação (mestrado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, S.P., 2002. 87p.

CHAPMAN, D. N.; ICHIOKA, Y. **Prediction of Jacking Forces for Microtunnelling Operations**. Tunnelling and Underground Space Technology, Trenchless Technology Research, v.14, Supplement 1, pp.31-41, 1999.

COUTINHO, P. T.; NEGRO JUNIOR, A. **Túneis não tripulados – Parte 2: O Slurry Pipe Jacking**. No: 1º Simpósio sobre Túneis Urbanos, pp. 231-246, São Paulo, Março 1995.

Drosemeyer, A. **Contribuição ao Estudo da Execução de Túneis Pipe Jacking**. Tese de doutorado, Rio de Janeiro, Mar., 2004.

KUSAKABE, O.; NOMOTO, T.; IMAMURA, S. **Geotechnical Criteria for Selecting Mechanized Tunnel System and DMM for Tunnelling**. Panel Discussion, In: Proceedings of 14º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. (Hamburg, 1997), v.4, pp.2439-2440, Balkema, Rotterdam, 1999.

MILLIGAN, G. W. E. **Lubrication and Soil Conditioning in Tunnelling Pipe Jacking and Microtunnelling – A state of the Art Review**. Pipe Jacking Research OxfordUniversity.disponivelem:<http://wwwcivil.eng.ox.ac.uk/research/pipejack/publications.html>.

NEGRO JUNIOR, A. **Design of Shallow Tunnels in Soft Ground**. Ph.D. Thesis, University of Alberta, Canada, 1988.

NORRIS, P. **The Behavior of Jacked Concrete Pipes During Site Installation**. Ph.D. Thesis, Department of Engineering Science, University of Oxford, 1992.

PIPE JACKING ASSOCIATION. **An Introduction to Pipe Jacking and Microtunnelling Design**. London, UK, Pipe Jacking Association, 1995a.

PIPE JACKING ASSOCIATION. **Guide to Best Practice for the Installation of Pipe Jacks and Microtunnels**. London, UK, Pipe Jacking Association, 1995b.

REVISTA ENGENHARIA. **O pipe jacking abre uma janela para o futuro**. Engenho Editora Técnica, Revista Nº. 560, 2003.

SMITH, C. R.; BUCHAN. C. V. **Pipe Design and Design Developments**. In: 25 Years of Progress in Pipe Jacking, British Tunnelling Society, 1998.

STEIN, D. **Trenchless Technology for Utility Networks – An Important Part of the Development of Mega-Cities**. In: Proceedings of the World Tunnel Congress, Tunnels and Metropolises, Negro Junior A. and Ferreira A.A. (eds.) Balkema, Rotterdam, v. 2, pp. 1247-1254, São Paulo, 1998.

WILKINSON, D. **Successful Microtunnelling: Matters Which must be Considerated**. Tunnelling and Underground Space Technology, Trenchless Technology Research, v. 14, Supplement 2, pp. 47-61, 1999.

Drenagem em Rodovias não Pavimentadas



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional



Kinsel
Advogados
Associados



prisma
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

DRENAGEM EM RODOVIAS NÃO PAVIMENTADAS

José Roberto Hortêncio Romero

As estradas não pavimentadas são de fundamental importância para o desenvolvimento social e econômico do Brasil, sendo a erosão provocada pela água no leito e nas margens destas estradas um dos principais fatores para sua degradação.

11.1. INTRODUÇÃO

O Brasil possui aproximadamente 1.725.000 km de estradas distribuídas nas diferentes regiões, das quais mais de 90% não são pavimentadas (DNER).

Os custos para a construção e manutenção das estradas são bastante elevados, devendo sua construção ser realizada de maneira a considerar todos os fatores que possam vir a prejudicar a sua estrutura. Neste sentido, a análise deve ser bastante criteriosa, uma vez que, para estradas não pavimentadas, o material do leito apresenta grande variabilidade, sendo, normalmente, obtido no próprio local de construção da estrada.

A erosão provocada pela água no leito e nas margens das estradas é um dos principais fatores para sua degradação. No estado da Carolina do Norte, Estados Unidos, observaram que mais de 90% do sedimento produzido em áreas florestais advém das estradas, sendo a drenagem inadequada o principal fator responsável. A maior porção do sedimento produzido na superfície da estrada é de tamanho inferior a 2 mm, é o mais prejudicial aos recursos hídricos, apresentando o agravante de que o material erodido das estradas move-se, comumente, diretamente dos canais de drenagem aos cursos d'água.

