



CETESB



Adhemar Della Nina

CONSTRUÇÃO DE REDES DE ESGOTOS SANITÁRIOS

CETESB

CONSTRUÇÃO DE REDES DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Engº ADHEMAR DELLA NINA

CIA. ESTADUAL DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO
BÁSICO E DE DEFESA DO MEIO AMBIENTE
CETESB - BIBLIOTECA
AV. PROF. FREDERICO RICHARDSON - CEP 05508 - S. PAULO
SÃO PAULO - BRASIL

EDIÇÃO PATROCINADA PELO
CONVÊNIO BNH/ABES/CETESB

BANCO NACIONAL DA HABITAÇÃO
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA SANITÁRIA
COMPANHIA ESTADUAL DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO
BÁSICO E DE DEFESA DO MEIO AMBIENTE

CETESB
SÃO PAULO - 1975

CIA. ESTADUAL DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO
BÁSICO E DE DEFESA DO MEIO AMBIENTE
CETESB - BIBLIOTECA

55105
4175
ex. I

Capa: Idelma T. Picolo

FICHA CATALOGRÁFICA

Della Nina, Adhemar

D38c Construção de redes de esgotos sanitários. São Paulo, CETESB, 1975.

Bibliografia.

Obra publicada em convênio BNH/ABES/CETESB.

- I. Redes de esgotos — Construção. I. CETESB.
- II. Título.

CDD 628.24

CDU 628.24

APRESENTAÇÃO

Este manual deveria ter sido lançado há quase três anos, não fora imprevistos surgidos durante a fase de impressão e que, independente da vontade da CETESB e do autor, retardaram sua publicação.

Servirá para substituir a edição, já esgotada, do manual publicado pela CETESB em 1970, sob o mesmo título.

Como o anterior, é um manual prático onde a conceituação teórica de alguns assuntos foi, apenas, superficialmente abordada, procurando torná-lo acessível à assimilação do leitor ainda não familiarizado com o assunto. É, também, o resultado da compilação e coordenação de várias publicações, todas citadas na bibliografia.

No período em que o manual esteve no prelo, alguns processos construtivos desenvolveram-se e foram introduzidos no Brasil como, por exemplo, a escavação pelo sistema de mini-túneis e o assentamento de tubulações com a utilização do raio leiser que, fosse este manual escrito neste momento, dele fariam parte. Além disso, várias normas e especificações da ABNT foram elaboradas ou modificadas, o que levaria à revisão de alguns conceitos aqui emitidos baseados nas normas em vigor na época.

Assim mesmo, acreditamos e esperamos que ele venha a ser de grande valia como fonte de consulta para engenheiros e estudantes com atividades em trabalhos de construção de sistemas de esgotos sanitários. Receberemos, de bom grado, críticas e sugestões no sentido de torná-lo mais útil.

O AUTOR

ÍNDICE

Capítulo 1

INSTALAÇÃO E ORGANIZAÇÃO DO CANTEIRO DE OBRAS

• Apreciação geral	1
Edificações	2
Instalações	3
Armazenamento	4
• Referências bibliográficas	10

Capítulo 2

SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS

• Apreciação geral	11
• Cálculo das Ordens de Serviço	14
Ordem de Serviço para Cruzeta	14
Ordem de Serviço para Gabarito	16
Condutos fundidos no local	18
• Marcação da vala	20
• Referências bibliográficas	21

Capítulo 3

TRABALHOS EM TERRA

• Apreciação geral	23
• Escavação	24
Escavação a céu aberto	24
Escavação em túnel	36
• Esgotamento	46
Drenagem a céu aberto	47
Rebaixamento do lençol freático por pontelras filtrantes	20
Rebaixamento do lençol freático por poços profundos	52
Rebaixamento do lençol freático por eletro-osmose	54
• Escoramento	56
Considerações	56
Escoramento aberto ou descontinuo	67
Escoramento fechado com estaca-prancha de madeira	67
Escoramento fechado com estaca-prancha de aço	70
Escoramento em pranchada horizontal	70
Paredes de diafragma	73

Cortinas atirantadas	78
Observações	83
Escoramento de obstáculos	84
• Reaterro	84
Considerações	84
Compactação de solos não coesivos	87
Compactação de solos siltosos ou arenosos de coesão moderada	88
Compactação de solos coesivos	90
• Referências bibliográficas	91

Capítulo 4

TUBULAÇÕES

• Apreciação geral	83
• Assentamento	95
Assentamento com cruzeta	96
Assentamento com gabarito	97
Alinhamento horizontal	99
• Bases	102
Enrocamento	102
Berços	104
Estacas	104
• Juntas	120
Considerações	120
Junta de cimento-areia	120
Junta de betume	123
Junta de chumbo	124
Junta de flange	126
Junta soldada	126
Junta elástica	126
Junta soldada para tubos de PVC rígido	132
Junta mecânica	133
Junta de dilatação para condutos fundidos no local	133
• Tipos	136
Considerações	136
Tubos cerâmicos	136
Tubos de concreto	139
Tubos de cimento-amianto	150
Tubos de ferro fundido	151
Tubos de aço	154
Tubos de poliéster armados com fios de vidro e enchimento de areia siliciosa	155
Tubos de PVC rígido	156
Tubos de PVC rígido revestidos com fibra de vidro	158
Tubos de poliéster armados com fios de vidro, corrugados, com alma helicoidal de PVC rígido	158
Condutos fundidos no local	158
• Referências bibliográficas	178

Capítulo 5

ESTRUTURAS ACESSÓRIAS

• Apreciação geral	183
• Poços de visita	183
Poços de anéis pré-fabricados de concreto	185
Poços de concreto armado fundidos no local	189
Poços de alvenaria	192
Elementos constitutivos dos poços	192
• Tubos e poços de queda	207
• Sifões invertidos	207
• Referências bibliográficas	213

Capítulo 6

SINALIZAÇÃO

• Apreciação geral	215
• Referências bibliográficas	230

Capítulo 7

CARGAS VERTICAIS EXTERNAS ATUANTES SOBRE TUBULAÇÕES ENTERRADAS

• Apreciação geral	231
Considerações	231
Simbologia	231
• Tipos de instalações	234
• Métodos de assentamento	238
Tubos em vala	238
Tubos salientes	248
Tubos em túnel	255
• Cargas causadas pelo reaterro	255
Tubos em vala	256
Tubos salientes	257
Tubos em túnel	259
• Cargas causadas pela sobrecarga	268
Carga concentrada	268
Carga uniformemente distribuída	269
Notas	271
• Esforços resistentes	272
Tubos rígidos	272
Tubos salientes	273
Tubos flexíveis	275
• Tabelas	281
• Exemplos	315
• Referências bibliográficas	344

Capítulo 8

ENSAIOS DE RECEBIMENTO

• Apreciação geral	346
• Teste de vazamento	347
Com fumaça	347
Com água	348
Tubulações de grandes diâmetros	351
• Teste de infiltração	356
• Referências bibliográficas	357

Capítulo 9

CADASTRO

• Apreciação geral	358
• Referências bibliográficas	360

Capítulo 1

INSTALAÇÃO E ORGANIZAÇÃO DO CANTEIRO DE OBRAS

1.1 APRECIACÃO GERAL

Ao conjunto de edificações, instalações, locais de armazenamento e tudo mais que venha a ser reputado útil e carente, denominamos *canteiro de obras*; indispensável para dar andamento conveniente aos serviços, situa-se junto ao local de execução da obra.

A área necessária à instalação do canteiro é função não só do vulto da obra mas, também, da sua disponibilidade (nas zonas urbanas, em geral, são usados terrenos particulares ou praças públicas); de preferência, deverá situar-se no centro de gravidade do local de execução da obra ou nos pontos mais próximos das principais frentes de trabalho; há ocasiões em que se justifica (mesmo não sendo a situação ideal) a descentralização do canteiro, isto é, um *canteiro central* e um ou mais *canteiros auxiliares*.

A área escolhida deverá ser de fácil acesso, de forma a permitir que caminhões e equipamentos alcancem qualquer ponto da obra, quaisquer que sejam as condições de tempo; será conveniente cercá-la, quer por motivos de segurança quer por motivo de delimitação de propriedade.

Para a prevenção de acidentes, os equipamentos, a delimitação das áreas e a advertência contra perigos deverão ser pintados de acordo com as recomendações da NB-76, devendo as canalizações ser pintadas de acordo com a NB-54.

O problema de incêndio é de grande importância dentro do que existe em matéria de previsão e planejamento de obra;

um acidente desta natureza provoca grandes perturbações no andamento da obra, resultando em problemas não só para seus operários mas, também, para a vizinhança; deverão ser previstos equipamentos adequados de combate a incêndio, devendo o pessoal do canteiro ser adestrado no uso desses equipamentos; além disso, deverá ser mantido o livre acesso aos hidrantes e registros que estejam em frente ao canteiro.

Genericamente, um canteiro de obras bem constituído deverá conter as seguintes unidades com as respectivas e necessárias aparelhagens e acessórios (a figura 1.1 apresenta um estudo das instalações do canteiro de obras da Construtora Mendes Júnior S/A para o Metrô da Guanabara).

1.1.1 Edificações

- dependências para a fiscalização;
- escritórios para o construtor;
- pequena oficina eletromecânica para reparos e manutenção;
- pequena enfermaria;
- alojamento para operários;
- refeitório.

Na maioria das vezes serão construídas em madeira, podendo-se adotar:

- paredes externas e divisórias internas com chapa de madeira compensada à prova d'água (pinho naval à prova d'água) nas espessuras de 6 mm para as primeiras e 4 mm para as segundas; poderão ser usadas tábuas aparelhadas de 25 x 300 mm, em pinho de primeira, sendo recomendável, neste caso, o uso de "mata junta" ou de tábuas sobrepostas;
- coberturas (NB-94) com chapas onduladas de cimento amianto de 6 mm (EB-93) ou chapas "tipo economit" de 5 mm;
- assoalhos em tábuas aparelhadas de 25 x 300 mm, em pinho de primeira;
- esquadrias "standards" providas de vidros planos ou foscos, de 2 mm de espessura, qualidade C (EB-92);
- ferragens "standards".

1.1.2 Instalações

Água

A execução das instalações deverá atender às exigências da NB-92; poderão ser usadas caixas d'água de cimento-amianto e tubos de PVC rígido, série A (EB-183).

Luz e força

A execução das instalações elétricas de baixa tensão deverá obedecer aos requisitos mínimos fixados pela NB-3 além das normas de segurança do trabalho nas atividades da construção civil.

Os condutores elétricos isolados com composto termo-plástico à base de PVC deverão ser de cobre e atender à EB-98.

Os eletrodutos poderão ser de plástico ou rígidos de aço carbono; neste último caso deverão ser do tipo leve, com costura, com revestimento protetor interno e externo por pintura, de acordo com a EB-342.

As instalações deverão ser executadas e mantidas por pessoal habilitado.

Sanitárias

A execução das instalações deverá atender às exigências técnicas mínimas da NB-19; é recomendável prever 1 vaso para cada grupo de 15 homens (máximo) e 1 chuveiro para cada grupo de 10 homens (máximo).

É conveniente o uso de "vasos-turcos" e a instalação (NB-115 no que couber) de tubos e conexões de PVC rígido, classe B (EB-608).

Nos canteiros situados em logradouros dotados de coletor de esgotos, deverá ser providenciada a ligação das instalações à rede coletora.

Nas zonas ainda não dotadas de sistemas públicos de esgotos sanitários, o tratamento dos despejos deverá ser efetuado por fossas sépticas (fig. 1.2 e tabela 1.1), o lançamento do efluente poderá ser feito por um dos seguintes processos:

- no terreno, em valas de infiltração (fig. 1.3);
- no terreno, em sumidouro (poços absorventes — fig. 1.4);

Contribuição	Dimensões internas				
	Prismáticas retangulares			Cilíndricas	
NC (litros/dia)	Comp. L (m)	Larg. b (m)	Prof. útil h (m)	Diâmetro ϕ (m)	Prof. útil h (m)
750	1,60	0,80	1,00	1,10	1,32
1.500	2,30	1,10	1,00	1,20	2,20
2.250	2,45	1,10	1,40	1,50	2,15
3.000	3,00	1,30	1,30	2,00	1,60
4.500	3,15	1,50	1,60	2,00	2,38
6.000	3,20	1,50	2,10	2,50	2,05

TABELA 1.1 — Dimensionamento de fossas sépticas

N = número de contribuintes

C = contribuição de esgotos = 80 litros/pessoa/dia (para alojamentos provisórios)

- nas águas de superfície, através de valas de filtração (fig. 1.5);
- nas galerias de águas pluviais, pela simples ligação à rede pública.

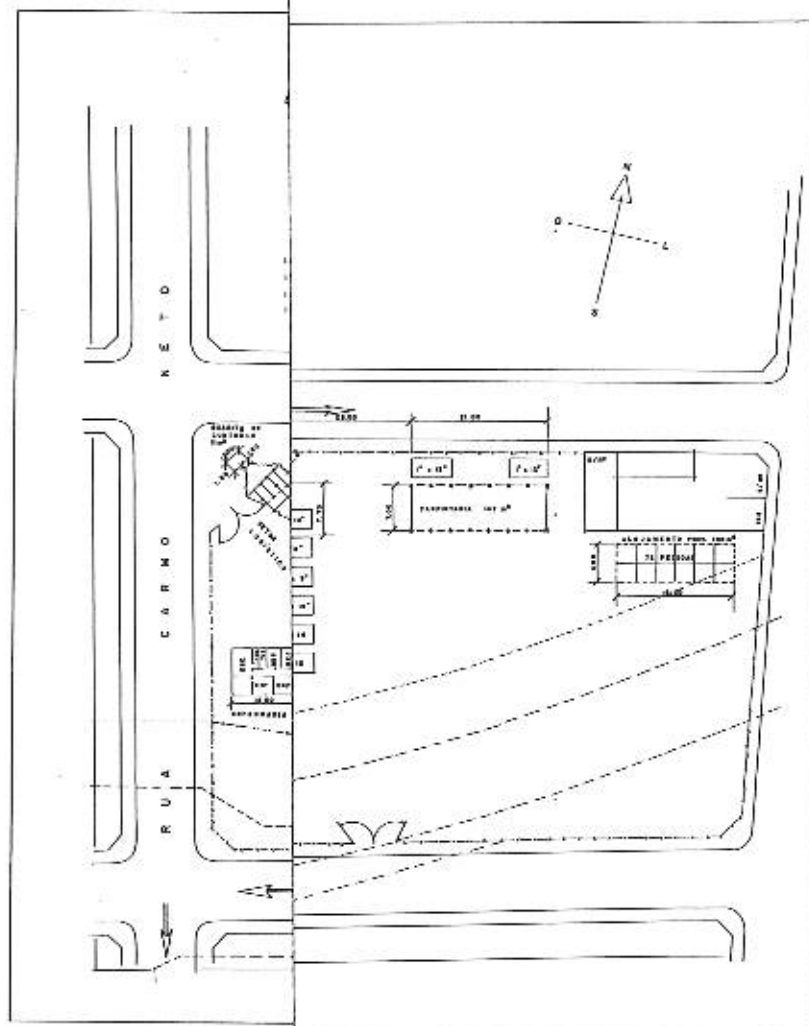
A construção e instalação das fossas sépticas deverá atender à NB-41.

Telefone

Nas obras de grande vulto é desejável a instalação de telefone.

1.1.3 Armazenamento

- área livre para estacionamento do equipamento pesado; recomenda-se um mínimo de 50 m² por equipamento.



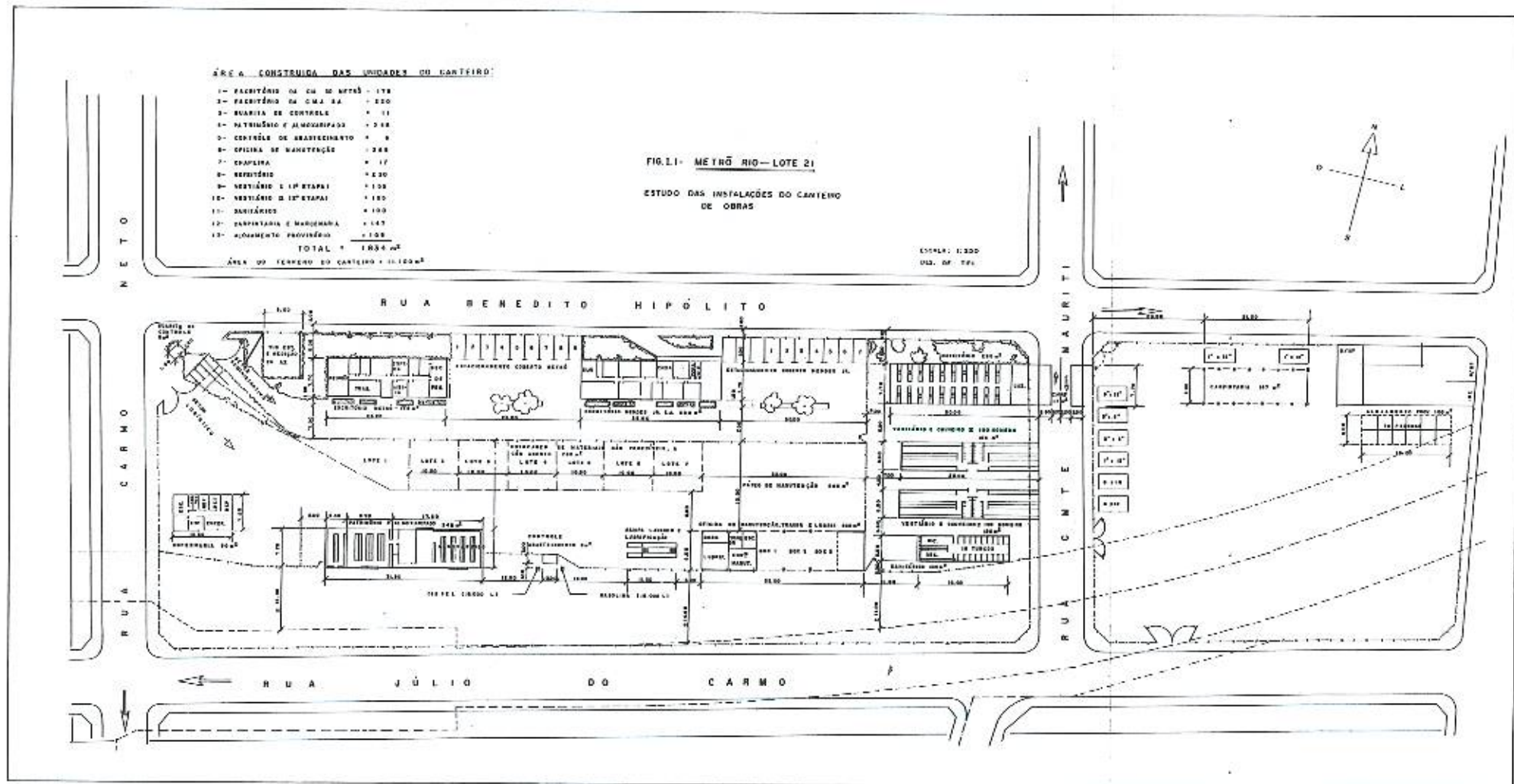
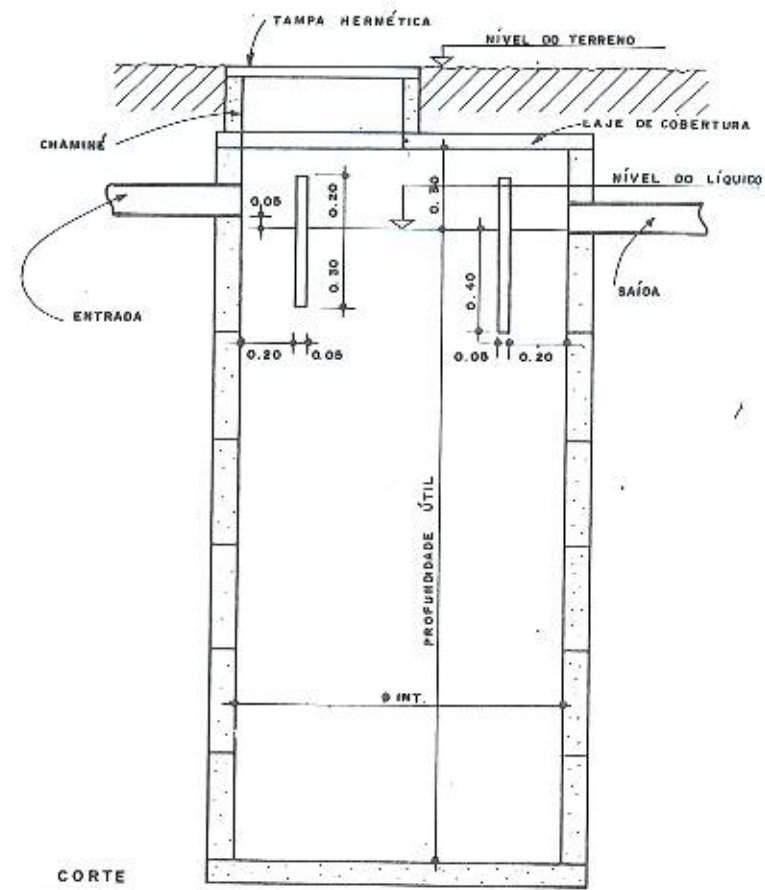
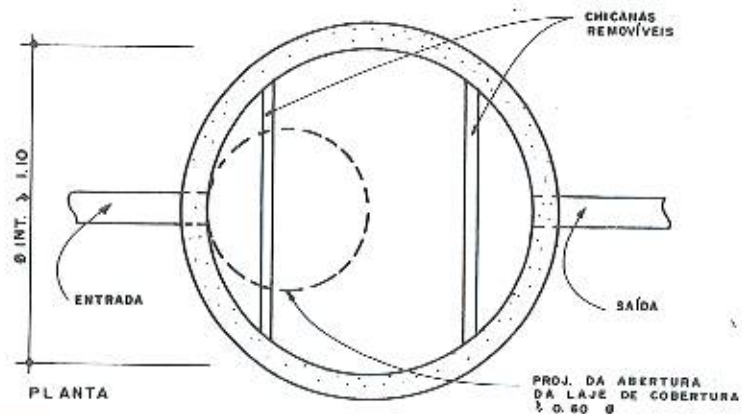