Mesmo em estradas de pequeno porte, localizadas nas áreas internas de propriedades rurais, destinadas apenas ao uso particular, podem ocorrer problemas erosivos, podendo tanto a estrada ser prejudicada pela ocorrência de erosão e aporte de advindos das áreas marginais, como ser a responsável pela erosão nestas áreas.

A redução dos problemas de erosão nas estradas de terra pode ser obtida pela adoção de medidas que evitem que a água proveniente do escoamento superficial, tanto aquele gerado na própria estrada como o proveniente das áreas à suas margens, acumule-se na estrada e passe a utilizá-la para o seu escoamento. A água escoada pela estrada deve ser coletada nas suas laterais e encaminhada, de modo controlado, para os escoadouros naturais, artificiais, bacias de acumulação ou outro sistema de retenção localizado no terreno marginal.

Envolvendo a drenagem superficial e subterrânea, matéria muito ampla, procuraremos fazer um resumo, chamando a atenção para os pontos que julgamos de maior importância para o engenheiro rodoviário.

Diz o refrão popular, com muita sabedoria que: “uma boa estrada requer um teto impermeável e um porão seco”.

O engenheiro que constrói estradas de rodagem tem muito bem definido em seu espírito o grande valor e a importância capital da drenagem, para que a construção atinja o objetivo visado com eficiência: tráfego ininterrupto sob as condições técnicas para o qual foi projetado.

Os preços de uma drenagem eficiente fazem com que os engenheiros não abordem o assunto de uma maneira rija, segundo os princípios básicos rigorosos da drenagem e procurem soluções intermediárias que muitas vezes levam a resultados pouco satisfatórios, dando lugar a novas despesas que somadas às iniciais irão afinal chegar, ou ultrapassar, ao valor da drenagem se fosse inicialmente feita como deveria.

A pouca atenção dispensada às propriedades do solo e ação da água sob todas as formas por que se apresenta, redundam em dispendiosa manutenção e reconstrução de quilômetros e quilômetros de estradas.

A solução do problema depende de certo número de variáveis, não raro de difícil fixação, por falta de dados de observação e o engenheiro não obstante sua experiência, muitas vezes não poderá estimá-los dentro de um valor aproximado do real, resultando que os cálculos ou pecam pelo exagero ou pela deficiência.

Em um projeto de drenagem para rodovias devemos considerar os seguintes elementos quanto às obras de arte:

- 1) O estudo hidráulico para fixação das dimensões
- 2) A sua resistência estrutural
- 3) O seu custo
- 4) Condições variadas e particulares à sua locação.

Seja no estudo da drenagem superficial ou da drenagem subterrânea, o problema básico é saber se a quantidade de água que temos a escoar. Este problema está sumamente ligado à hidrologia superficial e profunda responsável pelas condições do escoamento d'água, superficial ou profunda, no local da obra.

As condições da bacia hidrográfica, principalmente, têm grande influência no projeto de drenagem, visto que o escoamento superficial no caso da drenagem superficial aumenta com a declividade das vertentes da bacia, com o grau de impermeabilidade e falta de vegetação do terreno, com a diminuição da capacidade de retenção superficial. É influenciado pelo formato da bacia hidrográfica e pelas condições climáticas, temperatura média, regime de ventos e umidade, característica da zona onde se situa a bacia hidrográfica. Temos pois, de fazer considerações para cada uma das condições acima, a fim de que o projeto possa ficar bem equacionado.

11.2. CONSTRUÇÃO

11.2.1 Linhas de Tubo

Os bueiros, incluídos entre as **obras de arte correntes**, podem ser tubulares ou celulares (galerias).

Os **bueiros tubulares**, nas construções rodoviárias, são os mais empregados.

As galerias celulares são de concreto armado, geralmente de seção retangular, simples ou múltipla. O estudo de sua fundação deve ser feito e, preferivelmente com base nos resultados de ensaios e sondagens.

O aterro dos bueiros deve ser executado com bastante cuidado, principalmente junto aos seus lados, não convém empregar máquinas pesadas na execução do aterro junto à obra, pois poderão provocar danos à mesma; de acordo com o projeto de norma 02:107.02-001 "Execução de Obras de Esgoto Sanitário e drenagem de Águas Pluviais utilizando-se tubos e aduelas de concreto"

11.2.2 Aterro, Reaterro e Compactação do Solo

O aterro ou reaterro de tubos e aduelas têm influência direta na qualidade final da obra e deverão ser executados com os mesmos parâmetros estabelecidos para toda a obra.

A má qualidade do aterro ou reaterro poderá acarretar os seguintes problemas:

- Recalque diferencial na camada final;
- Desalinhamento da linha tubo\aduela com prejuízos para o sistema de encaixe\vedação das peças;
- Problemas estruturais interferindo diretamente na classe de resistência das peças.

A compactação do solo poderá ser manual ou mecânica e realizada de três formas diferentes: por pressão, impacto ou vibração. Os equipamentos utilizados deverão ser compatíveis com as classes de resistência mecânica das peças, evitando-se problemas estruturais.

Os aterros e reaterros devem ser executados obedecendo-se as seguintes exigências:

- Antes de iniciar os serviços deve-se retirar todos os materiais estranhos, tais como: pedaços de concreto, asfalto, raízes, madeiras, etc.

- Para execução do reaterro utilizar, preferencialmente, o mesmo solo escavado, desde que apresentem as propriedades adequadas (umidade adequada, características físicas etc.). Quando o solo for de má qualidade utilizar solo de jazida apropriada. Não são aceitáveis como material do reaterro argilas plásticas e solos orgânicos, ou qualquer outro material que possa ser prejudicial física ou quimicamente para o concreto e armadura dos tubos, material este aprovado pela fiscalização.

- O aterro e a compactação devem ser feitos concomitantemente com a retirada do escoramento, quando adotado.

Para o aterro e a compactação, sugerem-se os seguintes procedimentos:

a) Numa primeira fase é mantido o escoramento e executado o reaterro até o nível da 1ª estronca. Retira-se então a estronca e a longarina (se for o caso) e o travamento fica garantido pelo próprio solo do reaterro.

b) Prossegue-se com o reaterro até o nível da 2ª estronca, retira-se a mesma e a longarina (se for o caso) e assim sucessivamente até o nível desejado.

c) As pranchas verticais e os perfis metálicos (quando o escoramento for metálico madeira) só deverão ser retirados no final do reaterro. Para isso utilizam-se guindastes, retroescavadeiras ou outros dispositivos apropriados.

Para o reaterro da vala deve ser executado seguindo os critérios abaixo:

- Inicialmente executa-se o enchimento lateral da vala, com material de boa qualidade isento de pedras e outros corpos estranhos, proveniente da escavação ou importação a critério da fiscalização. O reaterro da vala deve ser executado alternadamente nas regiões laterais dos tubos e\ou aduelas, mecânica ou manualmente, em camadas de até no máximo 20 cm, compactadas com energia especificada em projeto e\ou aprovada pela fiscalização.

- Este procedimento deverá ser executado até no mínimo 60 cm acima da geratriz superior do tubo e\ou aduela.

- Em seguida o reaterro deve ser feito em camadas com espessura de 20 cm (material solto), compactado através de compactadores manuais ou mecânicos. Deve-se fazer o controle de compactação, de maneira que sejam atingidas as exigências de projeto. A compactação em camadas de pequena espessura (máximo de 20 cm) visa evitar bolsões sem compactação.

- Quando o solo for muito arenoso, o adensamento será mais eficiente através de processo vibratório ou hidráulico.

- De maneira geral, deve-se iniciar a compactação a partir da região central da vala para as laterais, tomando-se os devidos cuidados para não provocar danos estruturais e ou desalinhamento das redes evitando-se assim danos no sistema de encaixe\vedação das peças.

11.2.3 Caixas Coletoras, Bocas de Lobo, Poços de Visita

Na construção desses dispositivos, são empregados os mesmos materiais, equipamentos e procedimentos utilizados nas obras de arte especiais de concreto.

O mesmo ocorre com as “cabeças” dos bueiros, constituídas normalmente por testa, alas e soleira na boca de jusante e pelos mesmos elementos, ou então por uma caixa coletora, na boca de montante.

11.2.4 Drenos

Os drenos utilizam materiais granulares.

Os drenos do subleito podem ser:

- em camadas
- transversais ao eixo
- longitudinais ao eixo

Os drenos transversais e longitudinais podem utilizar tubos perfurados, ou porosos (de concreto), envolvidos pelo material granular.