Fig. 1.1

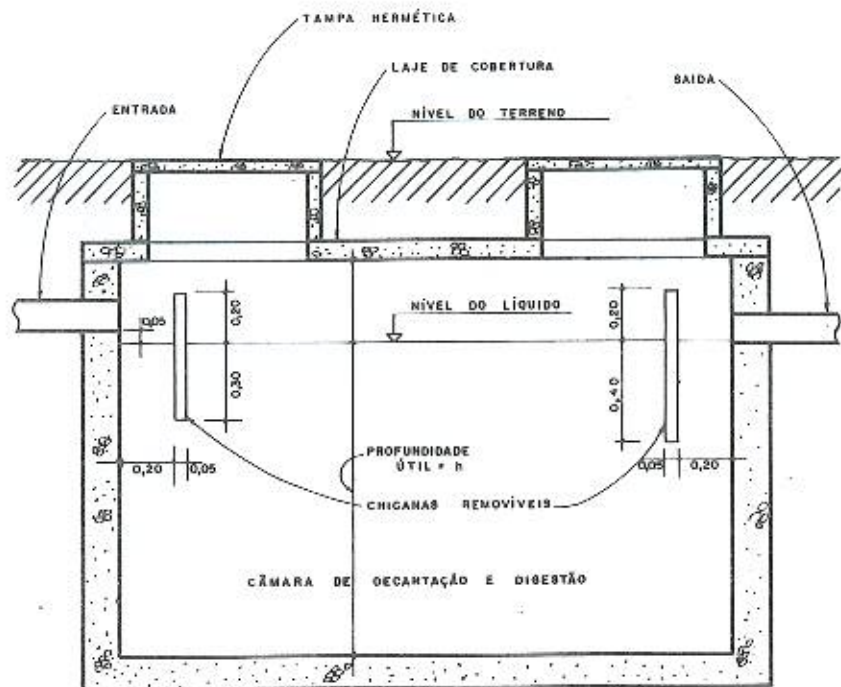


CORTE

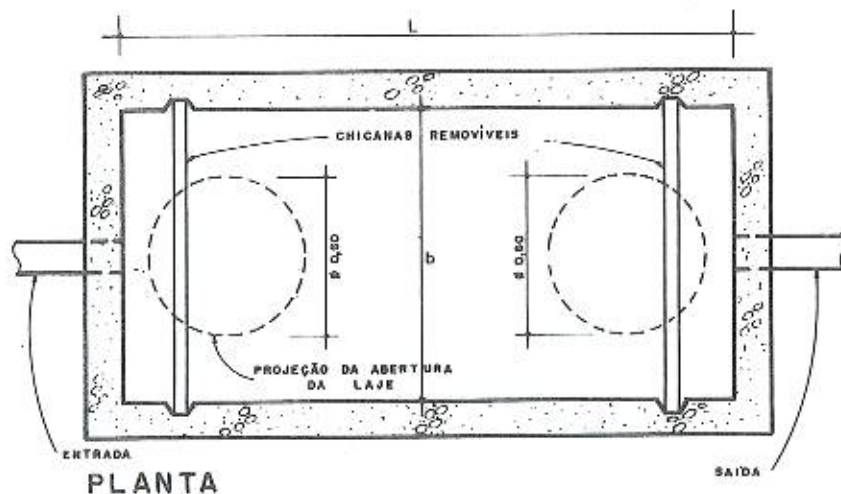


PLANTA

<p>FOSSA SÉPTICA CILÍNDRICA DE CÂMARA ÚNICA</p>	<p>FIGURA I. 2-A</p>
---	----------------------



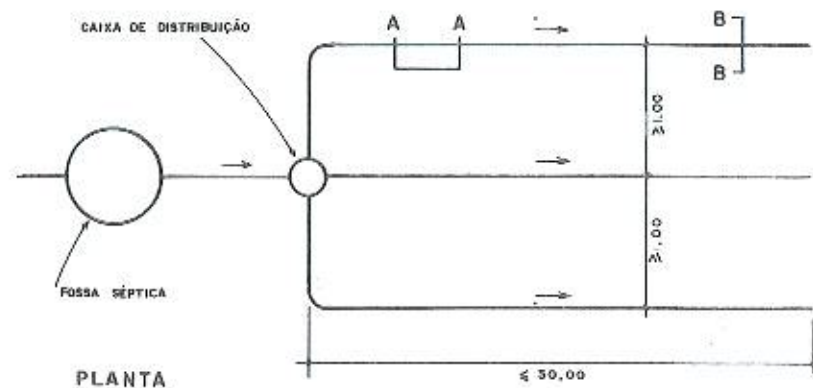
CORTE LONGITUDINAL



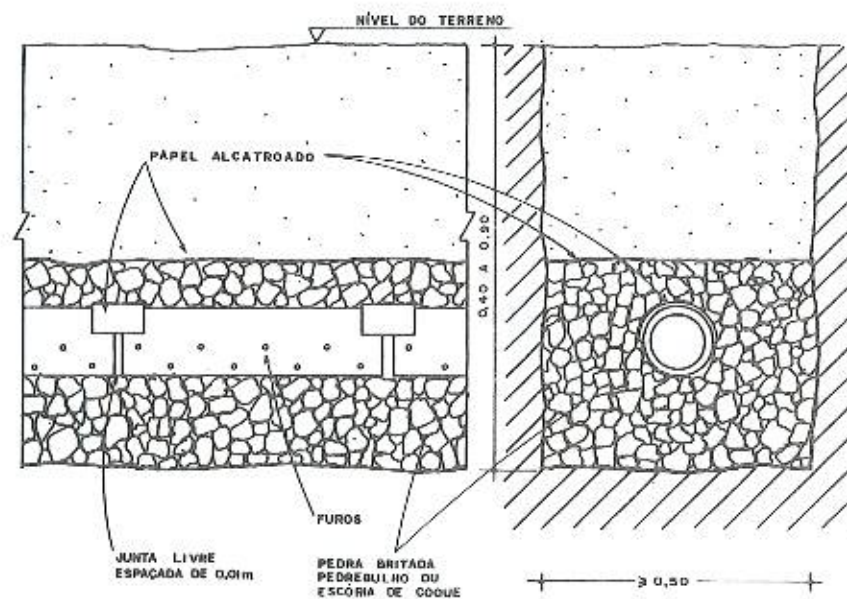
PLANTA

FOSSA SÉPTICA PRISMÁTICA RETANGULAR
DE CÂMARA ÚNICA

FIGURA I. 2 - B



PLANTA

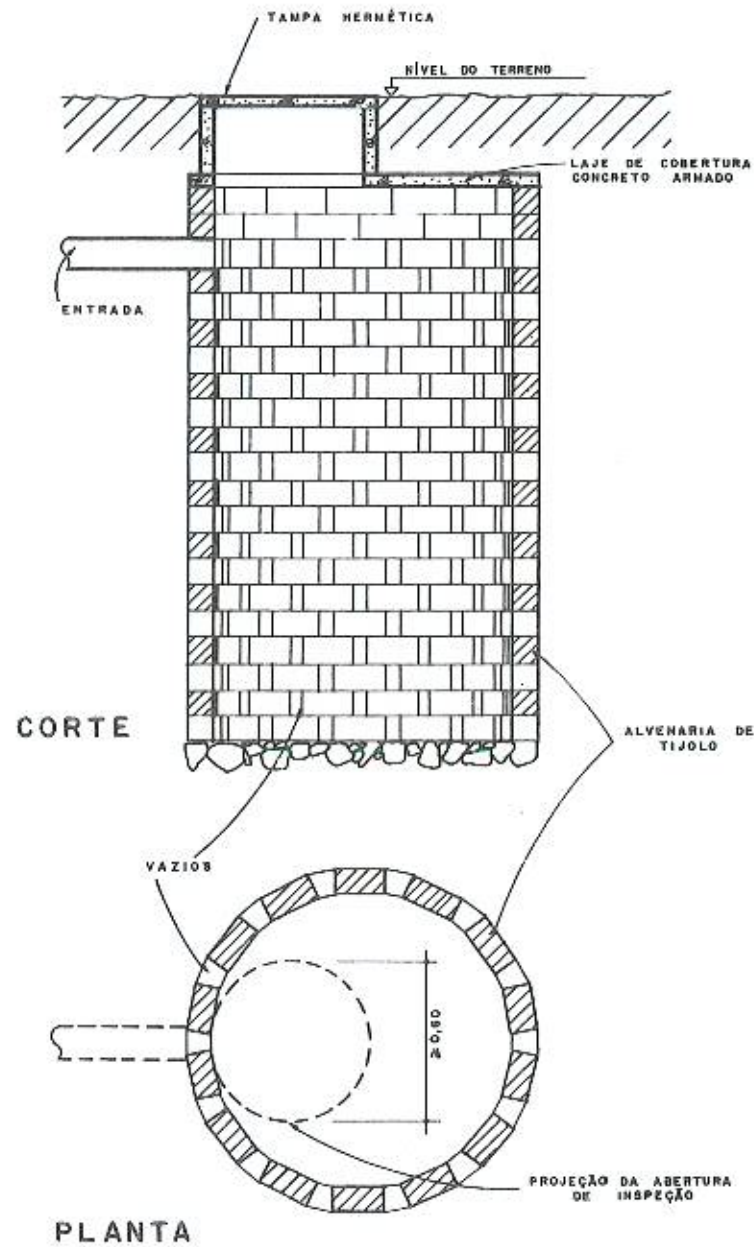


CORTE A A

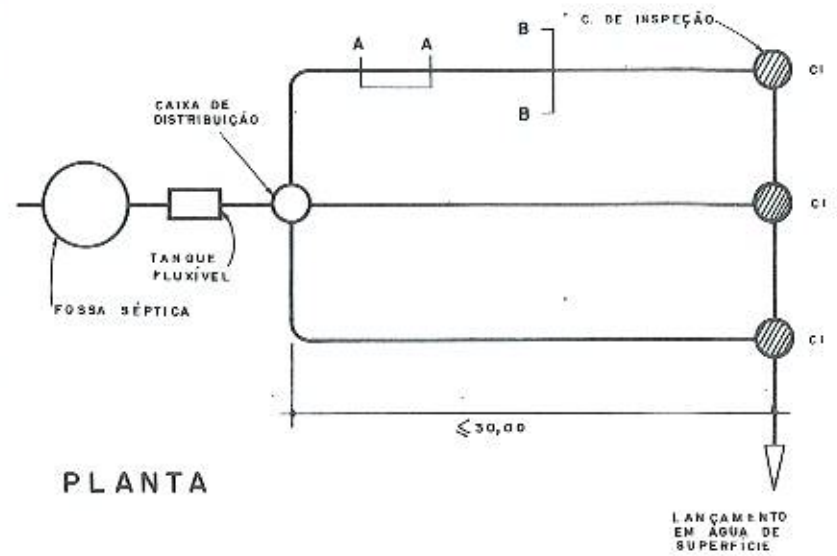
CORTE B B

VALA DE INFILTRAÇÃO

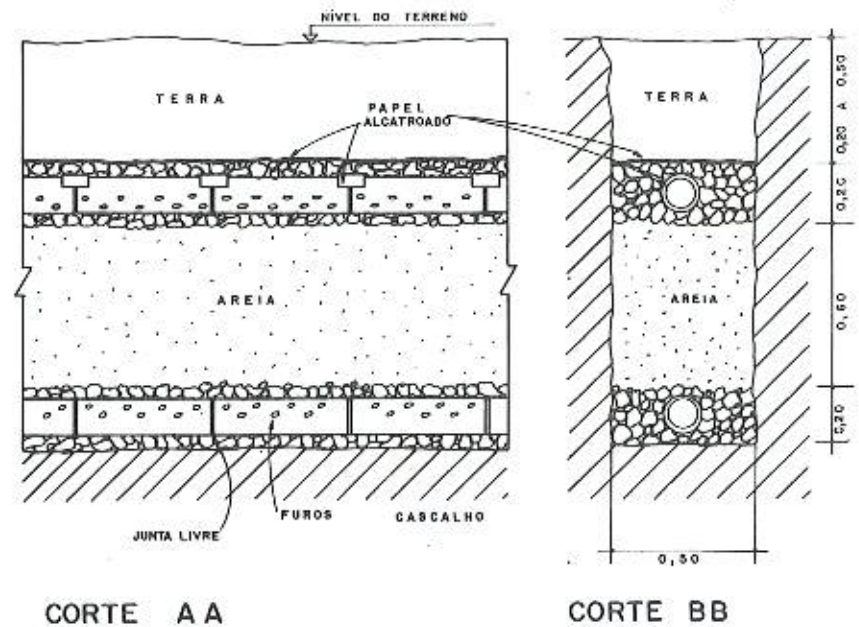
FIG. I. 3



SUMIDOURO DE ALVENARIA DE TIJOLO POÇO ABSORVENTE	FIGURA I.4
---	------------



PLANTA



CORTE AA

CORTE BB

VALA DE FILTRAÇÃO	FIGURA I.5
-------------------	------------

Depósitos

- a) ao ar livre: para a estocagem de materiais não perecíveis tais como: tubos de concreto, tubos de ferro fundido, tubos cerâmicos, anéis de concreto, tampões de ferro fundido, etc.;
- b) cobertos: para a estocagem de materiais sujeitos à ação das intempéries tais como: tubos de PVC rígido, tambores de óleo, etc.;
- c) cobertos e fechados: para a estocagem de materiais sujeitos à ação das intempéries e materiais miúdos tais como: cimento, ferramentas, pregos, etc.

Por fim, deverão ainda ser considerados como integrantes do canteiro de obras as unidades que, eventualmente, venham a ser reputadas úteis ou necessárias à execução da obra como, por exemplo: centrais de concreto (que podem ir desde uma simples betoneira até centrais altamente sofisticadas) e laboratórios de controle tecnológico.

1.2 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — Especificações.
- DEPARTAMENTO DE SANEAMENTO — Especificações para construção do interceptor oceânico na praia de Copacabana, SURSAN, Rio de Janeiro, 1968.
- DEPARTAMENTO DE SANEAMENTO — Especificações para o emissário submarino de Ipanema, SURSAN, Rio de Janeiro, 1969.
- DRUCKER, César; OLIVEIRA, Roberto Gomes de; SA, Sidney Rosas de; IGNACIO, Joaquim; LYRIO, José Luiz Galvão de Oliveira; NINA, Adhemar Della; FERREIRA, Hélio Dias; PONTES, Pedro José; COSTA, Walter Pinto & PINHO, Rubens Pereira — Construção de redes de esgotos sanitários, CETESB, São Paulo, 1970.
- MELICHENDLER, Mauricio — Ligação de esgotos provisórios nas obras, ENCO, São Paulo, 1972.
- MELICHENDLER, Mauricio — Prevenção de incêndios nas obras, através de aquisição antecipada de extintores e outras providências, ENCO, São Paulo, 1972.
- NINA, Adhemar Della — Caderno de Encargos, CCCPMM, Rio de Janeiro, 1973.
- PESSOA, Constantino Arruda; GALVAO, José Henrique Montelero; CARVALHO, Benjamin de Araújo & CASTRO, Walter Silva de Magalhães — Regulamentação e padronização do uso e da manutenção de fossas sépticas no Estado da Guanabara, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1964.
- WIENDL, Wolfgang G. — Tubulações para água, CETESB, São Paulo, 1973.

Capítulo 2

SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS

2.1 APRECIÇÃO GERAL

No assentamento de uma canalização, três exigências principais devem ser satisfeitas: fidelidade ao projeto em perfil, fidelidade ao projeto em planta e juntas estanques.

As duas primeiras condições são obtidas fazendo-se passar, externamente à vala aberta para ser assente a tubulação, uma reta R_1 paralela à geratriz R_2 interna inferior do tubo (fig. 2.1) e, posteriormente, trasladando-se essa paralela para a posição da geratriz; vários são os processos usados para esta operação sendo, entretanto, os mais comuns, o da cruzeta e o do gabarito.

A partir do projeto, será executado o nivelamento do traçado por onde deverá passar a linha de coletores e/ou galerias, o qual será estaqueado a cada 20 m ou fração; havendo necessidade, o caminhamento deverá ser estaqueado a cada 10 m ou fração.

O nivelamento deverá indicar as cotas de entrada e saída nos poços de visita (PV^a), bem como todos os acidentes encontrados tais como rios, galerias, etc., perfeitamente cotados.

Tal nivelamento terá a locação apoiada em pontos de segurança (PS) ou referências de nível auxiliares (RNA) lançados ao longo e fora da diretriz e do coletor. Esses PS ou RNA terão que ser inconfundíveis com a referência de nível oficial (RN) e deverão ter um espaçamento máximo de 200 m, com precisão de 5 mm/km; preferencialmente serão executados com pinos de bronze.

O contranivelamento será obrigatoriamente executado e deverá passar pelos mesmos pontos do nivelamento (a discrepância observada nas duas operações não deverá exceder 0,001% da distância percorrida).

O modo de emprego do nível será:

- fixamos o nível no tripé;
- colocamo-lo num ponto tanto quanto possível entre os dois pontos cuja diferença de nível queremos conhecer,

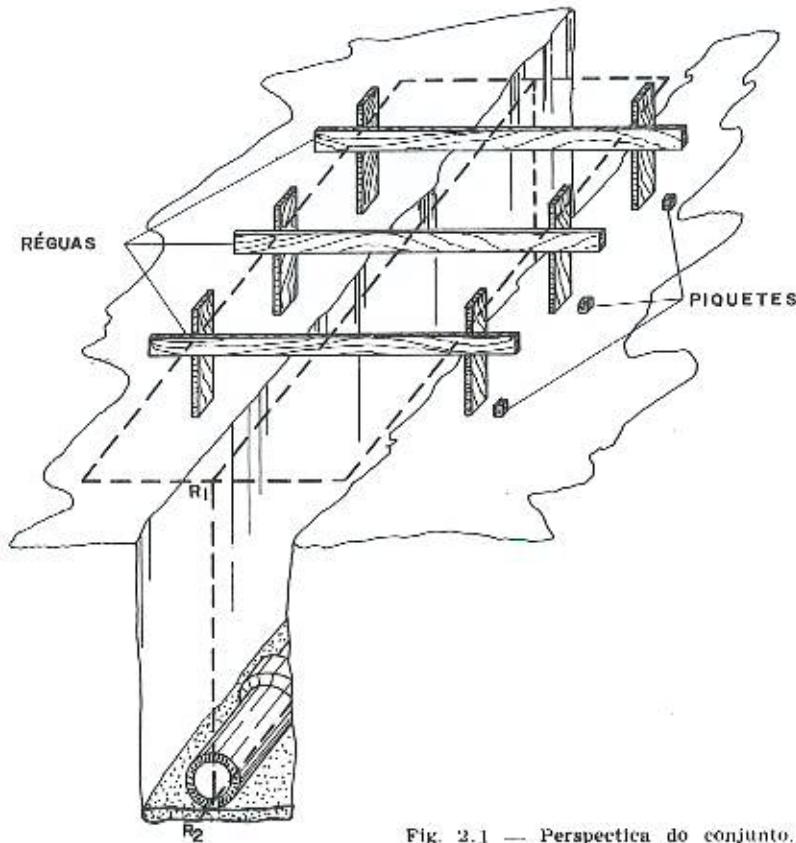


Fig. 2.1 — Perspectiva do conjunto.

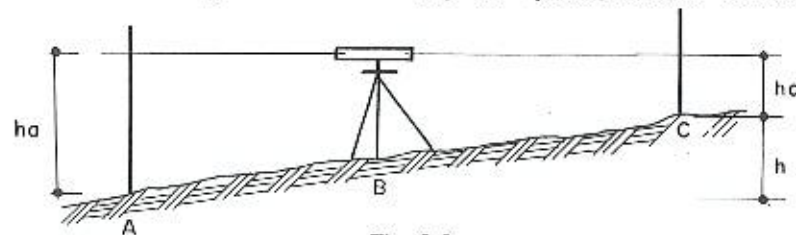


Fig. 2.2

- mas que não diste dos outros dois visados mais do que a distância que nos faculte uma leitura, na mira, com a minúcia desejada (quando essa exceder, valemo-nos de um ponto de estação auxiliar) e que nos faculte o máximo de aproveitamento da leitura de mira; quando descemos, procuramos, à ré, as menores leituras na mira e, avante, as maiores (o inverso quando subimos);
- escolhido o ponto, aí colocamos o aparelho, tendo o cuidado de termos o prato de fixação o mais horizontal possível (fig. 2.2);
- nivelamos o aparelho por meio dos parafusos calantes;
- visamos a mira colocada inicialmente em A e, executada a leitura, transferimo-la para o ponto C;
- a diferença de nível h entre os pontos A e C é obtida pela diferença entre as duas leituras h_a e h_c assinaladas nas miras pelas incidências das visadas horizontais;
- como todo e qualquer instrumento, o nível necessita ser verificado periodicamente;
- o aparelho, uma vez nivelado, pode ser girado em todas as direções, não devendo haver deslocamento da bolha de ar; constatado esse inconveniente:
 - giramo-lo de 180° ;
 - dividimos o deslocamento da bolha pela metade, acionando o parafuso de retificação;
 - nivelamos novamente o aparelho;
 - assim prosseguimos até obtermos o ajuste;
- o retículo horizontal do centro deve estar no centro ótico da luneta;
- estacionamos o aparelho;
- fazemos uma visada para a mira colocada em qualquer ponto distante cerca de 80 m;
- anotamos a leitura, liberamos os pinos que fixam a luneta e giramo-la sobre si mesma;
- repetimos a visada (a leitura deve ser a mesma, quando não, há que retificar o retículo);
- acionamos os parafusos que fixam o retículo, afrouxando um e apertando outro, até que coloquemos o retículo incidindo na mira numa leitura média das duas outras anteriormente anotadas;
- soltamos novamente a luneta e repetimos a visada, ela deve coincidir (quando não, repetimos a operação até que tal aconteça);

os movimentos dos parafusos de fixação têm que ser alternados e iguais para não distenderem exageradamente o retículo;

- nos aparelhos cuja luneta não possui essa possibilidade de deslocamento, colocamo-lo a meio caminho dos dois pontos nos quais fazemos leituras nas miras neles colocadas; que sejam L_1 e L_2 essas leituras, deslocamos o aparelho para o ponto mais alto de um desses dois; medimos aí a altura do instrumento; mandamos colocar a mira no outro ponto e fazemos a leitura sobre ela; essa leitura deverá ser igual à altura do instrumento mais a diferença entre as duas visadas anteriores; quando tal não acontecer, deslocamos o retículo até que haja coincidência de leituras;
- repetimos a operação desde seu início para verificarmos a retificação, cujo resultado aproximado, dentro das condições técnicas do aparelho, deve nos satisfazer.

2.2 CÁLCULO DAS ORDENS DE SERVIÇO

A ordem de serviço (OS) é um resumo, coordenando os elementos topográficos e de projeto com os elementos essenciais para a execução do assentamento.

2.2.1 Ordem de serviço para cruzeta

A ordem de serviço para o uso de cruzeta (trabalha sobre o corpo do tubo) deverá conter a numeração das estacas correspondentes ao trecho, com a indicação, para cada estaca, de todos os elementos necessários à execução dos serviços, ou seja:

- cota do terreno (piquete) — (CT);
- cota do projeto (geratriz inferior interna do tubo) — (CP);
- cota do coletor (geratriz superior externa do tubo) — (CC);
- cota do bordo superior da régua — (CR);
- declividade — (i);
- diâmetro interno mais espessura da parede do tubo — ($\varnothing + e$);
- altura da cruzeta a ser utilizada — (C);
- altura do recobrimento — (r);
- altura do bordo superior da régua em relação ao piquete — (H).