11.2.5 Sarjetas, Valetas, Canaletas

As sarjetas e valetas podem ser revestidas ou não.

O revestimento pode ser feito com placas de grama, concreto moldado “in loco”, placas ou meias canas de concreto (canaletas), empedramento ou alvenaria de pedras ou tijolos.



FIGURA 11.1 - Valetas



FIGURA 11.2 - Valetas

11.2.6 Descidas de Água

A água da plataforma deve ser conduzida por uma canaleta até o pé do aterro. São as chamadas descidas d'água. Caixas coletoras são colocadas nos pontos baixos dos acostamentos para reunir as águas antes da descida.

As descidas são em geral construídas em concreto, “encaixadas” no talude do aterro, apiloando-se bem a fundação. Uma precaução importante é a de preencher com solo coesivo e compactar bem junto à face exterior do concreto, para evitar que a água corra por fora do dispositivo, provocando erosões. Proteger o solo junto às descidas com revestimento vegetal.

A caixa, em concreto ou em alvenaria, deve ser prevista no ponto mais baixo da sarjeta.

- A descida d'água até o pé do talude será construída de preferência no local, em concreto, em degraus, apiloando-se bem a fundação.

- Uma segunda caixa ao pé do talude normalmente chamada de “dissipador de energia”, quebrará a correnteza. A água poderá ser orientada para a direção desejada.

11.2.7 Valetas de Proteção

A construção das valetas de proteção, tanto nos cortes como nos aterros, é feita como segue:

- Determinar no local o traçado da valeta, que não deve ser muito próximo do talude. Seguir o terreno natural o mais próximo possível, mas com declividade adequada para assegurar o escoamento da água.

11.2.8 Valetas não Revestidas

- Escavar a valeta com profundidade aproximada de 50 cm. Os materiais escavados devem ser espalhados a jusante da valeta.



FIGURA 11.3 - Valetas não Revestidas

11.2.9 Valetas Revestidas

- Para valetas revestidas, escavar como indicado anteriormente, mas com largura suficiente para receber os elementos pré-fabricados ou para permitir a moldagem no local do revestimento de concreto. Ao terminar, fazer cuidadosamente o enchimento do solo, junto à valeta, para que a água tenha acesso à mesma, e não penetre entre o terreno e o revestimento.



FIGURA 11.4 - Valetas Revestidas

- Tanto no caso de valeta revestida como no de não revestida, proteger a saída d'água contra a erosão como já indicado, com placas de grama, pedras, etc. Observar o funcionamento da valeta, e fazer alguma correção que se mostre necessária.

11.2.10 Controles de Execução

Os controles da execução da drenagem são de dois tipos: geométricos e tecnológicos.

Os controles geométricos se referem à verificação dos alinhamentos, cotas, larguras, espessuras e diâmetros dos elementos do sistema de drenagem.

Os controles tecnológicos se referem à verificação da compactação dos solos de fundação, resistência dos tubos de concreto, das canaletas de concreto, e dos concretos usados nos elementos concretatos no local.

11.2.11 Conservação da Drenagem

Pela importância da drenagem para a estrada, é fundamental que ela mereça atenção permanente.

Qualquer defeito deve ser reparado no menor tempo possível para evitar perigo ao usuário e aumento do custo das reparações.

Para que um reparo seja bem feito é necessário conhecer as causas que geraram o problema.

A seguir são descritos os defeitos mais comuns, suas causas prováveis e o tipo de reparação mais adequado, bem como as conseqüências danosas do adiamento dos reparos.

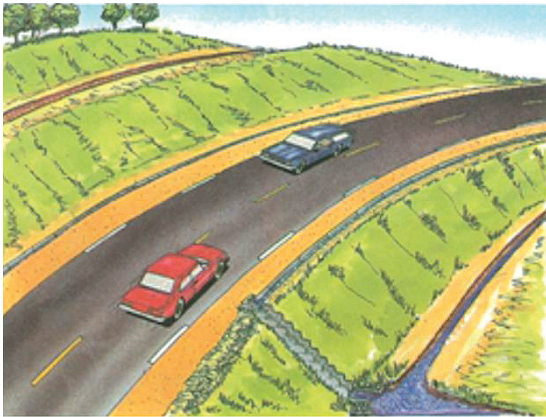


FIGURA 11.5 - Conservação da Drenagem



FIGURA 11.6 - Conservação da Drenagem

11.3 DEFEITOS

11.3.1 Dispositivos Danificados

Se um dispositivo de drenagem for danificado, altera-se a sua seção transversal e consequentemente sua capacidade.

Os danos ocasionam também a deposição de detritos e a infiltração de água que podem comprometer a estabilidade do corpo estradal e dar início às erosões perigosas.

Nas sarjetas e valetas de terra os danos mais comuns são as erosões das laterais e do fundo.

Causas Principais

- danos ocasionados por erosão, descalçando o dispositivo
- quebra devida à passagem de veículos muito pesados ou impactos diversos
- recalque do solo
- no caso de sarjetas e valetas de terra a principal causa é a velocidade excessiva de água

Reparações Usuais

- reconstrução do dispositivo, reproduzindo as suas características originais, com reforço da fundação e proteção contra a erosão, se for o caso.
- no caso de sarjetas e valetas de terra, recomposição das mesmas, protegendo-as da erosão, e diminuindo a declividade para reduzir a velocidade da água ideal seria construir uma canaleta com meia cana de concreto pré-moldado ou moldado "in loco", pois em função da velocidade poderá novamente ocorrer erosão.



FIGURA 11.7 - Erosões



FIGURA 11.8 - Recalque do Solo



FIGURA 11.9 - Velocidade Excessiva de Água

11.3.2 Assoreamento dos Dispositivos de Drenagem

O assoreamento é o acúmulo de material sólido nos dispositivos de drenagem, reduzindo a seção de vazão, podendo chegar até o completo entupimento. Prejudicada a seção de vazão, a água pode se infiltrar sob o leito da estrada, causando o enfraquecimento do acostamento e do pavimento e às vezes a erosões perigosas. No caso de entupimento de bueiro, o acúmulo de água a montante pode comprometer a instabilidade do aterro e do pavimento.

Causas Principais

- a declividade insuficiente que provoca a redução da velocidade da água
- vegetação e detritos arrastados pela água e bloqueados na obra



FIGURA 11.10 - Declividade Insuficiente

Reparações Usuais

- desobstrução e limpeza.



FIGURA 11.11 - Assoreamento

11.3.3 Defeitos Localizados nas Curvas de Sarjetas e Canaletas

Ocorrem às vezes extravasamentos nos trechos em curva, que podem provocar erosão e destruição da sarjeta ou canaleta e em consequência prejuízos ao acostamento e ao pavimento.

Causas Principais

- curva de pequeno raio, provocando mudança brusca de direção da correnteza.

Reparações Usuais

- realinhamento das canaletas, melhoria da seção e do revestimento, ou eventualmente construção de caixa para a mudança de direção.

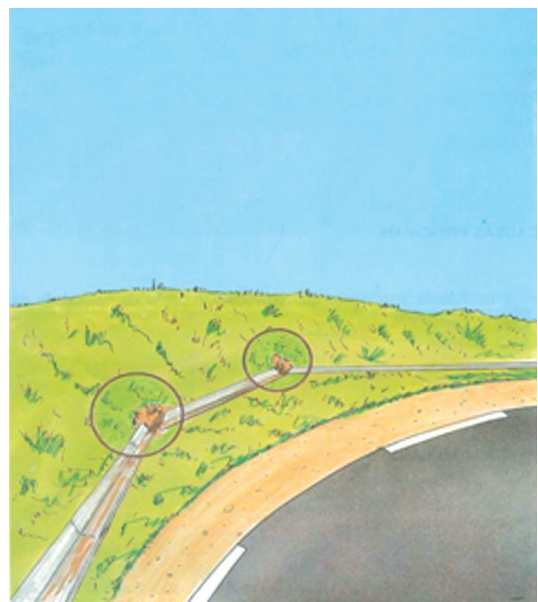


FIGURA 11.12 - Curva de Pequeno Raio

11.3.4 Poços de Água

O acúmulo de água na sarjeta lateral pode causar a saturação do acostamento e do pavimento, dando origem ao seu enfraquecimento e erosão.