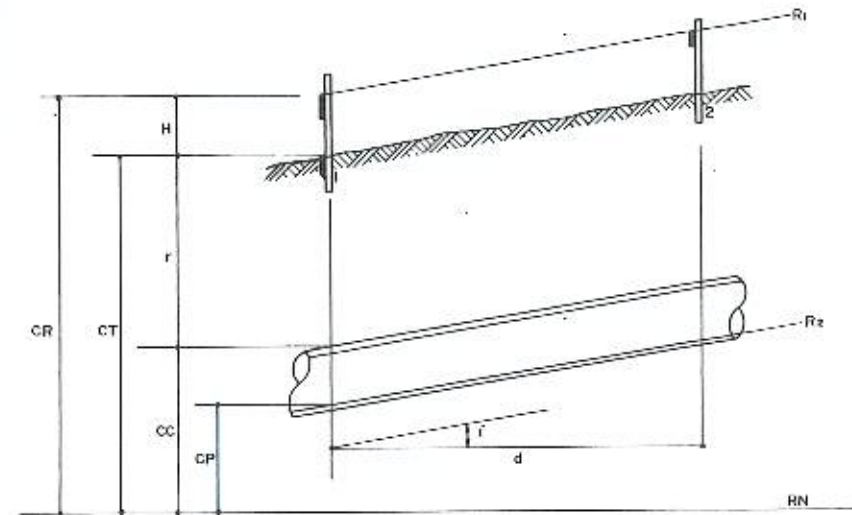


Fig. 2.3

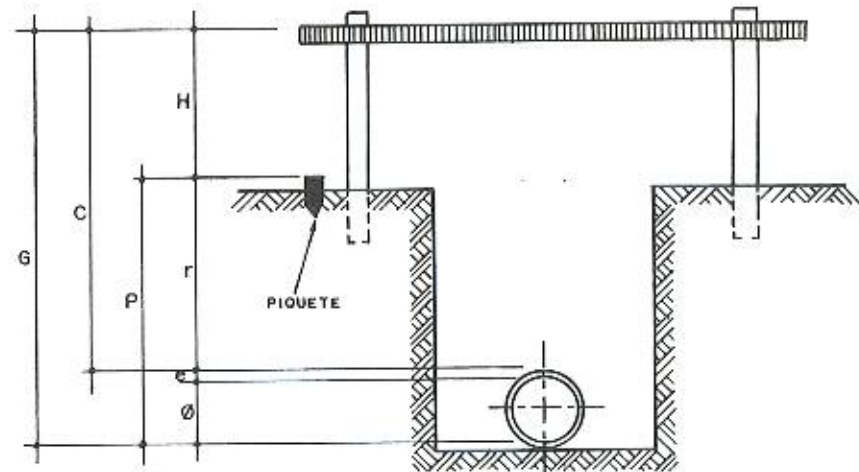


Fig. 2.4

Nas figuras 2.3 e 2.4 estão assinalados todos os elementos enunciados.

A cota do coletor no ponto 2 (CC_2) será calculada em função da cota do coletor no ponto 1 (CC_1 — dado de projeto):

$$CC_2 = CC_1 + d \times i$$

O cálculo da altura da régua será feito da forma seguinte:

$$H = C - r$$

sendo $r = CT - CC = CT - (CP + \varnothing + e)$

onde C = valor fixado para cada trecho entre duas régua;

CT = cota calculada pelo nivelamento do terreno;

CP = cota fixada pelo projeto.

Como exemplo, apresentamos na página seguinte, o cálculo de uma ordem de serviço para cruzeta.

2.2.2 Ordem de serviço para gabarito

A ordem de serviço para uso de gabarito (trabalha sobre a geratriz interna inferior do tubo) deverá conter a numeração das estacas correspondentes ao trecho (as régua deverão ser espaçadas de 10 m, no máximo) e a indicação, para cada estaca, de todos os elementos necessários à execução dos serviços, ou seja:

- cota do terreno (piquete) — (CT);
- cota do projeto (geratriz inferior interna do tubo) — (CP);
- cota do bordo superior da régua (CR);
- declividade (i);
- diâmetro (\varnothing);
- altura do gabarito a ser utilizado (G);
- profundidade da geratriz inferior interna do coletor (P);
- altura do bordo superior da régua em relação ao piquete (H).

Nas figuras 2.3 e 2.4 estão assinalados todos os elementos enunciados.

ORDEM DE SERVIÇO PARA CRUZETA (O.S.C.)

Estaca	Rua		Firma		Lado	Contrato n.º	Data	H	Obs.
	CT	CP	CC	CR					
0	4434	2504	2944	5404				0870	PV
1	4649	2664	3104	5564				0915	
2	5019	2824	3264	5724				0705	
3	5343	2984	3424	5884				0541	PV
4	5542	3144	3584	6044				0502	
5	5783	3304	3744	6204				0421	
6	6020	3464	3904	6364				0344	PV
7	6390	3664	4104	6564				0344	
8 + 7	7050	3934	4374	7334				0174	
8 + 7	7060	3934	4374	7334				0284	PV
9	6977	4181	4621	7581				0284	
10	7170	4561	5001	7961				0604	
11	7621	4941	5381	8341				0791	
12	8029	5321	5761	8721				0720	
								0692	

A cota do coletor no ponto 2 será:

$$CC_2 = CC_1 + d \times i$$

A altura da régua será:

$$H = G - p$$

sendo $p = CT - CP$

onde $G =$ valor fixado para cada trecho entre duas réguas;

$CT =$ cota calculada pelo nivelamento do terreno;

$CP =$ cota fixada pelo projeto.

Como exemplo, apresentamos, na página seguinte, o cálculo de uma ordem de serviço para gabarito.

2.2.3 Condutos fundidos no local

Pode ser usado qualquer dos processos descritos ou, então, face às dimensões da largura da vala e/ou da declividade, o nivelamento direto.

Neste caso devemos:

- indicar no terreno, pelo lado externo da vala, em tabuletas visíveis a olho nu a uma distância mínima de 30 m, o número correspondente a cada estaca;
- marcar, no fundo da vala, a espessura e largura da camada de concreto magro e, se for o caso, de pedra britada, camadas estas que deverão ser distribuídas equitativamente para cada lado do eixo longitudinal, também previamente marcado no fundo da cava;
- marcar, sobre a camada de concreto magro executada, a espessura do "radier" e a exata posição das formas externas (figs. 2.5).

ORDEM DE SERVIÇO PARA GABARITO (O.S.G.)

Estaca	CT	CP	CR	i	Ø	G	P	H	Obs.	Lado	
										Rua	Data
										Contrato n.º	
7 + 14	35975	33975	36475	200	200 mm (tubo cerâmico)	2500	1600	0900	PV — R. Esp. Santo (ímpar)		
8 + 14	35730	34175	36675	200		2500	1555	0945	PV — R. Esp. Santo (par)		
8 + 14	35730	34175	36675	300		2500	1555	0945			
9 + 14	36177	34775	37275	300		2500	1402	1098			
10 + 14	36678	35375	37875	300		2500	1303	1197		PV	
10 + 14	36678	35375	37875	250		2500	1303	1197			
11 + 6	37270	35925	38425	250		2500	1345	1155			
12 + 8	37718	36475	38975	250		2500	1243	1257		PV	
12 + 8	37718	36475	38975	230		2500	1243	1257			
13 + 8	38285	36935	39435	230		2500	1350	1150			
14 + 8	38696	37395	39895	230		2500	1301	1199			
14 + 8	38696	37395	39895	200		2500	1301	1199			
15 + 8	39190	37795	40295	200		2500	1395	1105		PV	
16 + 12	39907	38275	40775	200		2500	1632	0868		PV — Rua Japurá (par)	



Fig. 2.5-A — Nivelamento direto.



Fig. 2.5-B — Piquete de nivelamento e espessura do "radier".

2.3 MARCAÇÃO DA VALA

A largura da vala tem grande importância conforme veremos no cálculo das cargas verticais externas atuantes sobre as tubulações enterradas (capítulo 7).

Nos casos mais comuns, a marcação é feita por meio de linhas que demarcarão os bordos da vala, devendo um operá-

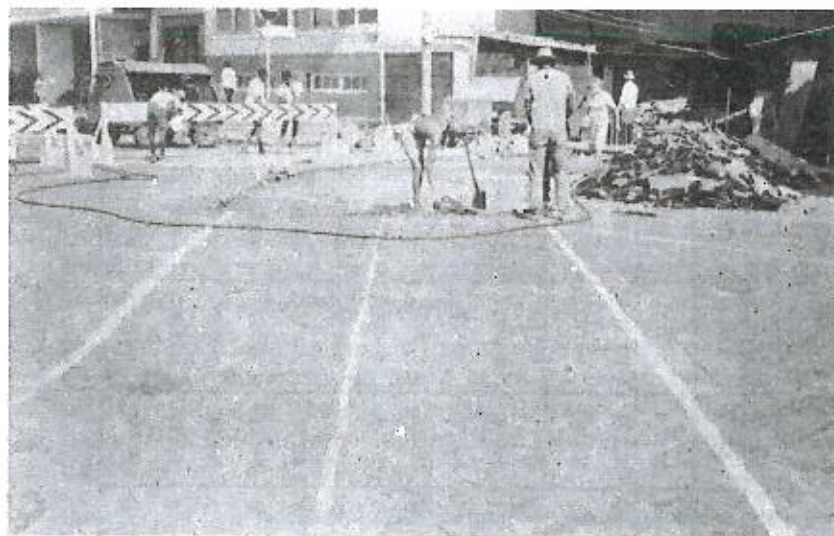


Fig. 2.6

rio, com uma picareta, "apicoar" ou "riscar" a pavimentação ou solo para a retirada da linha; nos locais pavimentados, é usado demarcar seus limites pela pintura de uma linha (fig. 2.6).

Quando a obra exigir escoramento composto de perfis I ou H e pranchada ou, então, paredes diafragma, é aconselhável a demarcação por aparelho, possibilitando um perfeito alinhamento dos perfis (fig. 2.7) e da parede.



Fig. 2.7

2.4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BOYAFOGO, Luiz de Souza; COSTA, Paulo da & NINA, Eduardo Della — Especificações Gerais para Assentamento de Coletores, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1964.

DRUCKER, César; OLIVEIRA, Roberto Gomes; SA, Sidney Rosas; IGNÁCIO, Joaquim; LYRIO, José Luiz Galvão de Oliveira; NINA, Adhemar Della; FERREIRA, Hélio Dias; PONTES, Pedro José; COSTA, Walter Pinto & PINHO, Rubens Pereira — Construção de Redes de Esgotos Sanitários, CETESB, São Paulo, 1970.

NINA, Eduardo Della — Construção de Redes Urbanas de Esgotos, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1968.

SURSAN, DES — Especificações para Construção do Interceptor Oceânico na Praia de Copacabana, Rio de Janeiro, 1968.

UZEDA, Olivio Gondim de — Topografia, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1963.

Capítulo 3

TRABALHOS EM TERRA

3.1 APRECIÇÃO GERAL

A construção de uma rede de esgotos requer planejamento e organização; isto deve-se, especialmente, a que a construção atravessa regiões onde uma paralisação prolongada do tráfego causa consideráveis inconvenientes ao público, além do perigo que apresenta às edificações vizinhas; a escavação das valas deverá ser reduzida a um mínimo de tempo possível; as condições locais, entre as quais o tipo e a natureza do solo, a existência ou não de água de subsolo influenciam os métodos construtivos, determinando a necessidade ou não de escoramento e esgotamento.

Vários são os sistemas de classificação dos solos; por efeito prático, apresentaremos a adotada por alguns órgãos governamentais, de acordo com a dificuldade de escavação:

- 1.ª categoria: areia, argila ou piçarra;
- 2.ª categoria: a) argila rija com predominância de pedregulho;
b) tabatinga molhada;
- 3.ª categoria: a) moledo ou rocha alterada;
b) pedra solta, nas dimensões das chamadas "pedras de mão";
c) lodo;
- 4.ª categoria: rocha ou blocos de rocha.

As terminologias brasileiras TB-3 e TB-16 definem a maioria dos termos acima, razão porque só apresentaremos as que ali não estão contidas:

- *piçarra*: rocha em avançado estado de decomposição, resultando numa mistura de argila, areia e pedra, podendo ser escavada a pá e picareta;
- *labatinga*: argila com apreciável teor de matéria orgânica; apresenta-se geralmente nas cores cinza escuro ou preta;
- *moledo*: rocha em estado de decomposição capaz de ser removida por intermédio de marteletes leves.

3.2 ESCAVAÇÃO

O processo a ser adotado nas escavações dependerá da natureza do solo, sua topografia, dimensões e volume de material a remover ou aterrar; deverão ser executadas com a cautela e segurança indispensáveis à preservação da vida e da propriedade.

Nas escavações efetuadas nas proximidades de prédios ou edifícios, vias públicas ou servidões, deverão ser empregados métodos de trabalho que evitem ou reduzam ao mínimo as ocorrências de qualquer perturbação, oriundas dos fenômenos de deslocamento tais como:

- escoamento ou rutura do terreno das fundações;
- descompressão do terreno da fundação;
- descompressão do terreno pela água.

Quando se escava uma vala, a terra que se encontrava *no local* com um certo grau de compactação natural e tinha, portanto, uma certa densidade, torna-se *solta*, perdendo aquela consistência inicial e aumentando de volume; é o inchamento do solo.

Transportada essa terra para o reaterro e nele comprimida, seu volume vai novamente diminuir, devido à compactação; o volume *compactado* é menor que o da terra solta.

A tabela 3.1 dá os fatores de conversão (f) dos volumes do solo, para diversos tipos de terreno, ou seja, os números pelos quais se multiplicam os volumes para convertê-los de uma à outra situação.

As escavações podem ser a céu aberto ou em túneis.

3.2.1 Escavação a céu aberto

As valas para receberem os coletores serão escavadas segundo a linha do eixo, sendo respeitados o alinhamento e as cotas indicadas no projeto.

Tipo de solo	Condições em que está	Convertido em		
		No local	Solto	Compactado
Areia	No local	1,00	1,11	0,95
	Solto	0,90	1,00	0,86
	Compactado	1,05	1,17	1,00
Terra comum	No local	1,00	1,25	0,90
	Solto	0,80	1,00	0,72
	Compactado	1,11	1,39	1,00
Argila	No local	1,00	1,43	0,90
	Solto	0,70	1,00	0,63
	Compactado	1,11	1,59	1,00
Rocha, calcários e equivalentes, compactos	No local	1,00	1,50	1,30
	Solto	0,67	1,00	0,87
	Compactado	0,77	1,15	1,00

TABELA 3.1 — Fator de conversão dos volumes de terra

A extensão máxima de abertura da vala deve observar as imposições do local de trabalho, tendo em vista o trânsito local e o necessário à progressão contínua da construção.

A largura máxima da vala será considerada tendo em vista as condições de assentamento (capítulo 7).

O material escavado não deve ser colocado a uma distância inferior a 60 cm das bordas da vala.

A escavação pode ser manual ou mecânica.

3.2.1.1 Escavação manual

As ferramentas mais usadas são: pá de bico (usada para cortar o solo), pá quadrada (usada em material solto), picareta (usada nas argilas, piçarras, etc.), chibanca e alvião (usados em argilas médias), baldes (retirada de lodo), alavanca (argilas, moledo, piçarra, etc.), enxada e enxadão.

Nas escavações com profundidades acima de 2,20 m devem ser usadas plataformas temporárias de trabalho (fig. 3.1), em níveis variando de 1,70 m aproximadamente; em cada plataforma trabalha um homem que, sucessivamente, vai "tom-

bando" a terra escavada pelos homens do fundo da cava (figs. 3.2).

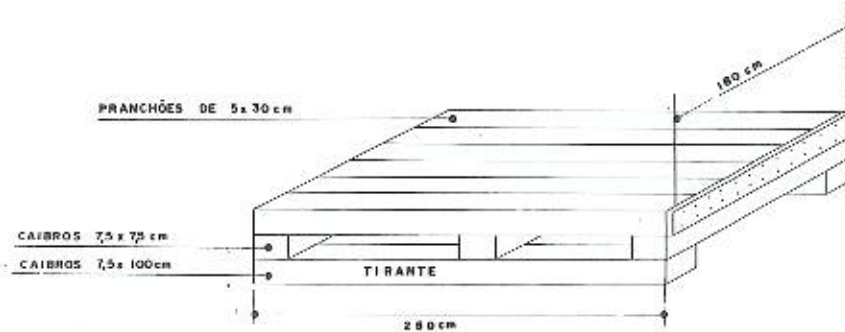


Fig. 3.1 — Plataforma temporária de trabalho.



Fig. 3.2-A — Escavação e duas plataformas de trabalho; observe-se a pá de bico para cavar e a quadrada para "tombar".



Fig. 3.2-B — "Tombo" para fora da vala.

3.2.1.2 Escavação mecânica

Os métodos mecânicos são mais econômicos que os manuais; entretanto, nem sempre é possível sua utilização pela

existência de diversas instalações no subsolo (telefone, gás, força, etc. — fig. 3.3) que, não só diminuem o rendimento da máquina mas, também, estão sujeitas a danos de reparação difícil e custosa; em certas ocasiões, justifica-se um misto de escavação manual com mecânica (fig. 3.4).



Fig. 3.3 — Obstáculos encontrados numa escavação.



Fig. 3.4 — Escavação manual com retirada por clamshell.

Os equipamentos mais usados para escavação mecânica são as retro-escavadeiras de pneus (fig. 3.5) ou de lagartas (fig. 3.6).



Fig. 3.5 — Máquina sobre pneus conjugada: pá mecânica e retro-escavadeira.



Fig. 3.6 — Retro-escavadeira sobre esteiras.

As escavadeiras equipadas com:

- "clamshell" (concha), fazem o carregamento de material solto (fig. 3.7);



Fig. 3.7 — Escavadeira equipada com "clamshell".

— "drag-line", fazem raspagem em terrenos pouco consistentes e escavações em nível inferior ao da máquina (fig. 3.8).



Fig. 3.8 — Escavação com "drag-line".

Normalmente, a resistência suporte do solo deve ser superior a 1 kg/cm^2 para que as lagartas ou pneus não afundem; quando o solo é menos resistente, é necessário preparar uma plataforma de madeira para a máquina.

Em certos casos, é possível descer, ao fundo da vala, um trator equipado com lâmina (bull-dozer), para efectuar a escavação (fig. 3.9).

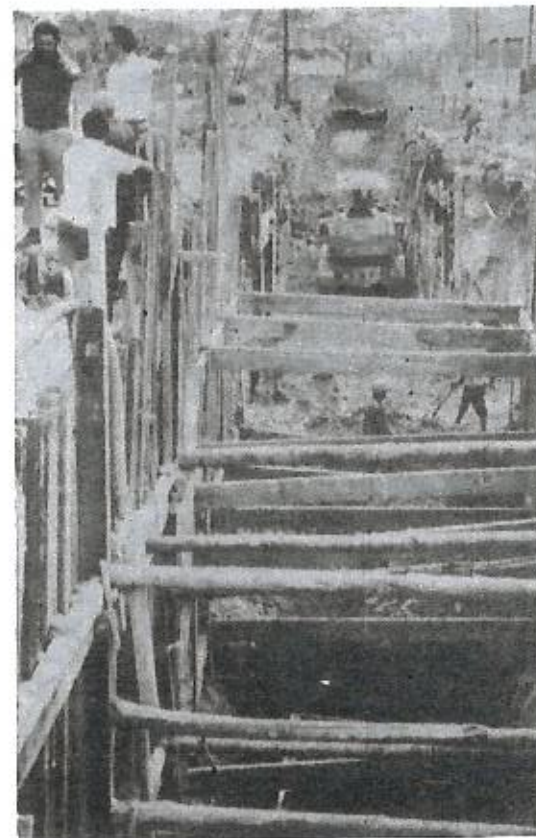


Fig. 3.9 — Escavação de vala com o auxílio de "bull-dozer".

3.2.1.3 Escavação em rocha

a) A frio (sem uso de explosivo)

Feita a perfuração (manual ou mecânica) colocam-se, nos furos, "pinchotes" e ponteiros; percute-se-os com o marão ou marreta de tal forma a fendilhar a rocha, cujo deslocamento total poderá ser realizado com uma alavanca.

b) A fogo (com uso de explosivo)

Várias são as técnicas de detonação controlada empregadas para reduzir o "overbreak", todas, entretanto, com um objetivo comum: reduzir e melhor distribuir as cargas de explosivo, de modo a restringir as tensões e o fraturamento da rocha além da linha limite de escavação; podem ser grupadas em 3 categorias:

— *Método de perfuração linear:* compreende uma carreira singela de ferros de pequeno diâmetro, pouco espaçados e descarregados, ao longo da linha limite de escavação; esta operação estabelece um plano de enfraquecimento da rocha no sentido da qual o fogo primário deverá quebrá-la. Também faz com que parte das ondas de choque criadas pela detonação sejam refletidas, reduzindo, assim, a formação de fraturas e estados de tensão na face final que se quer preservar.

Os furos para a perfuração linear devem ter, geralmente, de 50 mm a 75 mm e ser espaçados de 2 a 4 vezes o diâmetro do furo, ao longo do limite da escavação.

A profundidade depende do grau de alinhamento desejado para os furos, isto é, da precisão projetada para o plano de corte, não devendo ultrapassar 9 m.

A fig. 3.10 nos dá idéia de uma perfuração linear, mostrando as reduções de carga e de espaçamento entre as carreiras de furos e os da perfuração.

— *Método de corte por detonação amortecida:* compreende uma carreira singela de furos ao longo da linha limite de escavação, carregados com carga leve, bem distribuída, devendo ser completamente tamponados e detonados após a retirada do material da escavação principal.

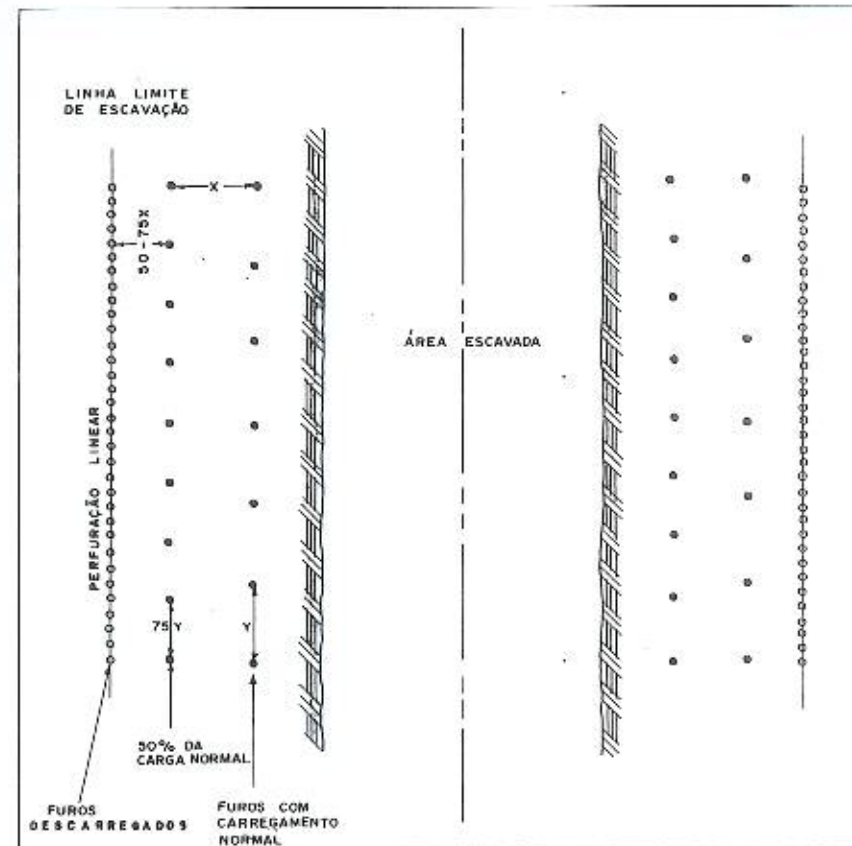


Fig. 3.10 — Sistema e procedimento típicos para a perfuração linear.

O tampão amortece o choque sobre a face limite, quando a bancada é detonada, reduzindo assim as fraturas e os estados de tensão na face lisa que se quer obter; ao detonar os "furos de amortecimento", com um intervalo mínimo de tempo entre os furos, a tendência é seccionar a rocha compreendida entre os furos, dando origem a uma parede lisa com um mínimo de "overbreak".

O desmonte inicial é retirado, deixando um mínimo de material ao longo da linha limite de escavação; os "furos de amortecimento" podem ser perfurados antes ou depois do desmonte primário.

Os espaçamentos e afastamentos variarão de acordo com o diâmetro empregado; a tabela 3.2 apresenta valores médios quanto às malhas e cargas para diferentes diâmetros de furo.

Diâmetro do furo mm	Espaçamento cm	Afastamento cm	Carga explosiva kg/m
50 — 63	90	120	0,120 a 0,370
76 — 89	120	150	0,200 a 0,750
102 — 114	150	180	0,370 a 1,100
127 — 140	180	210	1,100 a 1,500
152 — 165	210	270	1,500 a 2,200

TABELA 3.2 — Sistema de perfuração e carregamento recomendados

A figura 3.11 nos dá idéia de uma distribuição de carga por furo, mostrando o espaçamento entre cartuchos.

— *Método do pré-seccionamento*: compreende uma carreira singela de furos perfurados ao longo da linha limite de escavação; têm geralmente o mesmo diâmetro (50 mm a 100 mm) e são, na maioria dos casos, todos carregados; difere dos métodos anteriormente descritos em virtude de os furos serem detonados antes que qualquer escavação principal nas adjacências tenha sido executada; baseia-se na teoria que, quando duas cargas são detonadas simultaneamente em furos adjacentes, a colisão das ondas de choque entre os furos faz com que essa distância (separação entre furos) entre em estado de tensão e cause a rutura que gera uma zona cortada entre os furos (fig. 3.12).

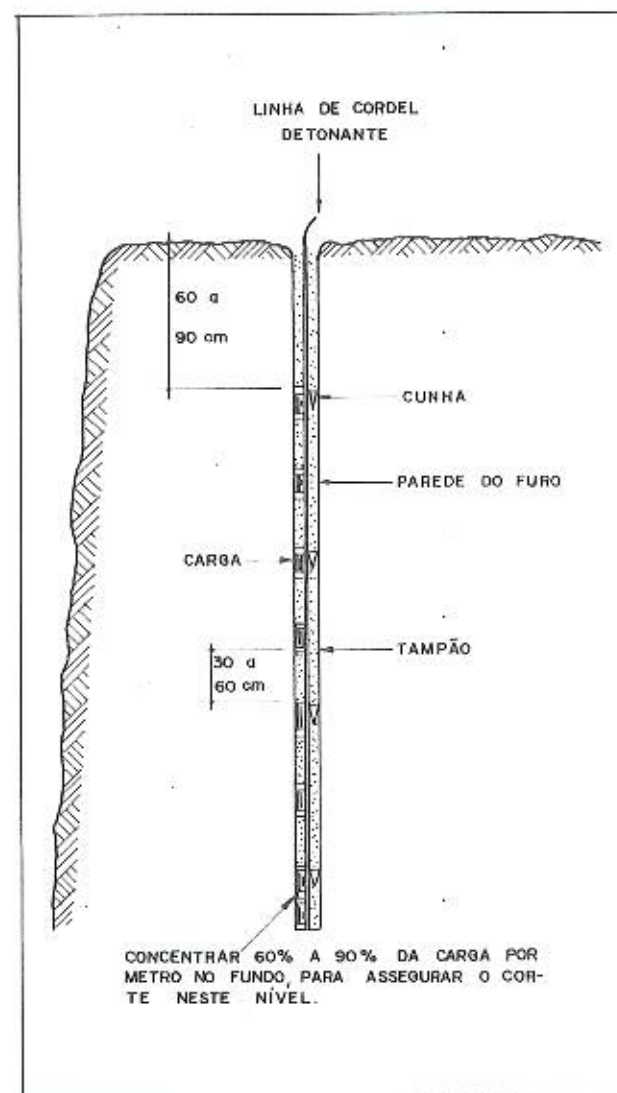


Fig. 3.11 — Distribuição de carga por furo no método de detonação amortecida.

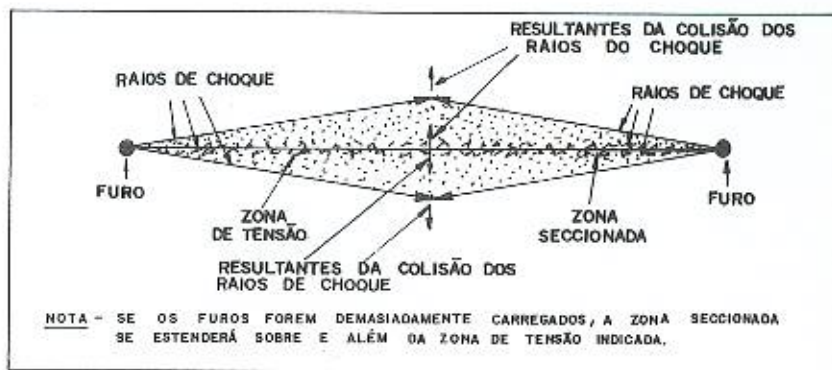


Fig. 3.12 — Princípio do método de pré-seccionamento.

A tabela 3.3 apresenta valores médios para os espaçamentos e cargas explosivas empregadas para rochas homogêneas; em rochas não consolidadas, as cargas devem ser diminuídas.

Diâmetro do furo mm	Espaçamento cm	Carga explosiva kg/m
38 — 44	30 a 45	0,120 a 0,370
50 — 63	45 a 60	0,120 a 0,370
76 — 89	45 a 90	0,200 a 0,750
102	60 a 120	0,370 a 1,100

TABELA 3.3 — Cargas e espaçamentos

A distribuição da carga por furo e o espaçamento entre cartuchos pode ser feita como no método por detonação amortecida (fig. 3.11).

A profundidade depende do grau de alinhamento desejado para os furos, isto é, da precisão desejada para o plano de corte; desvios maiores que 15 cm do plano de corte projetado, normalmente dão resultados desfavoráveis; geralmente 15 m é a profundidade máxima usada para furos de 50 mm a 89 mm.

Teoricamente, a extensão de um fogo de pré-seccionamento é ilimitada; na prática, detonações muito avançadas da escavação principal podem causar problemas, se as características da rocha mudarem e as cargas vierem a causar excessiva fragmentação nas áreas mais fracas; conduzindo-se o pré-seccionamento avançado somente a metade de uma detonação principal, o conhecimento ganho nos fogos primários, no que se relaciona à rocha, pode ser aplicado aos fogos pré-seccionadores subsequentes (figs. 3.13).

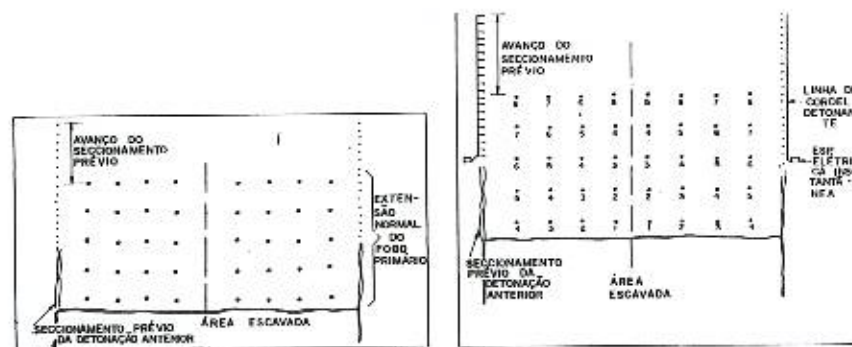


Fig. 3.13-A — Sugestão para aplicação do pré-seccionamento.

Fig. 3.13-B — Distribuição de retardos no núcleo quando se aplica o pré-seccionamento.

Numa escavação a fogo, cuidados especiais devem ser observados:

- obedecer as regulamentações a respeito;
- usar redes de segurança;
- a detonação das cargas deve ser precedida e seguida de sinais de alerta;
- a carga das minas deve ser feita somente por ocasião da execução dos trabalhos de detonação, jamais na véspera ou mesmo com simples antecedência de horas;

- em qualquer caso, as detonações devem ser programadas em horas que não perturbem o repouso dos moradores nas vizinhanças.

As figuras 3.14 mostram alguns aspectos da escavação em rocha.



Fig. 3.14-A — Furação com perfuratrizes.



Fig. 3.14-B — Escavação para embocadura de túnel.

3.2.2 Escavação em túnel

Em alguns casos, a construção de túneis pode ser mais prática e econômica que as valas a céu aberto, particularmente nas redes profundas, mesmo apresentando algumas necessidades e riscos não encontrados na escavação a céu aberto como,



Fig. 3.14-C — Corte no plano limite de escavação.



Fig. 3.14-D — Escavação em rocha alterada.

por exemplo: ventilação, iluminação, espaço reduzido de trabalho, etc.

É possível executar-se este tipo de obra, fazendo-se a escavação com escoramento pelos métodos tradicionais, usados nos túneis de superfície ou, então, cravando-se uma tubulação solo a dentro.

3.2.2.1 Escavação com escoramento pelos métodos tradicionais

Neste caso, a escavação do túnel é usualmente completada antes da instalação dos tubos.

Os topos dos blocos de sustentação das escoras verticais deverão ser localizados abaixo do fundo da linha de assentamento da tubulação, a uma distância mínima igual à espessura do embasamento.

As escoras transversais de madeira ou o escoramento transversal de metal serão colocados somente onde for indispensável para o contraventamento dos lados do túnel; em tal caso, os escoramentos transversais poderão permanecer nos locais após à realização dos trabalhos. Caso tenham sido colocados abaixo da linha de assentamento, conforme dito acima, não devem ocupar mais de 15% da área do fundo do túnel.

Os afastamentos mínimos a serem observados variam de acordo com o método de reaterro a ser empregado, como segue:

- para reaterro com concreto sob pressão, areia sob pressão ou argamassa de cimento e areia: 15 cm de cada lado

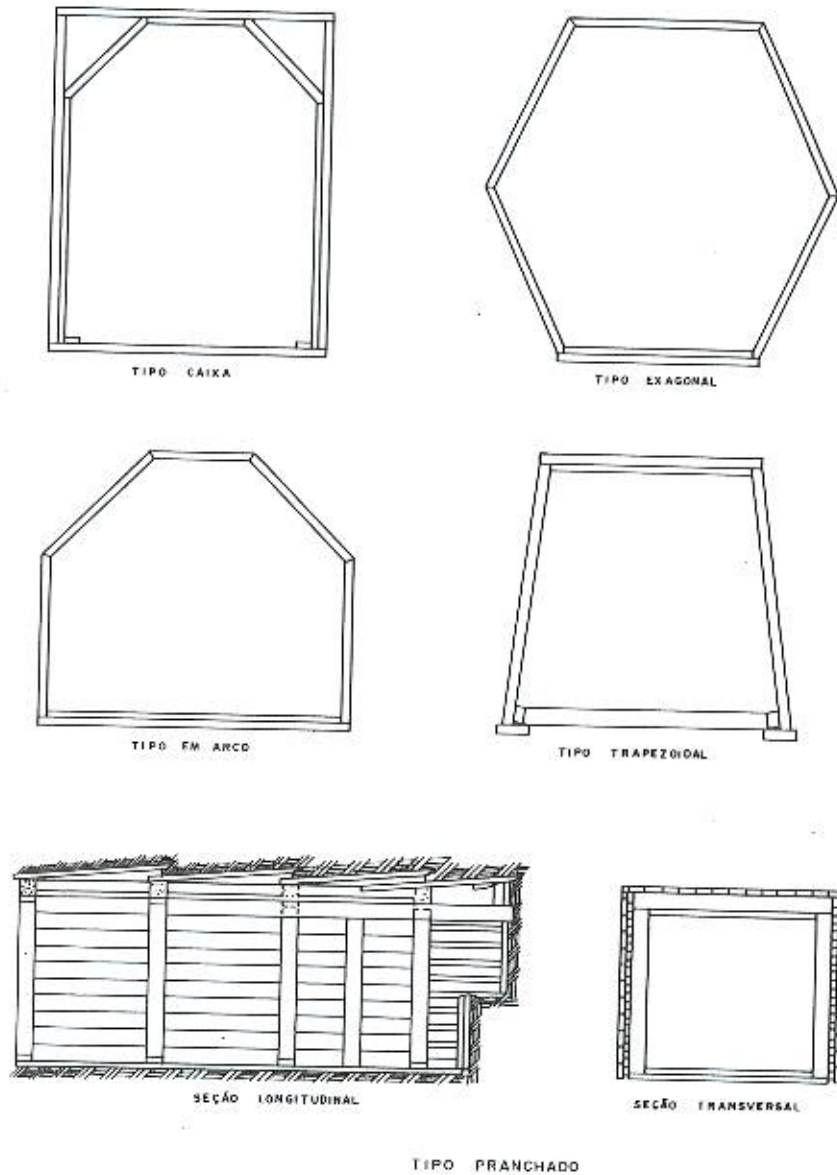


Fig. 3.15 — Escoramentos típicos para túneis

- do tubo e 20 cm na parte superior, para a passagem do tubo alimentador de concreto;
- para reaterro com pedra e areia: 20 cm de cada lado do tubo e 70 cm acima da geratriz superior do tubo.

O espaço entre o escoramento e o tubo deverá ser completamente preenchido pelo reaterro, de acordo com o método usado; o material de reaterro deverá penetrar em todos os vazios existentes; deverão ser providos meios que sustentem a tubulação firmemente no lugar, durante o reaterro.

A figura 3.16 apresenta alguns escoramentos típicos para túneis.

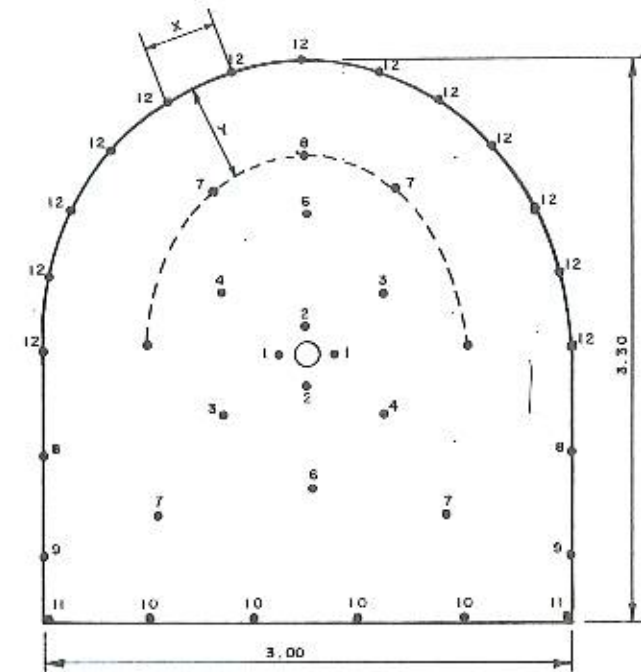


Fig. 3.16 — Sistema típico de distribuição de retardos em galerias.

No caso de escavação em rocha, além dos métodos já descritos, pode ser usado o *método de detonação perimétrica*, cujo princípio básico é idêntico ao método de corte por detonação amortecida: furos são feitos ao longo da linha limite de escavação e levemente carregados de modo a remover o excesso de rocha final; o emprego de esperas mínimas nas detonações entre os furos proporciona uma ação de corte, dando origem a paredes lisas, com um mínimo de "overbreak".

Os furos na periferia são perfurados numa proporção aproximada afastamento-espacamento de 1,5 para 1,0; devem ser carregados com cargas leves, bem distribuídas e detonadas com a espera mais alta empregada no esquema de fogo (fig. 3.16).

Esses furos são detonados após os aliviadores, a fim de assegurar que a rocha quebrada seja deslocada o suficiente, de modo a oferecer alívio máximo aos furos da detonação perimétrica.

A tabela 3.4 apresenta valores médios para os espaçamentos, afastamentos e cargas explosivas além dos diâmetros recomendados.

Diâmetro do furo mm	Espacamento cm	Afastamento cm	Carga explosiva kg/m
38 — 44	60	90	0,180 a 0,370
51	75	105	

TABELA 3.4 — Detonação perimétrica

3.2.2.2 Cravação de tubulões de concreto

Na preparação para a cravação, uma câmara de trabalho é escavada no ponto de início da cravação; esta câmara deverá ter espaço suficiente para comportar uma ou duas seções de tubo, estruturas suportes, macaco hidráulico e batentes; guias de madeira para suportar o tubo são muitas vezes instaladas para orientar o assentamento correto, tanto no greide quanto no alinhamento. Para tubos de grande diâmetro, algumas

vezes são preferidos trilhos sobre concreto; quando a natureza do solo na câmara inicial de trabalho indicar a probabilidade de desabamento do solo à escavar, durante a penetração da tubulação, ou quando requerido pelo projeto, será usado uma cabeça protetora de aço, que deverá envolver externamente a seção guia, à qual deverá ser fixada firmemente, a fim de prevenir qualquer variação no alinhamento ou no greide durante a operação (fig. 3.17).

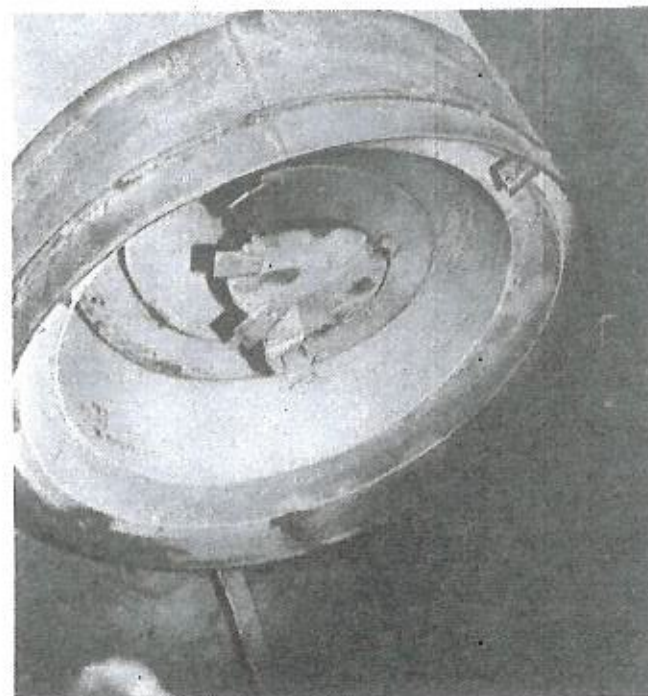


Fig. 3.17 — Cabeça protetora de aço; observe-se o trado usado para escavação, na cravação de um tubo de 110 cm.

Para melhoria do atrito entre o tubo e o solo, pode-se usar no tubo guia e a intervalos em outros tubos, um lubrificante (bentonita e emulsões asfálticas têm sido usadas comumente).

O esforço de cravação é produzido por macacos hidráulicos que reagem sobre um berço, que poderá ser o próprio escoramento da câmara de trabalho, reforçado (fig. 3.18).

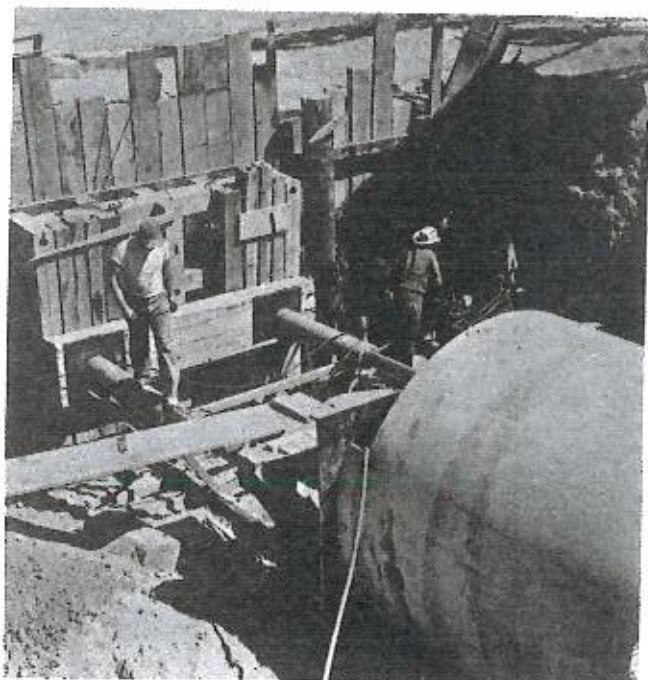


Fig. 3.18-A — Macaco e berço de reação na cravação de um tubo de 220 cm de diâmetro.

O número de macacos hidráulicos necessários depende de sua capacidade, do diâmetro do tubo, da natureza do solo e do comprimento da linha a ser cravada (normalmente são suficientes macacos com capacidade de 250 t a 400 t); a aplicação da carga sobre o tubo é feita sobre um escudo de aço e prolongadores que permitem aumentar o curso normal do êmbolo (normalmente 20 a 40 cm); a figura 3.19 apresenta uma instalação típica de cravação.



Fig. 3.18-B — Cravação de um tubo de 110 cm.

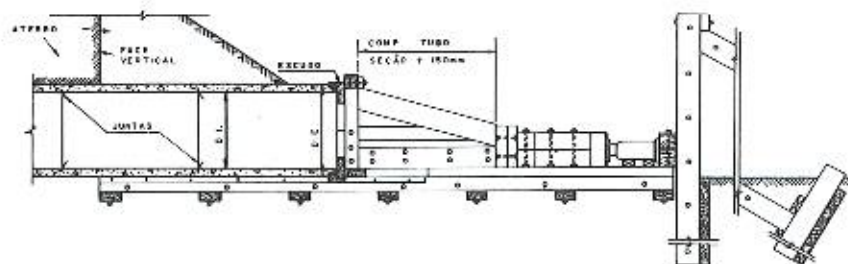


Fig. 3.19 — Instalação típica para cravação de tubos.