Causas Principais

- drenagem insuficiente

Reparações Usuais

- correção da drenagem, em geral com o aumento do número de saídas d'água

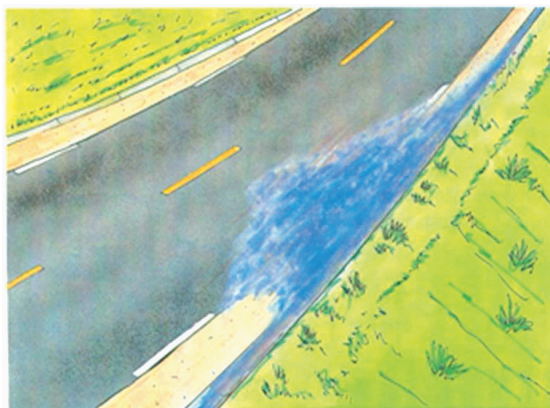


FIGURA 11.13 - Acúmulo de Água

11.3.5 Poço de Visita com Tampa Faltante ou Estragada

Uma tampa estragada, ou em falta, constitui perigo para pessoas e animais, gerando acúmulo de vegetação e de detritos obstruindo o dreno.

Causas Principais

- acidente, vandalismo

Reparações Usuais

- colocação de nova tampa

11.3.6 Poço de Visita Recoberto com Terra ou Vegetação

O recobrimento pode levar à obstrução da drenagem subterrânea, pois dificulta a inspeção e limpeza periódica.

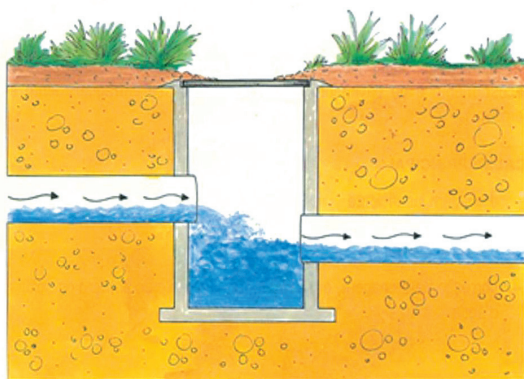


FIGURA 11.14 - Drenagem Subterrânea - caixas e drenos

Causas Principais

- invasão do topo do poço pela vegetação, eventualmente por defeito de construção (tampa do poço colocado muito baixo em relação ao terreno)

Reparações Usuais

- limpeza em torno do poço e correção da altura da tampa se for o caso

11.3.7 Obstrução dos Drenos

A obstrução dos drenos pode causar a saturação do corpo estradal.

Causas Principais

- materiais retidos nas caixas ou dutos subterrâneos

Reparações Usuais

- desentupir as caixas e os drenos subterrâneos

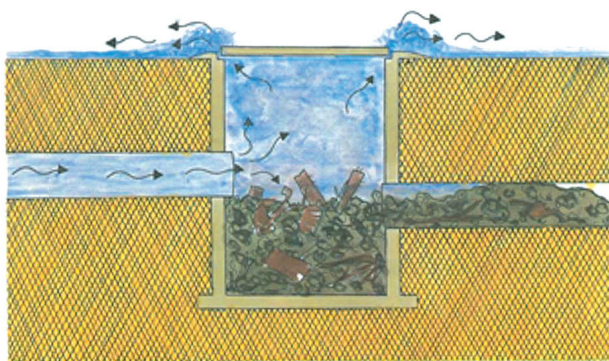


FIGURA 11.15 - Obstrução da Caixa e Drenos

11.3.8 Erosão à Saída do Dispositivo de Drenagem

A erosão na saída da obra causa aparecimento de uma bacia, podendo levar ao desmoronamento da testa de jusante, das alas, e mesmo de uma parte do corpo do dispositivo de drenagem e do aterro.

A demora na correção dessa situação causa graves prejuízos ao aterro, pois a erosão pode progredir com grande rapidez.

Causas Principais

- alta velocidade da água devida à declividade muito alta.

Reparações Usuais

- construção de calçada com material adequado, e, se for o caso, descida em degraus e dissipador de energia

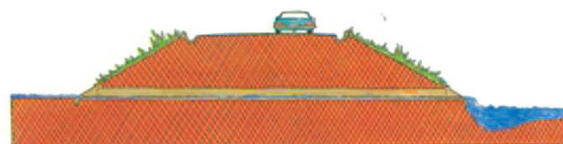


FIGURA 11.16 - Formação de Bacia



FIGURA 11.17 - Construção de Coletor e Dissipador de Energia

11.4 MANUTENÇÃO DA DRENAGEM

A água acelera a destruição dos pavimentos e uma drenagem adequada é condição básica para a manutenção de uma estrada em boas condições de operação.