De acordo com o avanço da linha, o trabalhador executa a escavação do material fronteiro ao tubo guia; usualmente a escavação é levada com uma folga de 3 cm além do diâmetro externo do tubo; o material escavado é retirado por meio de

vagonetas ou caçambas puxadas; ocorrendo qualquer queda demasiada do material, as cavidades deverão ser restauradas prontamente, na extensão possível, com o auxílio de solo-cimento, numa mistura de 1 parte de cimento para 5 partes de material granular; após completada a penetração da tubulação, poder-se-á abrir furos nesta, nos locais onde haja suspeita de falhas no solo; descobertas tais falhas, forçar-se-á sob pressão, através dos furos, argamassa de cimento e areia na proporção de 1:3 em volume.

O tubulão de concreto deverá ser conduzido dentro do alinhamento e greide estabelecidos; admite-se uma tolerância, no alinhamento e no greide, de 0,08%.

3.2.2.3 Cravação de tubulões de aço

Os métodos de trabalho para cravação do tubulão de aço são iguais aos empregados para os tubulões de concreto; as seções dos tubulões são constituídas por segmentos de comprimento variando de 1,00 m a 1,50 m, com junta soldada; a espessura da parede é fixada em função do diâmetro do tubo, da natureza do solo, do comprimento da linha a ser cravada e da carga sobre a tubulação, não sendo recomendável, entretanto, espessuras inferiores a 9,5 mm.

Completada a cravação, no seu interior é assentada a galeria, sendo o espaço entre esta e o tubulão preenchido com concreto sob pressão, areia sob pressão ou argamassa de cimento e areia, conforme já descrito para a escavação com escoramento pelos métodos tradicionais; as figuras 3.20 apresentam uma seqüência desse trabalho.



Fig. 3.20-A — Linha férrea, a ser transposta em túnel.

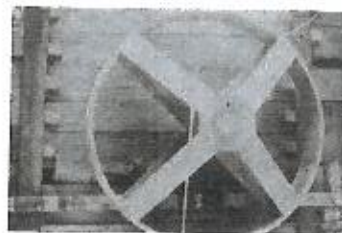


Fig. 3.20-B — Escudo.

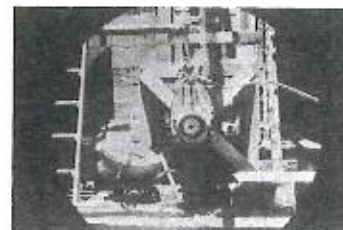


Fig. 3.20-C — Berço para reação do macaco hidráulico.



Fig. 3.20-D — Macaco hidráulico posicionado no berço.



Fig. 3.20-E — Escudo posicionado.



Fig. 3.20-F — Cravação do tubulão de aço, observando-se a câmara de trabalho.



Fig. 3.20-G — Escavação do material frente ao tubo-guia.



Fig. 3.20-H — Alinhamento do tubulão.



Fig. 3.20-I — Declividade do tubulão.



Fig. 3.20-J — Ponta do tubulão na câmara de saída.

3.3 ESGOTAMENTO

Quando a escavação atingir o lençol d'água, fato que poderá criar obstáculos à perfeita execução da obra, pois não só dificulta ou impossibilita o trabalho como, por outro lado, modifica o equilíbrio das terras provocando a instabilidade do fundo da escavação e o desmoronamento dos taludes, dever-se-á ter o cuidado de eliminar ou reduzir a água existente no terreno acima da cota do fundo da escavação, através de drenagem ou rebaixamento do lençol d'água.

Vários são os métodos usados:

- drenagem a céu aberto;
- rebaixamento do lençol freático por ponteiros filtrantes:
 - gravitacional,
 - a vácuo;
- rebaixamento do lençol freático por poços profundos:
 - gravitacional,
 - a vácuo;
- rebaixamento do lençol freático por eletro-osmose.

A figura 3.21 mostra, esquematicamente, os métodos de rebaixamento em função das curvas granulométricas dos materiais; há casos em que há duas alternativas a considerar, devendo-se optar pela mais econômica ou pela mais exequível devido ao equipamento disponível.

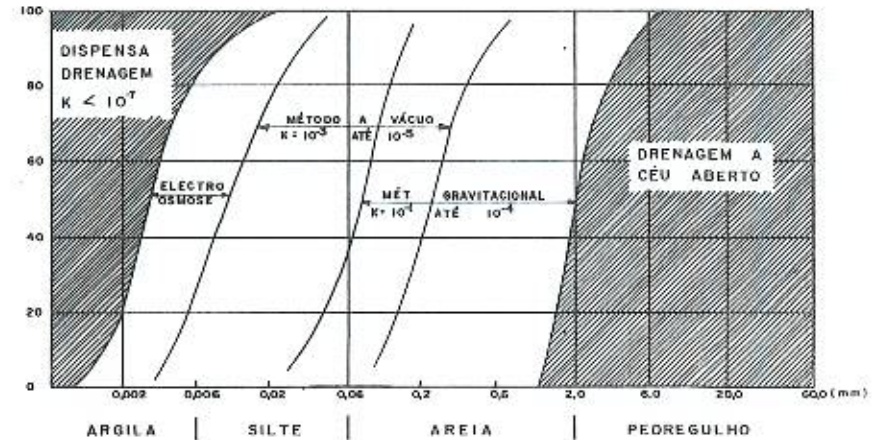


Fig. 3.21 — Curvas granulométricas e métodos de rebaixamento recomendados.

3.3.1 Drenagem a céu aberto

Na drenagem podem ser usadas valas, valetas, drenos cegos ou franceses, drenos perfurados, drenos sem perfuração; comumente a drenagem é executada por meio de canaletas formando drenos cegos; a disposição de sistemas de drenos no sentido longitudinal e transversal da escavação depende das condições do subsolo, da quantidade de infiltração e do grau de drenagem requerido; eventualmente, todo o fundo da vala é recoberto com dreno francês (fig. 3.22).

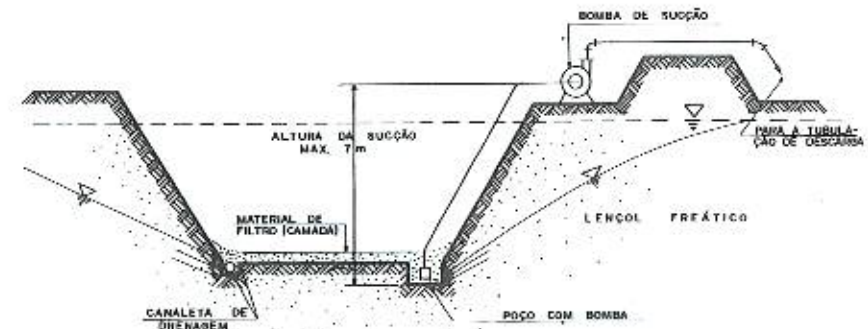


Fig. 3.22 — Drenagem com o fundo da vala recoberto por filtro.

Nos terrenos arenosos o bombeamento direto deve ser evitado, pois:

- o carregamento das partículas finas do solo pela água poderá acarretar, por solapamento, recalque das fundações vizinhas;
- à medida que a água vai sendo bombeada, o nível dentro da escavação baixa mais rapidamente que o nível exterior, originando-se, em consequência da diferença de carga do exterior para o interior, um fluxo d'água para dentro da vala, pelo seu fundo; poderá acontecer que a força da corrente atinja um valor tal que o equilíbrio se rompa e os grãos fluam; nessas condições, a força alcançará um valor crítico dado por:

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_a} = \frac{\delta - 1}{1 + e}$$

onde: i_c = gradiente hidráulico crítico;

γ_{sub} = peso específico do solo submerso;

γ_a = peso específico do meio dispersor;

δ = densidade relativa das partículas constituintes do solo;

e = índice de vazios do solo;

ao qual corresponde uma velocidade d'água

$$V_c = K \cdot i_c$$

onde: V_c = velocidade crítica;

K = coeficiente de permeabilidade.

Atingido o coeficiente hidráulico, os grãos fluam e se obtém a "areia movediça";

- há possibilidade de rutura do fundo da escavação, devido à subpressão da água, quando esta for maior que o peso efetivo do solo.

Existem vários tipos de bombas usadas para o esgotamento; as figs. 3.23 apresentam alguns modelos.



Fig. 3.23-A — Bomba centrífuga, elétrica.



Fig. 3.23-B — Bomba centrífuga, com motor a gasolina.



Fig. 3.23-C — Bomba de diafragma, "tipo sapo", manual.



Fig. 3.23-D — Bomba de diafragma, "tipo sapo", com motor a gasolina.



Fig. 3.23-E — Bomba de diafragma, "tipo sapo", dupla, com motor a gasolina.



Fig. 3.23-F — Bomba de diafragma, "tipo carneiro hidráulico", com motor a gasolina.



Fig. 3.23-C — Bomba submersa, elétrica.



Fig. 3.23-H — Bomba submersa a ar comprimido.

3.3.2 Rebaixamento do lençol freático por ponteiras filtrantes

3.3.2.1 Gravitacional

Em solos permeáveis, as ponteiras filtrantes têm apresentado bons resultados na função de rebaixar o lençol freático para permitir a construção a seco; o processo consiste em envolver a área que se pretende secar com uma linha coletora, com diâmetro variando de 152 mm a 203 mm, ligada a um conjunto motor-bomba que subtrai a água do coletor.

Ao longo do coletor e espaçadas de aproximadamente 90 cm, são instaladas prumadas em tubos de 38 mm a 76 mm, cujas extremidades inferiores constituem-se de um tubo de aço perfurado, envolto por uma tela de malha, com 30 cm a 100 cm de comprimento (figs. 3.24).



Fig. 3.24-A — Ponteiras.



Fig. 3.24-B — Tubos perfurados.

A cravação é feita por meio de jatos d'água através da própria ponteira (fig. 3.25) ou executando-se um furo e colocando no seu interior a ponteira envolvida por material adequado.



Fig. 3.25 — Cravação por jato d'água.

Sob condições normais, duas bombas são suficientes: uma para tirar a água do coletor e outra para cravar as ponteiras. A locação, número, espaçamento e comprimento das ponteiras, como também a potência e o número de bombas, de-

pendem da natureza do solo e do volume de água encontrado; estes detalhes de uma instalação por ponteiros filtrantes podem ser acertadas, somente, pela experiência ou ensaio.

Uma linha simples ou estágio do sistema permite rebaixar o lençol freático em cerca de 5 m de profundidade; a drenagem de escavações mais profundas deverá ser realizada por meio de vários estágios de ponteiros (figs. 3.26).



Fig. 3.26-A — 1.º estágio de ponteiros filtrantes pela parte externa da vala.



Fig. 3.26-B — 2.º estágio de ponteiros filtrantes no interior da vala.

3.3.2.2 A vácuo

É o mesmo sistema gravitacional, onde se liga, em série, ao sistema, uma bomba de vácuo (fig. 3.27).

Este sistema permite rebaixar o lençol freático em cerca de 6 a 7 m de profundidade.

3.3.3 Rebaixamento do lençol freático por poços profundos

3.3.3.1 Gravitacional

O processo consiste na perfuração de poços, com diâmetros variando de 30 cm a 60 cm, abertos normalmente por perfuratrizes, utilizando o método hidráulico-rotativo (fig. 3.28).

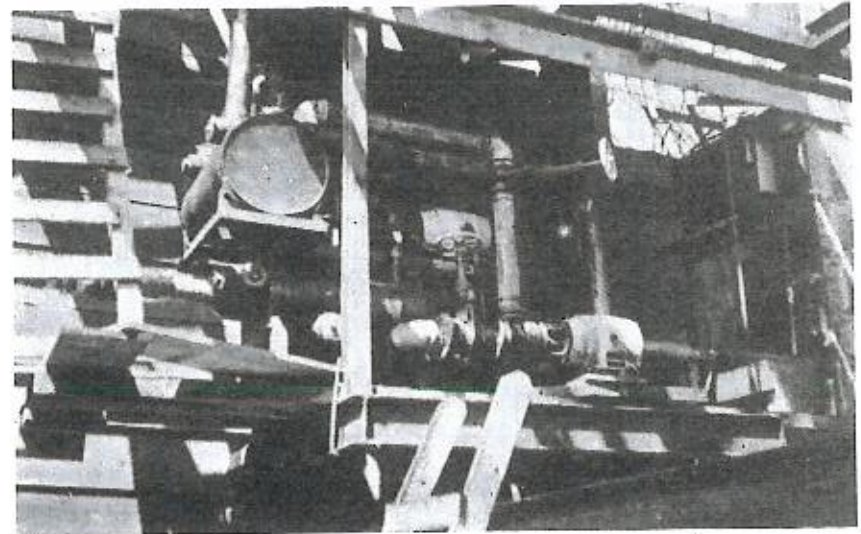


Fig. 3.27 — Conjunto motor-bomba e sistema de vácuo.

No interior do poço são colocados tubos de aço com diâmetros de 150 mm a 300 mm, sendo o espaço entre as paredes do tubo e do poço preenchido com material granular (fig. 3.29).

A extremidade inferior do tubo constitui-se de um filtro obturado na base (fig. 3.30), sendo a parte perfurada envolvida por uma tela de malha.

No interior do tubo trabalha uma bomba, do tipo submersa (fig. 3.31), que recalca a água para a superfície.

A localização, número, espaçamento dos poços como, também, o comprimento do filtro e a potência das bombas, dependem da natureza do solo e do volume da água encontrado; a figura 3.32 mostra um rebaixamento pelo sistema de poços profundos.

3.3.3.2 A vácuo

É o mesmo sistema gravitacional, onde se aplica uma exaustão de ar feita nas partes superiores dos poços, por meio de um tubo coletor acoplado a uma bomba de vácuo.

3.3.4 Rebaixamento do lençol freático por eletro-osmose

Este processo tem sido muito pouco utilizado. Consiste no seguinte: a superfície das partículas dos solos de granulação muito fina possui uma carga elétrica negativa decorrendo, então, a formação, em torno das partículas, de uma película de água com predominância de íons com carga positiva; se colocarmos dois eletrodos em um solo saturado, após o estabe-

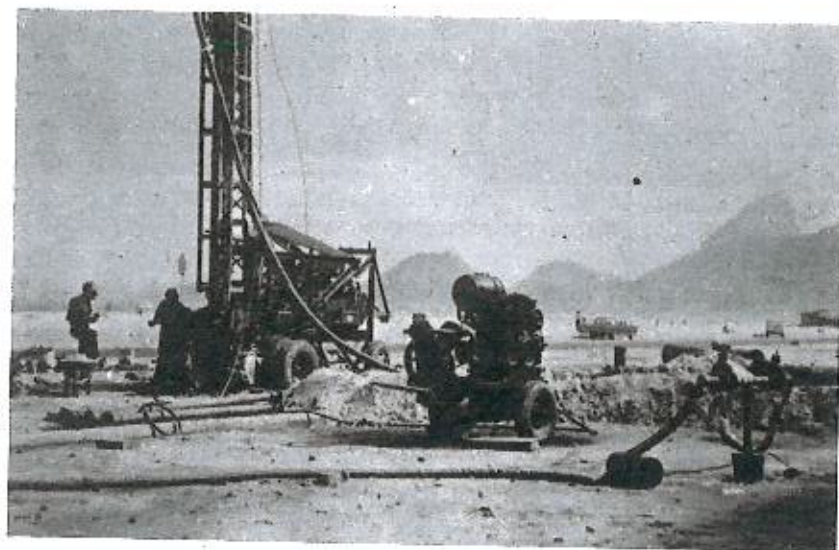


Fig. 3.28 — Perfuração de poço.

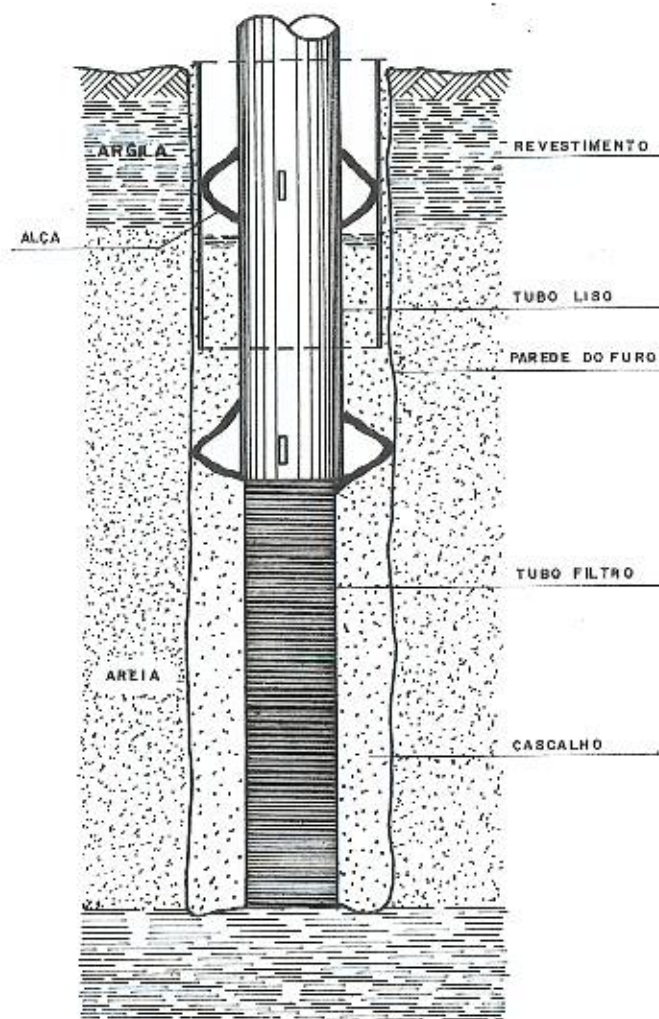


Fig. 3.29 — Posição do tubo no interior do furo.

lecimento de uma corrente elétrica contínua entre ambos, a água contida nos vazios do solo percolará no sentido do anodo (polo positivo) para o catodo (polo negativo), daí sendo co-



Fig. 3.30 — Tubo perfurado com filtro tipo NOLD.

letada pela ponteira e esgotada por meio de um conjunto motor-bomba (fig. 3.33).

3.4 ESCORAMENTO

3.4.1 Considerações

Nas escavações a céu aberto, precauções devem ser tomadas para evitar danos e perdas de vidas; dever-se-á usar es-

coramento sempre que as paredes laterais da vala forem constituídas de solo passível de desmoronamento.

Qualquer tipo de escoramento poderá ser utilizado, desde que atenda às condições mínimas de segurança quanto:

- ao fator psicológico do trabalhador;
- às estruturas vizinhas (a vala pode não derruir, porém ceder levemente, o que será suficiente para acarretar recalques em estruturas próximas);
- às flutuações do nível d'água do terreno que, diminuindo a coesão, acarretam ruturas no mesmo;
- à ocorrência de veios friáveis, em terrenos excepcionalmente compactos;

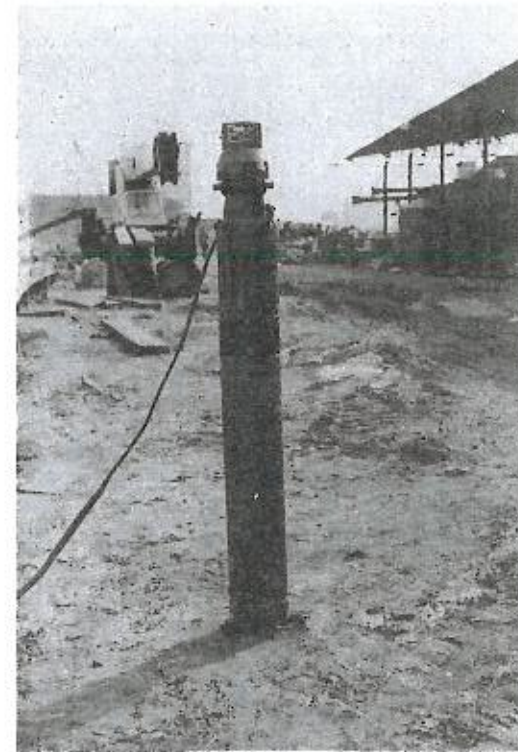


Fig. 3.31 — Bomba submersa HAUPT de 15 m³/h.

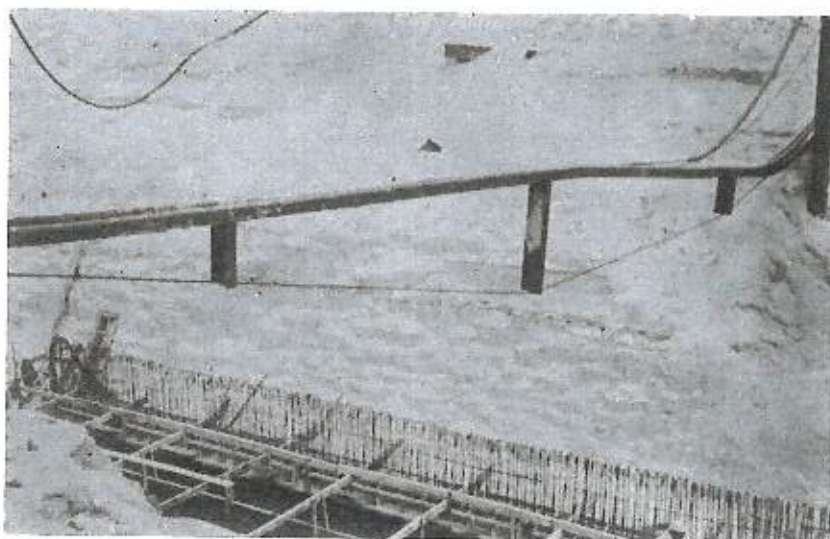


Fig. 3.32 — POCO perfurado.

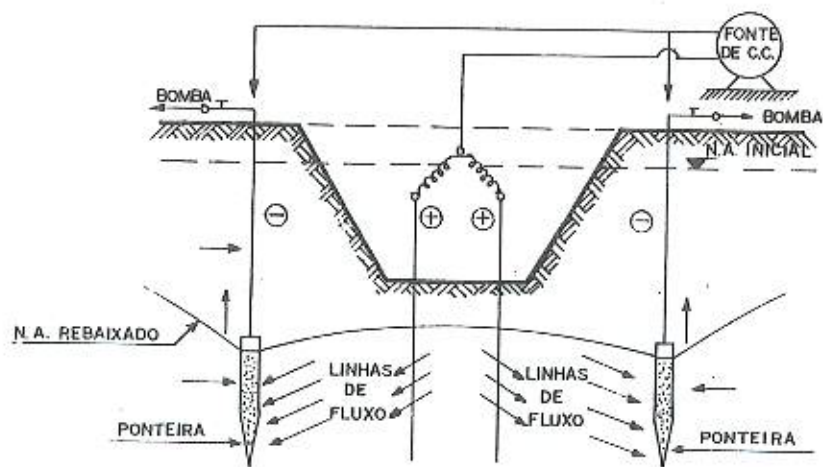


FIG. 3.33 — Esquema de funcionamento do rebaixamento por eletro-osmose

- à ocorrência de sobrecargas eventuais de máquinas ou da própria terra escavada sobre o topo do talude.

Em determinados casos, o escoramento pode ser dispensado e substituído por taludes inclinados (fig. 3.34); para *terrenos favoráveis* (materiais que apresentam coesão ou sejam arenosos coesivos ou com cascalhos, em estado seco ou úmido) sugerem-se os seguintes *taludes-padrão*:

- terreno com possibilidade de escorregamento 1:1;
- terreno sem possibilidade de escorregamento 3:2;
- rocha sã: vertical.