É sabido também que os maiores e mais freqüentes danos causados às estradas ocorrem na época das chuvas.

Neste capítulo vamos nos ater às condições básicas para o projeto e implantação de bueiros, caixas coletoras, bocas de lobo, poços de visita, drenos, valetas, sarjetas, canaletas e descidas d'água.

Os materiais comumente empregados na construção destas obras são:

- peças pré moldadas de concreto, tais como tubos de concreto simples ou armado, canaletas, tampas de caixas coletoras, etc.;
- agregados, cimento e água para a confecção de concreto
- aço em barras, para armaduras do concreto
- tijolos para alvenaria.
- pedras de vários tipos, dimensões e formatos para alvenarias, enrocamentos, gabiões, etc.

- agregados para filtros drenantes e fundações de bueiros
- placas de grama, mudas ou sementes de grama ou de outras espécies vegetais.

Os dispositivos são:

11.4.1 Linhas de Tubo

As linhas de tubo são dispositivos de drenagem superficial usados para a passagem de água de um para outro lado da estrada.

Havendo outras estradas próximas, atravessando o mesmo vale, deverá ser observado o comportamento das obras existentes a fim de se obter uma estimativa de seção de vazão necessária.

De modo geral, sua declividade deverá ficar entre 0,5% e 5%. Casos extremos poderão chegar a 8% mas, nestes casos, deverão ser projetadas ancoragens para os tubos.



FIGURA 11.18 - Linha de Tubo



FIGURA 11.19 - Linha de Tubo

11.4.2 Bocas de Lobo

Destinam-se a coleta das águas superficiais provenientes das sarjetas ou valetas, conduzindo-as a um bueiro ou a uma saída de água.

11.4.3 Poço de Visita

É um dispositivo que possui uma câmara no fundo e uma chaminé que dá acesso à superfície do terreno, de forma a permitir inspeção e limpeza do bueiro.

É utilizado nos seguintes casos:

- pontos intermediários de canalizações externas
- pontos de mudança de declividade e/ou de direção dos condutos
- pontos de conexão de vários condutos

11.4.4 Drenos

Na **drenagem profunda** é importante o conhecimento dos constituintes do solo e da situação do lençol freático.

Pelos vazios entre os grãos do solo a água do lençol freático pode subir até vários metros, chegando a afetar sensivelmente a resistência do subleito comprometendo o pavimento.

A subida da água é devida ao fenômeno da “capilaridade” e é tanto maior quanto menores os grãos de solo, e, conseqüentemente, os espaços entre eles. Nas areias, ela é fraca. Quase nenhuma nos pedregulhos e pedras britadas. Grande nos solos argilosos.

11.4.5 Sarjetas, Valetas, Canaletas

Entre os dispositivos de **drenagem superficial**, geralmente são chamados de sarjetas aqueles utilizados na plataforma da estrada e de valetas, aqueles usados para proteção do corpo estradal, fora da plataforma. Quando estas últimas, servem para a proteção dos taludes de cortes ou de aterros são chamadas de valetas de proteção. Quando são revestidas com peças pré-moldadas de concreto em forma de meia cana são chamadas de canaletas.

A declividade a ser adotada no projeto destas obras não deverá ser menor que 0,5%. Também não deve ser tão elevada que acarrete problemas de erosão. Os valores mais usuais não costumam ultrapassar os 10%.