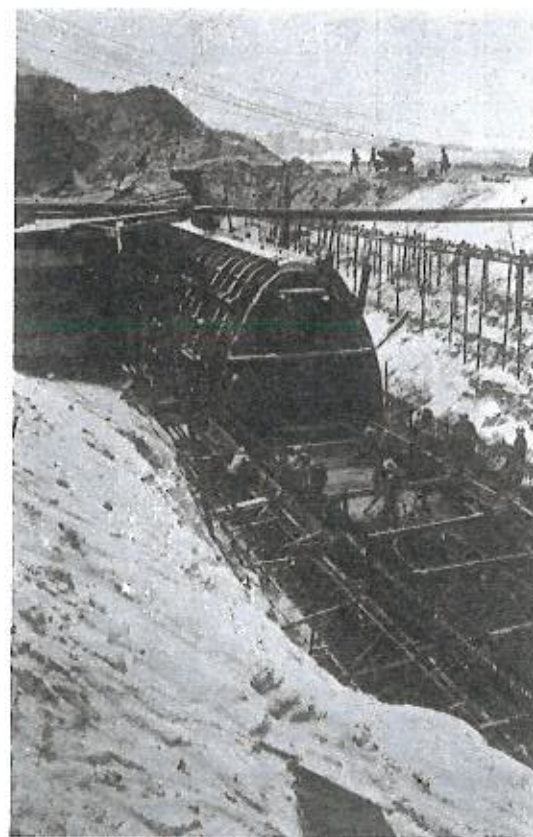


Fig. 3.34 — Talude inclinado em areia.

Nos *terrenos desfavoráveis* (argilas moles, solos argilosos com bolsas de areia saturada, xistos, argilitos, arcias e arenitos saturados), a escavação de cortes, mesmo rasos, segundo um talude padrão, pode ocasionar o movimento do solo na direção do corte.

Vários são os tipos de escoramentos existentes; antes de apresentarmos os de uso mais freqüente, vejamos alguns elementos constituintes do escoramento (fig. 3.35).

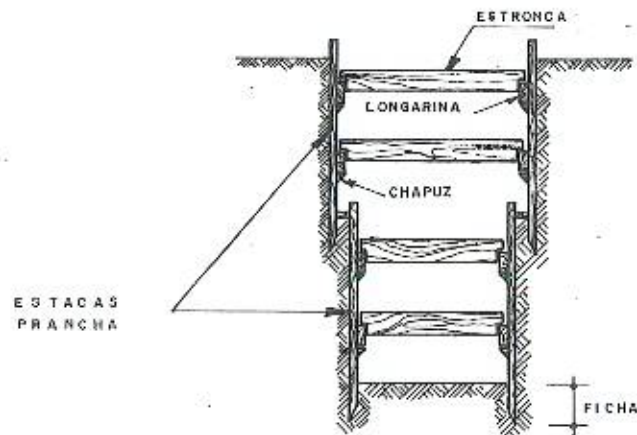


Fig. 3.35 — Elementos constituintes do escoramento.

3.4.1.1 Estacas-pranchas

São as peças verticais que recebem diretamente o empuxo de terra; podem ser:

- *de madeira*: as madeiras mais usadas são o pinho e a peroba rosa, nas dimensões de: 50 × 228 mm, 50 × 300 mm, 75 × 228 mm e 75 × 300 mm. A fig. 3.36 apresenta vários tipos de estacas-pranchas;

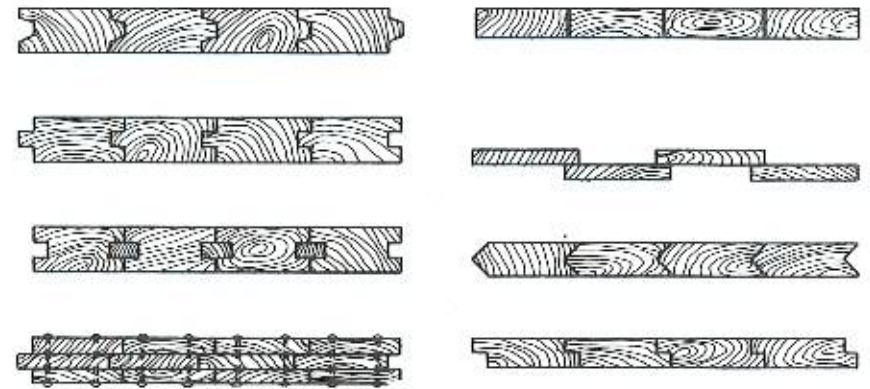


Fig. 3.36 — Tipos de estacas-pranchas de madeira.

- *de concreto*: raramente usadas; a figura 3.37 apresenta dois modelos; os tipos mais simples têm a forma das de madeira, sendo o tipo T mais adequado a resistir à flexão;

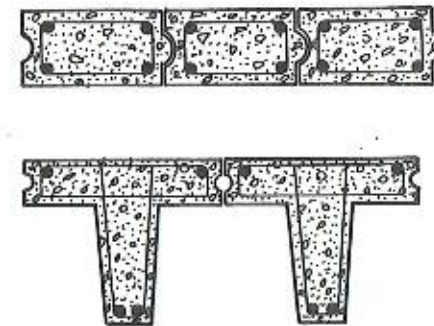


Fig. 3.37 — Estacas-pranchas de concreto

- *de aço*: largamente utilizadas, apresentam-se em vários modelos sendo, entretanto, de uso mais generalizado, as do tipo ARMCO; as figs. 3.38 apresentam alguns tipos de estacas-pranchas.

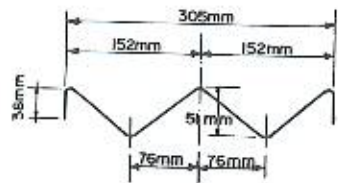


Fig. 3.38-A — Seção transversal de uma estaca-prancha ARMCO tipo flange

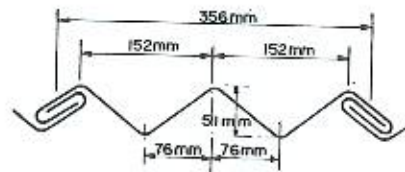


Fig. 3.38-B — Seção transversal de uma estaca-prancha ARMCO tipo encaixe

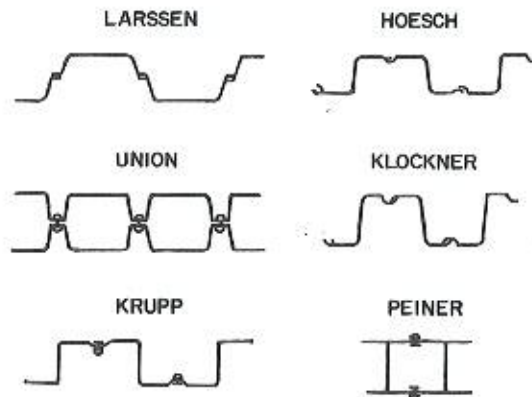


Fig. 3.38-C — Tipos europeus de estacas-pranchas.

3.4.1.2 Longarinas

São as peças colocadas longitudinalmente, isto é, correm paralelas ao eixo da vala; servem para solidarizar o conjunto e transmitir o esforço às estroscas; podem ser de madeira ou aço.

3.4.1.3 Estroscas

São as peças colocadas transversalmente à vala e transmitem a força resultante do empuxo da terra de um lado da vala para o outro; podem ser de aço ou madeira (inclusive eucalipto).

3.4.1.4 «Sticks»

São estroscas metálicas, construídas com tubos circulares ocos, em montagens telescópicas, que podem ser travados, pressionados por rosca ou pressão de óleo (fig. 3.39).

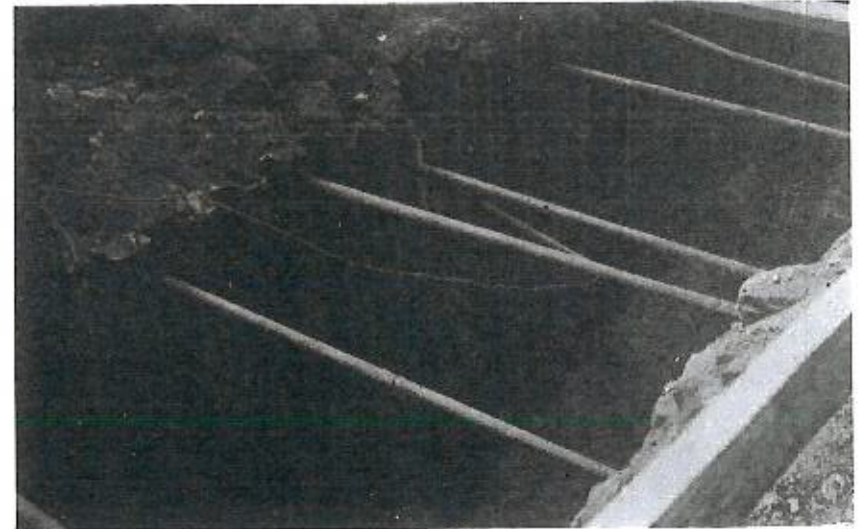


Fig. 3.39 — Sticks.

3.4.1.5 Chapuz

São peças que servem para calçar as longarinas e evitar que os quadros se desloquem verticalmente (fig. 3.40).

3.4.1.6 Quadros

Estruturas formadas pelas longarinas e estroscas; os quadros são fixados entre si por peças verticais denominadas «suspensórios» (fig. 3.41).

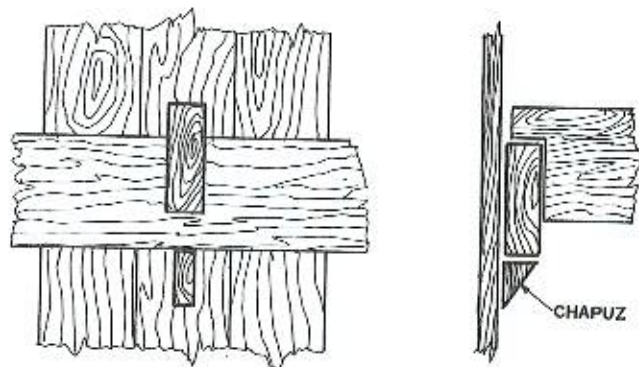


Fig. 3.40 — Posição de um chapuz.

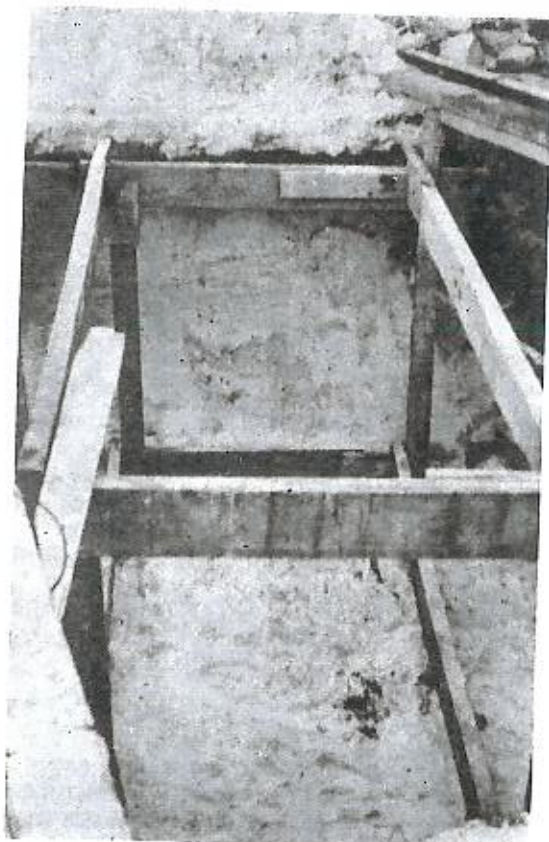


FIG. 3.41 — Quadros, aparecendo os suspensórios.

3.4.1.7 Estacas

São peças colocadas na posição vertical e que recebem o empuxo da terra transmitida pelos pranchões; são constituídas de perfis I ou H (fig. 3.42).



Fig. 3.42 — Estaca composta de perfis I.

3.4.1.8 Pranchões

São as peças horizontais que recebem diretamente o empuxo da terra e o transmitem às estacas (fig. 3.43).

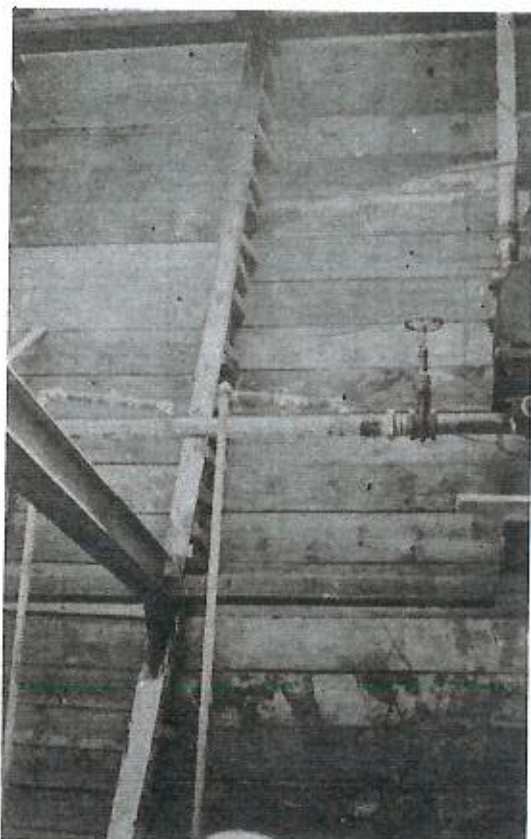


Fig. 3.43 — Pranchões de madeira.

3.4.1.9 Ficha

É a parte do escoramento que fica cravada além da cota final de corte da vala.

3.4.1.10 Tirante

Elemento que permite a transmissão de um esforço na superfície do terreno para uma zona predeterminada do subsolo.

3.4.2 Escoramento aberto ou descontinuo

É usado em terrenos firmes e com pouca ou nenhuma água; as estacas-pranchas, de aço ou madeira, são colocadas a intervalos regulares de 1,00 m a 1,50 m; as estacas são, então, estroncadas. Este tipo de escoramento poderá ou não levar longarina (fig. 3.44), neste último caso são denominados "pontaletes".

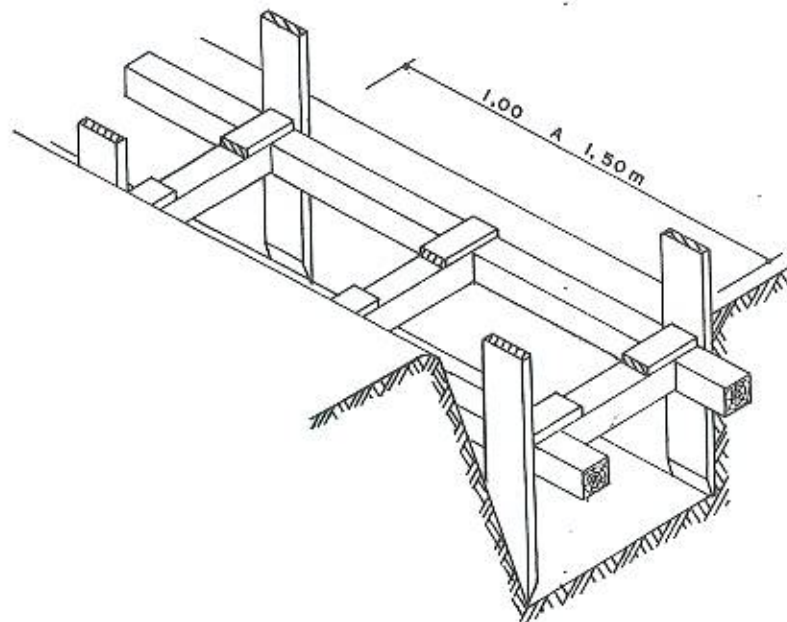


Fig. 3.44 — Escoramento aberto.

3.4.3 Escoramento fechado com estaca-prancha de madeira

Neste tipo de escoramento (fig. 3.45), a escavação é levada até à profundidade máxima de 1,50 m, quando então são preparados os quadros; entre estes e o terreno são colocadas estacas-pranchas de madeira; estas vão sendo cravadas e, à medida que penetram no solo, a escavação prossegue, de maneira tal que o terreno esteja sempre escorado.

Deve-se observar que os quadros construídos não devem ser descidos mas, isso sim, deve-se construir novos quadros nas profundidades maiores.

O espaçamento entre quadros varia de 1,00 m a 1,50, e entre estrocas 1,50 m, aproximadamente.

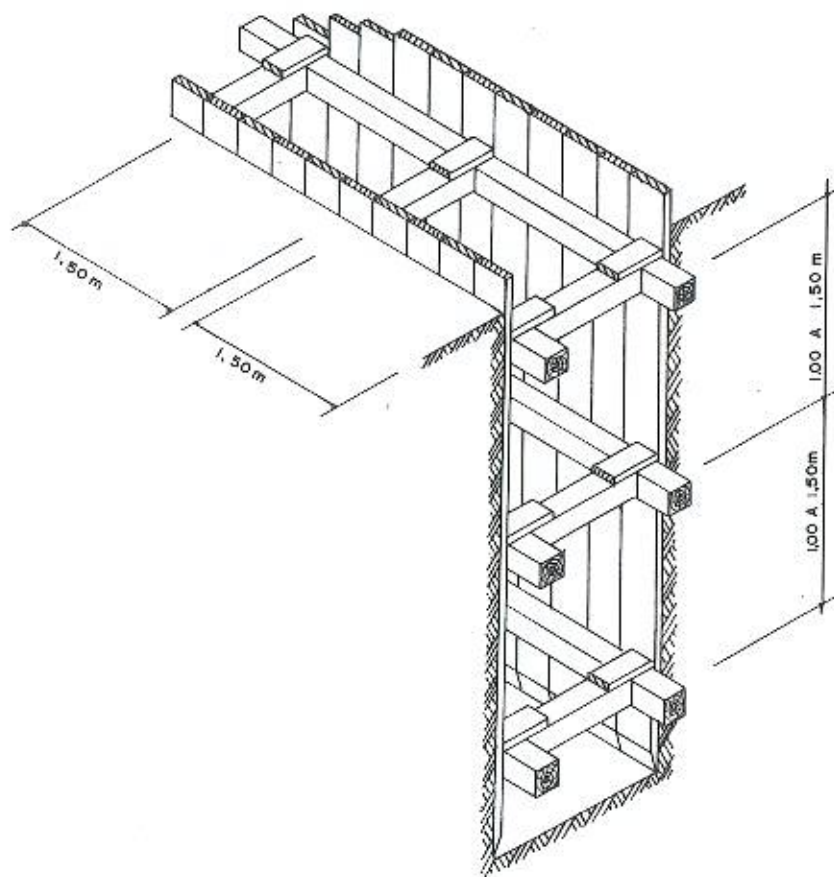


Fig. 3.45 — Escoramento fechado com estaca-prancha de madeira.

Em valas profundas, nem sempre é possível atingir o fundo da vala num único lance; neste caso, lança-se mão de es-

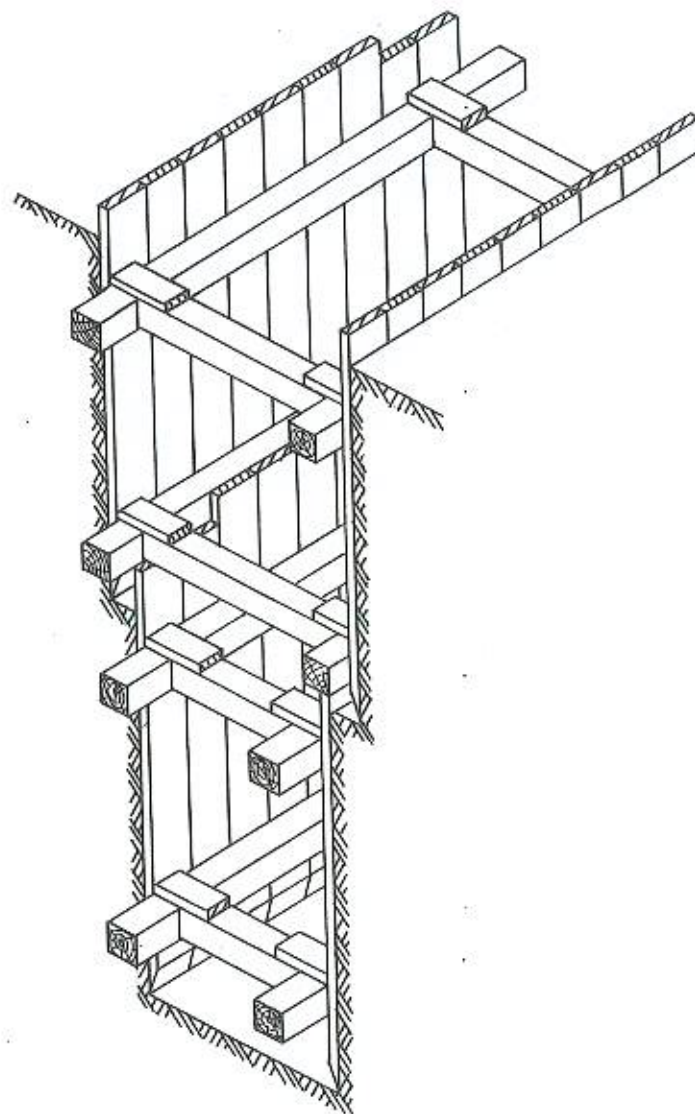


Fig. 3.46 — Escoramento duplo.

coramentos duplos (fig. 3.46) ou triplos; a construção se processa como se fossem dois ou três escoramentos simples.

A cravação das estacas-pranchas se processa de forma vista na cravação de estacas; para evitar a destruição da cabeça da estaca, é conveniente protegê-la com uma cinta, conforme indicado na fig. 3.47.

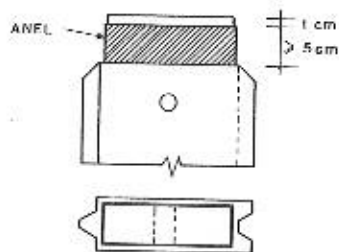


Fig. 3.47 — Anel de proteção colocado na cabeça de um pranchão de madeira.

As peças mais usadas na construção dos quadros são: 76×76 mm, 76×114 mm, 76×152 mm.

A fig. 3.48 apresenta um aspecto deste tipo de escoramento.

3.4.4 Escoramento fechado com estaca-prancha de aço

Este tipo de escoramento é idêntico ao anterior, onde se substitui a estaca-prancha de madeira pela de aço.

As peças mais usadas na construção dos quadros são: 76×152 mm e 76×228 mm.

A figura 3.49 apresenta esse tipo de escoramento.