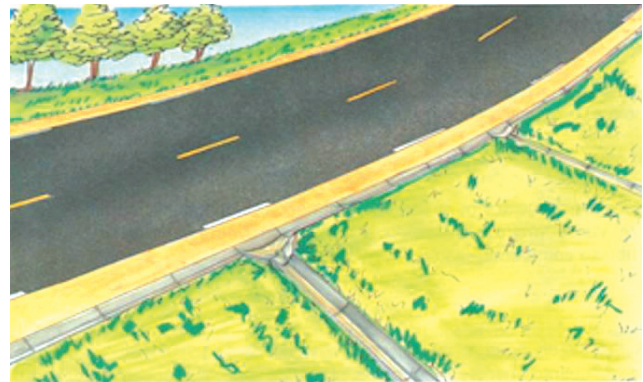


FIGURA 11.20 - Valetas e Canaletas



FIGURA 11.21 - Valetas e Canaletas



FIGURA 11.22 - Descidas de Água

11.4.6 Descidas de Água

Nos pontos baixos dos aterros e nos locais onde o fluxo estiver próximo da capacidade de escoamento deverão ser previstas saídas de água, ou caixas coletoras, a partir das quais a água é afastada da estrada de forma a não causar erosões. As valetas para descida de água, colocadas nas saias dos aterros, geralmente chamadas de “rápidos” apresentam declividades muito altas e por isso devem ser sempre revestidas de concreto. Devem também prever dissipadores de energia nos seus pontos terminais, para atenuar a velocidade da água, diminuindo o risco de erosão do terreno natural.

O espaçamento entre as saídas de água depende do greide, da capacidade das sarjetas e do fluxo d'água.

11.4.7 Valetas de Proteção

As valetas de proteção são construídas junto aos “off-sets” do corpo estradal, do lado de montante, e servem para interceptar as águas que atingiriam o talude do corte ou do aterro.

Recomenda-se usar valetas revestidas de concreto ou pré-moldado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANJOS FILHO, O. **Estradas de terra. Jornal O estado de São Paulo, São Paulo** 29 de abril de 1998. (Suplemento Agrícola).

BERTOLINI, D.; DRUGOWICH, M. I.; LOMBARDI NETO, F. & BELINAZZI JÚNIOR, R. **Controle de erosão em estradas rurais. Campinas, CATI, 1993. 37p.** (Boletim Técnico, 207)

BUBLITZ, U. & CAMPOS, L.C. **Adequação de estradas rurais em microbacias hidrográficas – especificações de projetos e serviços. Curitiba, EMATER-PR, 1992. 70p.** (Boletim Técnico, 18)

CHOW, V.T. **Open Channel hydraulics.** New York, McGraw-Hill Book Company, 1959. 680p.

DNER. **Anuário estatístico dos transportes: GEIPOT, 2000.** Disponível em <www.dner.gov.br> acesso em Abril de 2002.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** São Paulo, Villibor, 1995. 240p.

Manual Básico de Estradas Vicinais – DER – 19897

Drenagem de Estradas para Fins de Pavimentação – Curso de Especialização de Pavimentação Rodoviário – Vol. 6 – Instituto de Pesquisa Rodoviária – DNER.

Projeto de Norma 02:107.02-001 – Execução de Obras de Esgoto Sanitário e Drenagem de Águas Pluviais utilizando-se tubos e aduelas de concreto.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES DE TUBOS DE CONCRETO

A Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto - ABTC reúne as principais e mais importantes empresas fabricantes de tubos e aduelas de concreto destinados à captação de águas pluviais, esgoto sanitário, efluentes industriais e canalização de córregos.

Participam também fabricantes de equipamentos, fornecedores de insumos, projetistas, e representantes de órgãos consumidores, com o objetivo de oferecer ao mercado, soluções em tubos e aduelas de concreto de qualidade.

A entidade presta assessoria a fabricantes, projetistas, construtoras, prefeituras municipais e órgãos de saneamento e abastecimento, seja na fabricação de tubos de concreto, elaboração de projetos, especificação, ou no controle tecnológico de obras, treinamento de inspetores, recebimento do material na obra, entre outros aspectos.

Visão

Desenvolver tecnicamente e ampliar o mercado de tubos e aduelas de concreto, fortalecer a cultura de uso e preservar a qualidade do produto e das obras executadas.

Missão

Agregar a cadeia produtiva (fabricantes, fornecedores de insumo, equipamentos, etc), disponibilizar informações técnicas e ferramentas que auxiliam na obtenção de qualidade dos produtos e conseqüentemente dos empreendimentos de drenagem, canalização e saneamento básico.

Patrocínio



Associação
Brasileira de
Cimento Portland



ArcelorMittal



Fábrica de Concreto Internacional

Hawkeye Pedershaab
Concrete Technologies Worldwide™



prisma
www.revistaprisma.com.br
soluções construtivas com pré-moldados de concreto



Votorantim
Cimentos

ABTC

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA
DOS FABRICANTES DE
TUBOS DE CONCRETO

Sede: Av. Torres de Oliveira, 76 - CEP 05347-902 - São Paulo - SP
Tel.: 11. 3763.3637 - e-mail: atendimento.abtc@abtc.com.br - www.abtc.com.br