3.4.5 Escoramento em pranchada horizontal (hamburguês)

É constituído por estacas metálicas e pranchões de madeira, com a seguinte seqüência executiva:

- abre-se uma trincheira com as dimensões aproximadas de 50 cm de largura por 100 cm de profundidade, com a fun-

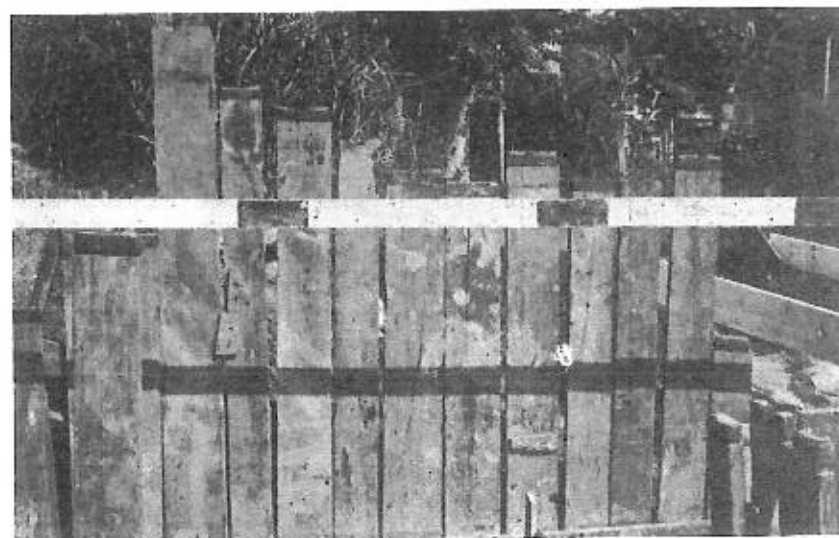


Fig. 3.48 — Estaca-prancha de madeira.

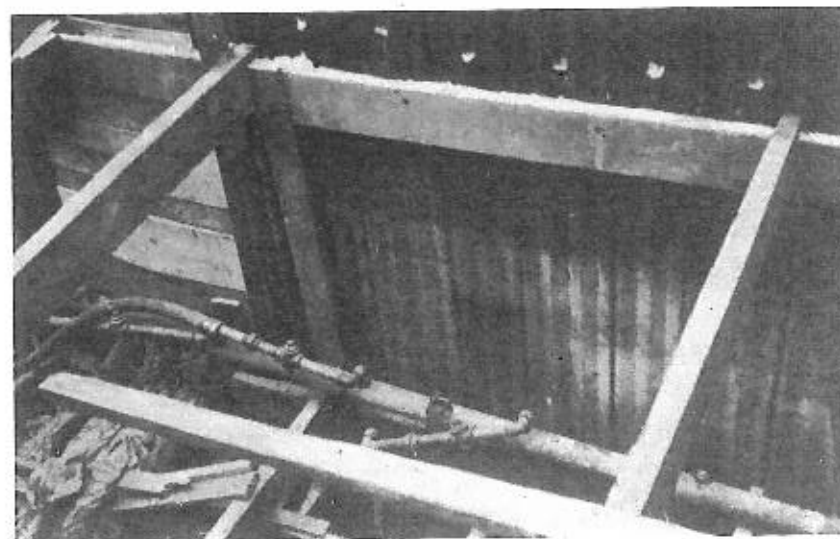


Fig. 3.49 — Escoramento fechado com estaca-prancha de aço.

ção precípua de sondar e posicionar os obstáculos subterrâneos;

- nessa trincheira cravam-se as estacas até um comprimento igual à profundidade da vala mais a ficha; comumente são usados perfis I de 203 mm, 254 mm e 300 mm ou H de 152×152 mm. De modo geral, o espaçamento entre estacas varia de 1,50 m a 2,50 m;
- inicia-se a escavação da vala ao mesmo tempo que vão sendo colocados os pranchões (76×229 mm ou 76×300 mm) entre as estacas; deverão ser encunhados para evitar deslizamento;
- o estroncamento é iniciado assim que a escavação atinja a profundidade prevista; de modo geral usam-se perfis I de 203 mm ou 254 mm, perfis H de 152×152 mm ou, ainda, duplos I; a distância entre quadros varia de 3,00 a 5,00 m e o espaçamento horizontal entre estroncas, de acordo com o espaçamento entre estacas (fig. 3.50).

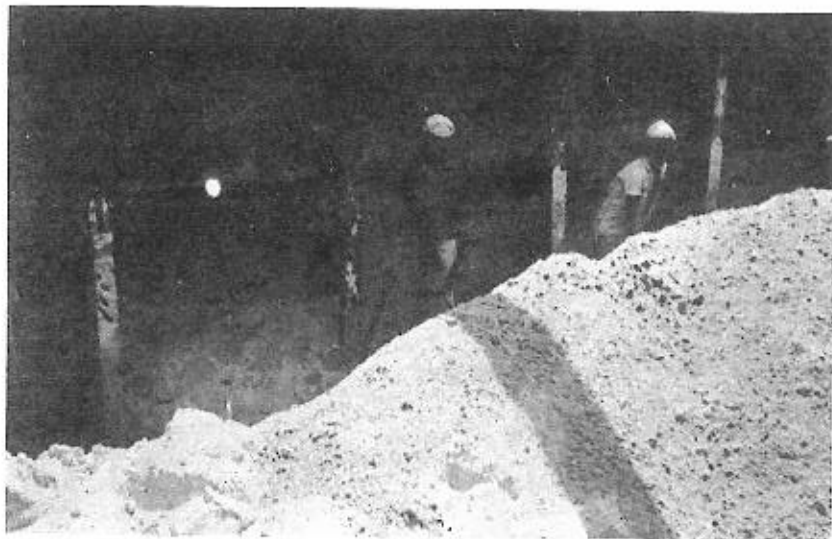


Fig. 3.50 — Escoramento em pranchada horizontal.

3.4.6 Paredes diafragma

A construção das paredes diafragma aproveita o fenômeno da tixotropia existente nas bentonitas (argilas muito finas formadas, em sua maioria, pela alteração química das cinzas vulcânicas), ou seja: amassando-se completamente uma amostra da fração muito fina de um solo e, a seguir, deixando-se repousar, a massa adquire, com o tempo, maior resistência coesiva; esta resistência aumenta, a princípio rapidamente e, a seguir, lentamente. Se a amostra é novamente amassada, mantido o teor de umidade, sua coesão diminui de maneira considerável porém, deixando-se outra vez em repouso, torna a recuperar seu valor.

Vários são os métodos construtivos das paredes mas, basicamente, consistem na escavação de elementos de seção retangular (consecutivos ou alternados), com o uso de bentonita mantida em nível constante.

A escavação é iniciada pela abertura de uma trincheira, com profundidade variando de 1,00 m a 1,50 m e largura equivalente à da parede mais o suficiente para a construção de duas paredes laterais em concreto que servirão de guia à escavadeira, além de impedir o desbarrancamento das bordas.

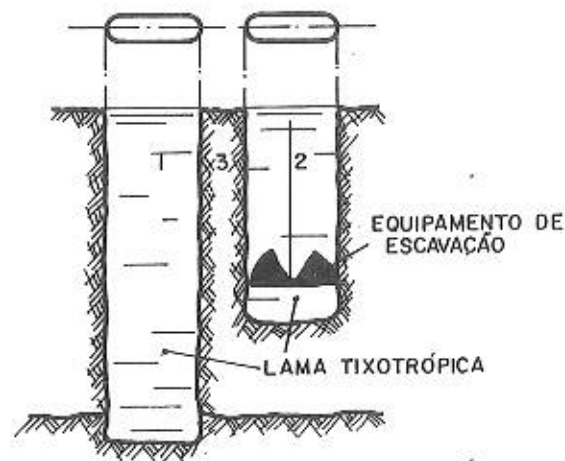


Fig. 3.51 — Escavação (1,2,3).

Os elementos, dependendo das condições naturais encontradas, da qualidade do produto usado na preparação da lama e do tipo de equipamento usado, poderão ter dimensões diferentes: espessuras variando de 0,40 m até mais de 1,00 m, comprimentos acima de 6,00 m e profundidades maiores que 80 m; a escavação de cada elemento é feita como indicada na figura 3.51.

À medida que prossegue a escavação, cuja concha (clamshell) tem a largura da parede, a cava vai sendo preenchida com bentonita, de tal forma a conservar seu nível constante.

Atingida a profundidade desejada, é introduzido, na cava cheia de lama, um tubo de aço de diâmetro igual à espessura da parede que servirá, não só de molde lateral à concretagem do trecho escavado mas, também, para feitura da junta; em seguida, é introduzida a armadura metálica, previamente preparada, tendo início então a 2.ª fase, a da concretagem (figura 3.52).

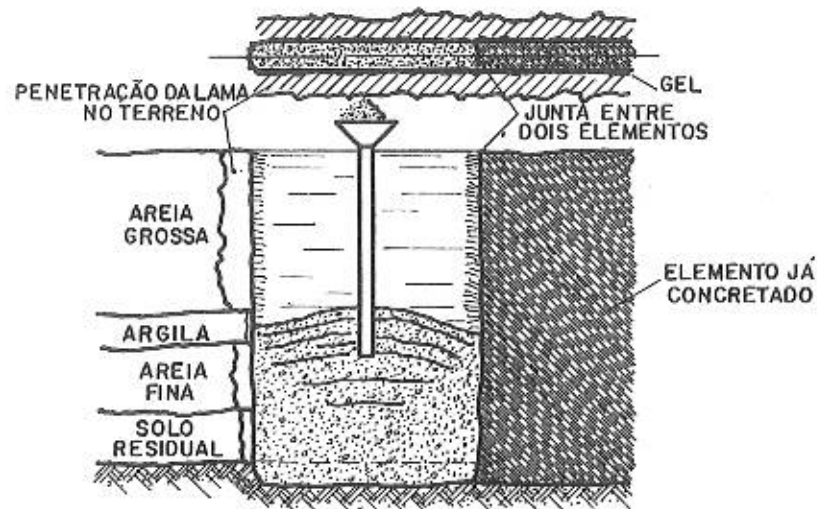


Fig. 3.52 — Concretagem.

Esta é do tipo submersa, pelo sistema italiano; consiste em se despejar concreto, com "slump" alto (de 15 cm a 20

cm) e agregado máximo variando de 25 mm a 35 mm, em um funil que encima o "tubo tremie" (tremonha) de concretagem; a tremonha, com diâmetro variando de 150 mm a 250 mm, repousa no fundo da escavação e é enchida com concreto, o

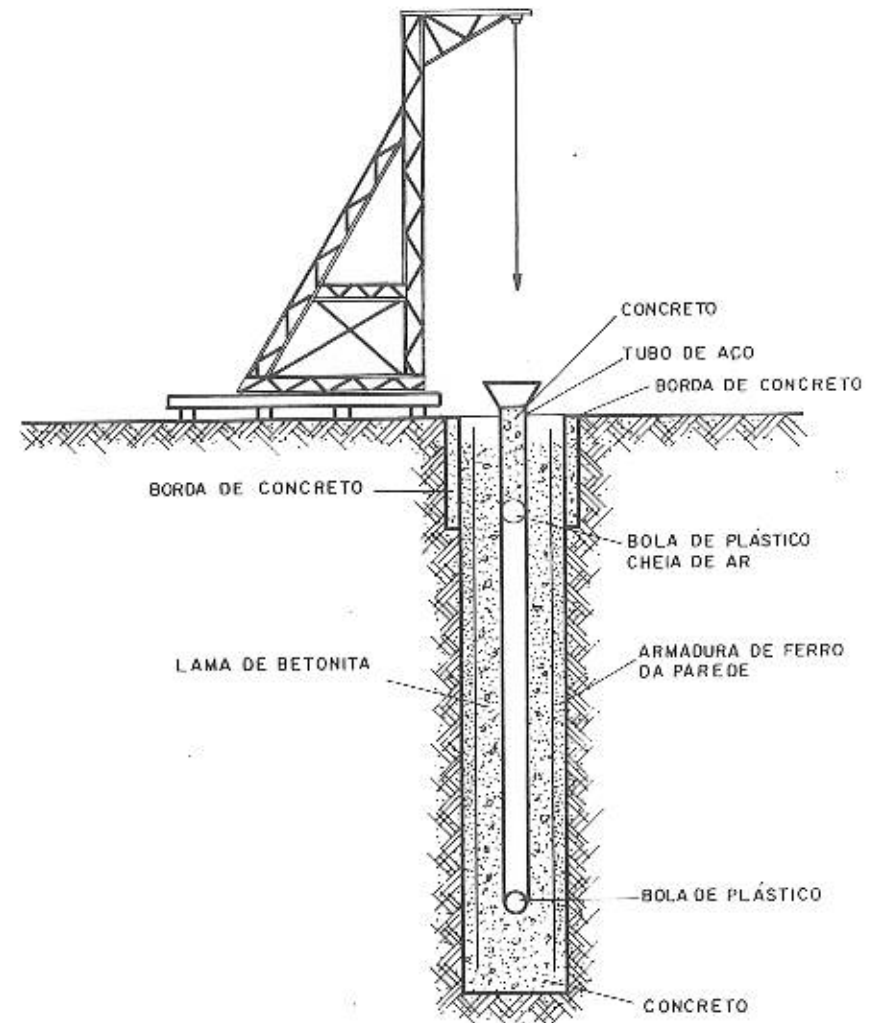


Fig. 3.53 — Lançamento do concreto com o uso de bola de plástico.

qual expulsa a lama bentônica do seu interior; quando o equilíbrio é rompido, o concreto começa a encher a parede; é essencial manter a vazão de concreto em valor constante, de forma a manter o tubo sempre com a seção plenamente cheia; em vários casos, costuma-se colocar uma bola de borracha, dentro da tremonha, inflada até pressionar suas paredes; quando a bola é expulsa pelo fundo e flutua, sabe-se que o concreto começou a ser lançado (fig. 3.53).

Uma modificação desse sistema é a denominada "variante americana"; o característico deste sistema é o emprego de uma tampa na parte inferior da tremonha e a ele fixado por arames de pouca resistência; o tubo tem peso suficiente para ser mergulhado até o fundo da cava e lá se apoiar pela tampa inferior, sem possibilidade de flutuar. É então enchido totalmente, sendo a 1.ª metade com argamassa e o restante com concreto rico e plástico; ao ser levantado, rompem-se os arames de ligação da tampa inferior, a argamassa flui pelo fundo e o concreto no tubo vai baixando; a concretagem prossegue em ritmo constante e, à medida que o nível do concreto vai subindo, a tremonha vai sendo erguida, deixando-se sempre uma parte mergulhada no concreto.

Não se usam aditivos retardadores, pois, por este sistema, o concreto abaixo da tremonha já não pode ser perturbado pelo progresso de concretagem.

Como já vimos, o concreto deverá ter uma qualidade essencial: plasticidade elevada para permitir um lançamento correto; além disso, deverá consumir de 350 a 450 kg de cimento por m³, não devendo, ainda, trabalhar a uma tensão superior a 50 kgf/cm².

Quanto à possibilidade de redução da aderência da armadura pela ação da lama bentônica, ensaios demonstraram que ela é desprezível para as armaduras verticais, sendo mais importante para as horizontais; na prática, o uso de aços de elevada aderência elimina qualquer possibilidade de insucesso; para centrar a armadura no elemento, são usados espaçadores cilíndricos que, presos à ferragem, rolam e facilitam a descida da armadura; recomendam-se recobrimentos de 10 cm a 15 cm.

Para formar as juntas (que deverão ser impermeáveis) entre os elementos, lança-se mão do molde lateral que é, como já foi dito, um tubo cilíndrico de largura sensivelmente igual à espessura da parede; ele deve ser rigorosamente liso externamente para que seja possível arrancá-lo após à concretagem;

para as paredes profundas, não sendo possível realizar um tubo inteiro, usam-se juntas que podem ser de tipos diversos: rosqueadas, cavilhas com presilhas interiores, chavetas e baionetas.

Durante a concretagem, há sempre o envolvimento do tubo pelo concreto, tendo em vista a folga inevitável entre os taludes do terreno e as paredes do tubo; este envolvimento é mais importante quando a escavação for retangular (fig. 3.54).

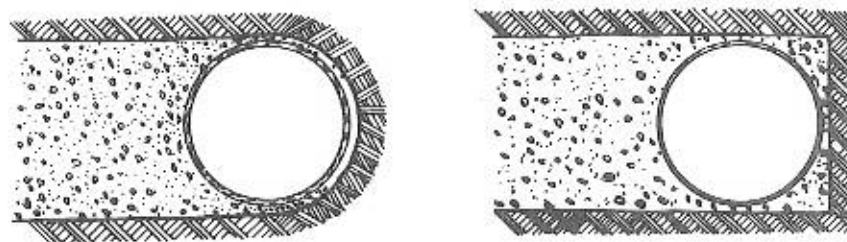


Fig. 3.54 — Envolvimento do molde lateral.

O concreto envolvente deve ser quebrado e arrancado ao curso da escavação do elemento seguinte; esta operação far-se-á sem dificuldade se a escavação for feita logo após à pega do elemento concretado, caso contrário, haverá necessidade de um trado, com a possibilidade de não se conseguir simetria e com risco de desviar o elemento seguinte.

Este envolvimento e sua posterior eliminação permitem expulsar a lama e o "concreto podre", facilitando a feitura de uma boa junta (fig. 3.55).

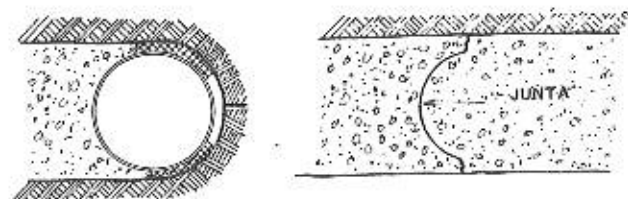


Fig. 3.55 — Junta

Em geral, decorridas 2 a 4 horas do início da concretagem, o tubo é "descolado" por um arrancamento inicial.

As juntas podem ser injetadas, com calda de cimento, através de perfurações verticais, operadas na própria junta.

Os tanques usados para armazenar a bentonita deverão ser em número mínimo de dois: um para conter a lama a ser usada e outro para o material a ser reutilizado e no qual serão feitas as correções de dosagem necessárias.

Alguns cuidados devem ser tomados quanto:

- à perda de lama bentônica durante a escavação que poderá causar o desbarrancamento da escavação;
- ao desvio da escavação que, pela heterogeneidade do terreno, poderá provocar juntas do tipo da fig. 3.56;



Fig. 3.56 — Desvio do elemento.

- à concretagem, devido à falta de plasticidade do concreto e à qualidade da lama, pois, em presença do concreto, a bentonita tem a tendência de flutuar e formar uma massa e atingir a consistência do concreto (fig. 3.57);
- ao nivelamento, feito a partir do nível superior; deve-se sempre ter em conta que cada elemento é limitado por uma cúpula e não por uma face horizontal.

3.4.7 Cortinas atirantadas

Os tirantes resistem ao empuxo de terra e o transmitem às camadas profundas do subsolo; são compostos de 3 partes (fig. 3.58);

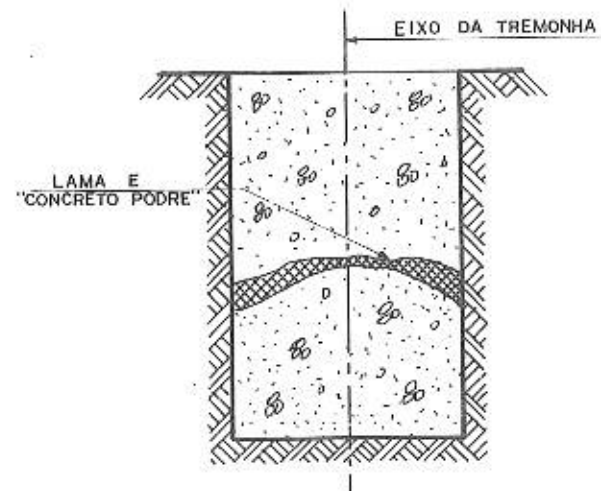


Fig. 3.57 — Formação de massa no interior do elemento.

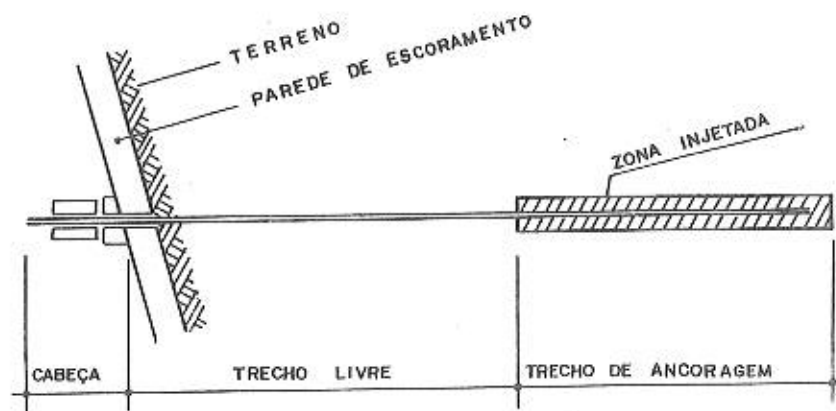


Fig. 3.58 — Partes componentes de um tirante.

- *cabeça de ancoragem*: de conformação adequada para que a carga do tirante, normalmente inclinado para baixo (10° a 25°), possa ser conduzida à parede vertical ou à

longarina ou estaca do escoramento, sem provocar esforços secundários;

- *trecho livre*: constituído pela armadura (barras ou fios de aço), protegido externamente por um tubo, uma camisa de material plástico ou uma espessa camada de pintura; esta proteção serve para evitar contato direto da armadura com o solo ou o cimento. Ao lado da armadura passam, eventualmente, os tubos de injeção; o comprimento deve ser tal de forma a ultrapassar o prisma de deslizamento do solo;
- *trecho de ancoragem*: o contato entre o solo e a armadura do tirante é assegurado por meio da calda de cimento injetada, formando o *bulbo de ancoragem*; seu comprimento é função da carga, do solo e do processo de injeção.

São vários os sistemas de ancoragem, os quais se diferenciam quanto ao:

- *método de perfuração*: normalmente são usados o trado espiral (sem lavagem) ou a sonda rotativa (com lavagem), variando seu diâmetro de 76 mm a 203 mm; o trecho de ancoragem precisa ser perfurado de maneira a não alterar a consistência natural do solo. A necessidade ou não de se revestir o furo depende do tipo de solo atravessado, da posição do lençol freático, da rapidez da perfuração e instalação do tirante, do tempo de permanência do escoramento;
- *tipo e montagem da armadura*: as armaduras podem ser constituídas por barras de aço com rosca única (trabalhando com tensões aproximadas de 40 kgf/mm²) ou fios de aço, trabalhando com tensões que atingem 80 kgf/mm²;
- *método de injeção*: a calda de cimento pode ser injetada por gravidade ou pressão; o primeiro método tem mais uso em tirantes com cargas de 15 a 20 t. Na injeção sob pressão, há dois métodos típicos e que são os mais usados para cargas elevadas: tirante tipo BAUER (a injeção é realizada através do revestimento da perfuração; esta é feita por meio de coroa ou ponta perdida; atingida a profundidade desejada, a armadura é acoplada à coroa ou ponta; a seguir o revestimento é retirado e simultanea-

mente injetada a calda, que enche o espaço entre a armadura e as paredes do furo) e *tirante soletanche* (a injeção é feita através de um tubo auxiliar perdido, provido de saídas para a calda ao longo do trecho da ancoragem; a injeção é repetida várias vezes, a intervalos superiores a 12 h, até ser atingida a pressão final desejada);

- *método de protensão*: após a injeção da calda, o tirante é protendido por meio de macacos hidráulicos; em geral, é suficiente uma cura de 7 dias. Vários são os métodos de protensão (Ferraz, Rudloff, Freyssinet, etc.), cada qual utilizando sistemas próprios. As figuras 3.59 e 3.60 apresentam esquemas de sistemas de medição para tirantes de barra de aço com rosca única e para tirantes de fios de aço com macaco STUP.

Os escoramentos atirantados têm a grande vantagem de deixar a cava livre para o trabalho (fig. 3.61); os tirantes são usados com os escoramentos tipo pranchada horizontal

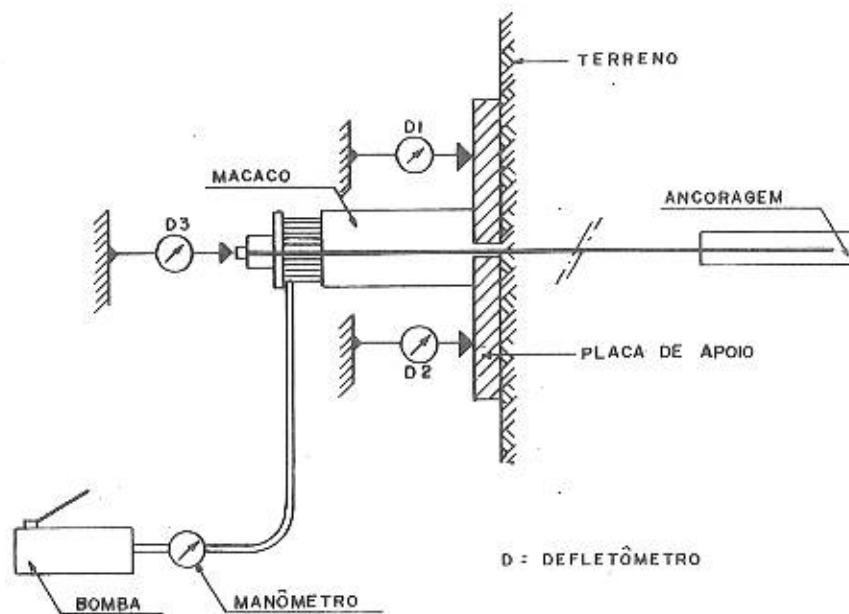


Fig. 3.59 — Sistema de medição para tirantes de barra de aço.

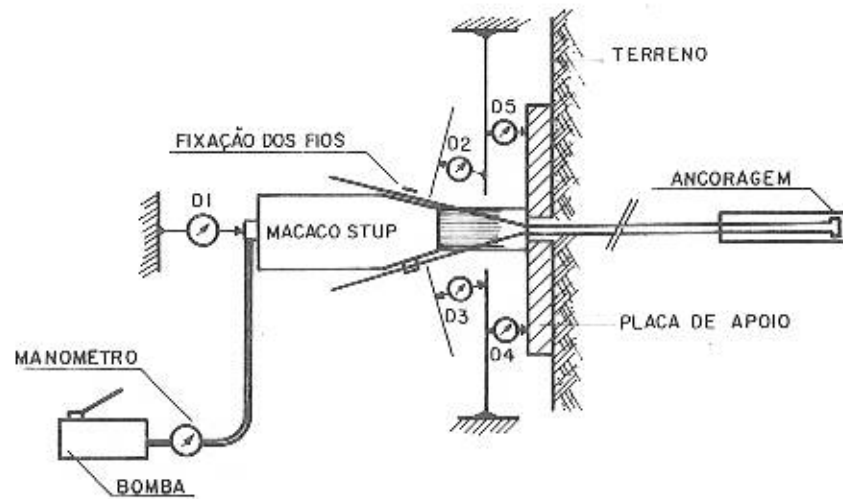


Fig. 3.60 — Sistema de medição para tirantes de fios de aço.

e paredes diafragma; as figuras 3.62 apresentam um projeto para escoramento atirantado com pranchada.

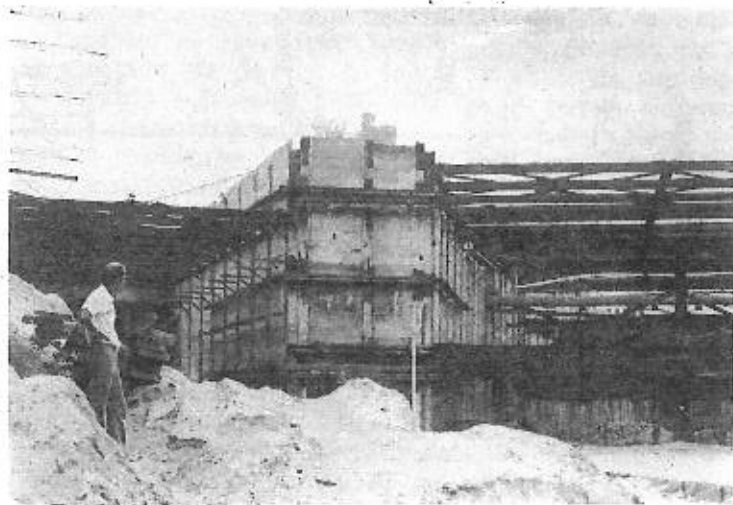
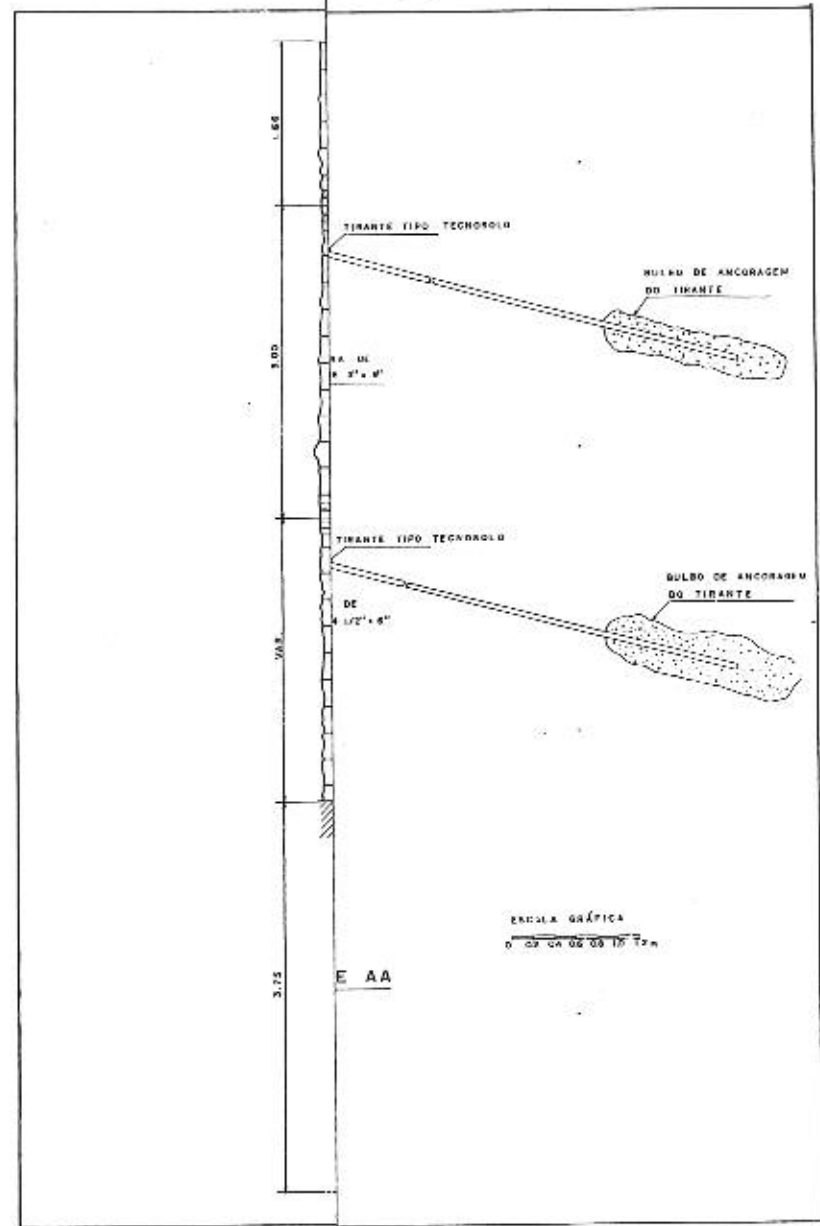


Fig. 3.61 — Note-se a diferença entre a zona atirantada e o trecho estrangulado.



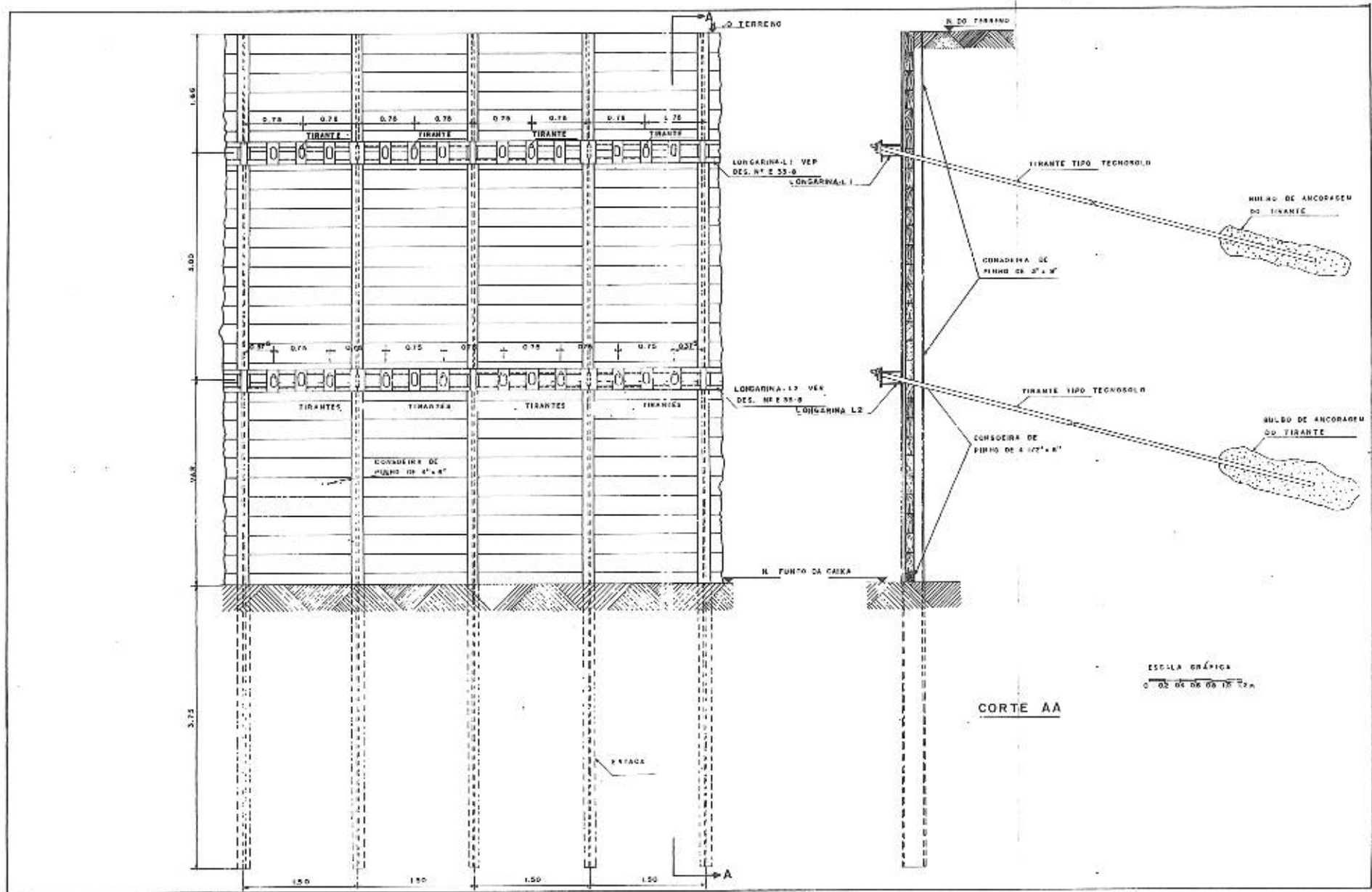


Fig. 3.62-A — Projeto de um escoramento em pranchada atirantado.

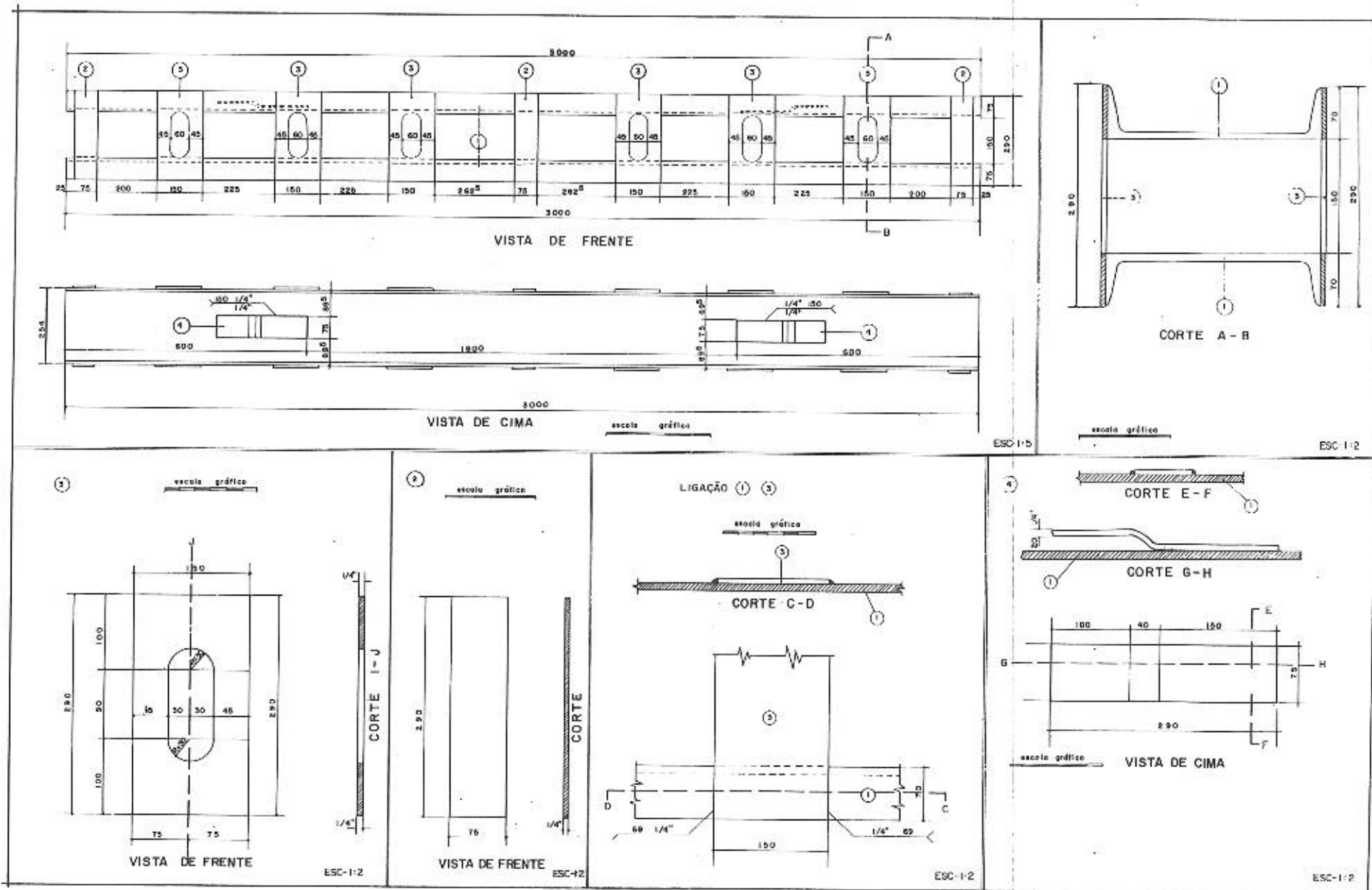


Fig. 3.62-B — Detalhes das longitudinalinas e apoio para as cabeças dos tirantes.

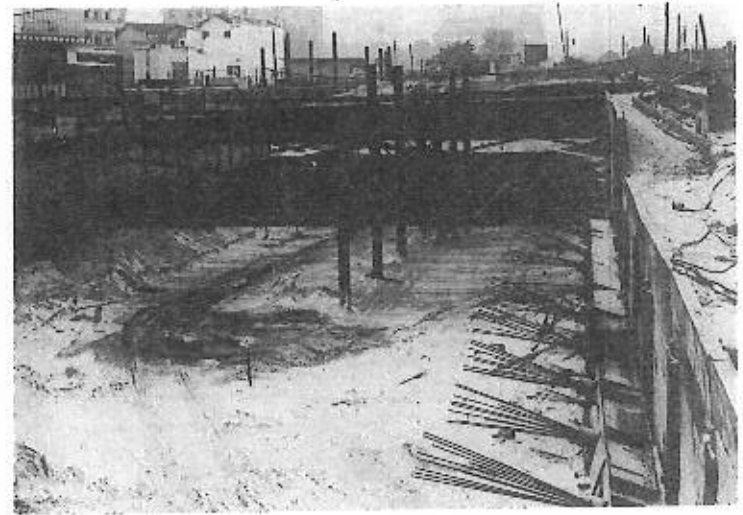


Fig. 3.63-A — Escoramento parte em estrocas parte em atirantado.

As figuras 3.63 (da construção do Metrô da cidade do Rio de Janeiro) apresentam alguns aspectos de cortinas atirantadas.

3.4.8 Observações

Os escoramentos apresentados são os de uso corrente; entretanto, por fatores locais, econômicos, etc., podem ser executadas variantes, com a utilização de outros materiais ou pela associação entre eles; além disso, há outros tipos de estabilização de maciços que, por exigirem técnicas mais avançadas, maquinarias especiais, pessoal habilitado e, portanto, de custo mais elevado, não são de uso freqüente, razão porque só os citaremos: injeções estabilizadoras (de cimento, argila, à base de produtos betuminosos, silicatização) e congelamento do solo.

3.4.9 Escoramento de obstáculos

Durante a escavação, aparecem obstáculos que não podem ser removidos e necessitam ser escorados; as figuras 3.64 mostram alguns casos.

3.5 REATERRO

3.5.1 Considerações

A execução do reaterro é um fator importante não só porque influirá diretamente na qualidade de reposição do cal-

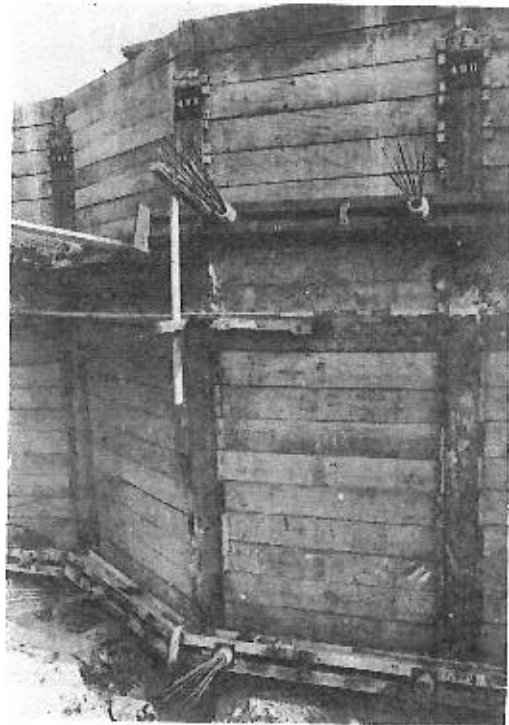


Fig. 3.63-B — Cabeça do tirante de tipo adequado para atritamento em solo.



Fig. 3.63-C — Cortina com 3 carreiras das longarinas (espaçamento de 4 a 5 m) e tirantes espaçadas de aproximadamente 2 m.



Fig. 3.64-A — Escoramento de tubulações que cortam a vala.

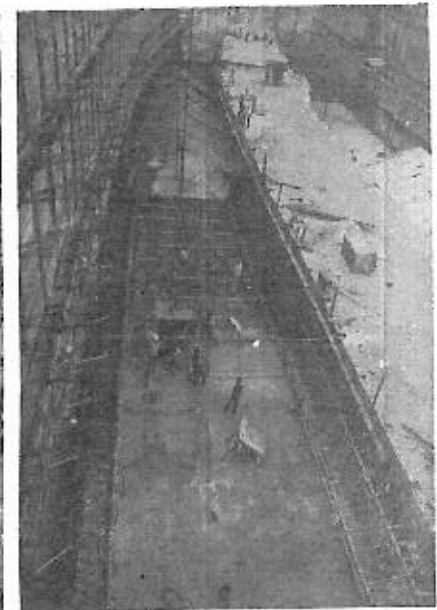


Fig. 3.63-D — A cava livre facilita os trabalhos.



Fig. 3.64-B — Escoramento de poste junto à cava.

çamento mas, principalmente, pela influência que exercerá sobre as cargas verticais que atuam sobre as tubulações, conforme veremos no capítulo 7.

Assentado o coletor ou galeria, o reaterro será executado com maior ou menor cuidado, em função do método de assentamento usado.

O reaterro deverá ser compactado, entendendo-se por compactação de um solo o processo, manual ou mecânico, que visa reduzir o volume de seus vazios e aumentar, em consequência, sua densidade; com isso a capacidade suporte dos solos é também acrescida.

A compactação está diretamente relacionada com o teor de umidade dos solos; um terreno compactado até à densidade máxima somente pode ser obtido quando o teor de umidade é um certo e determinado valor que se denomina de *umidade ótima* (h_{ot}). Nessas condições, ele oferece a resistência máxima ao aumento de umidade por absorção, por ocasião das chuvas, bem como às perdas de umidade, por ocasião das grandes estiagens.

Para cada tipo de solo há uma determinada curva de compactação; essas curvas se assemelham quanto à forma; é comum traçar-se também, em função da umidade, a curva de variação da resistência que apresenta o material compactado (fig. 3.65).

À primeira vista parece mais conveniente compactar o solo com uma umidade $h_1 < h_{ot}$, pois sua resistência seria elevada; ao mesmo tempo, porém, o maior volume de vazios facilitaria o acesso da água, dando lugar ao ramo descendente da curva; assim, saturado o solo (na época das chuvas), ele passaria a ter uma umidade h_2 e sua resistência seria praticamente nula; se compactarmos na umidade ótima, observa-se que, mesmo no estado de saturação, o solo apresenta, ainda, uma resistência r apreciável.

A compactação se obtém em três fases:

- espalhamento do material depositado nos reaterros, de modo que se obtenha uma camada de espessura praticamente uniforme;
- irrigação do solo para corrigir seu teor de umidade, ou seja, para obter um teor próximo do ótimo;
- compactação propriamente dita, mediante o emprego de equipamento adequado.

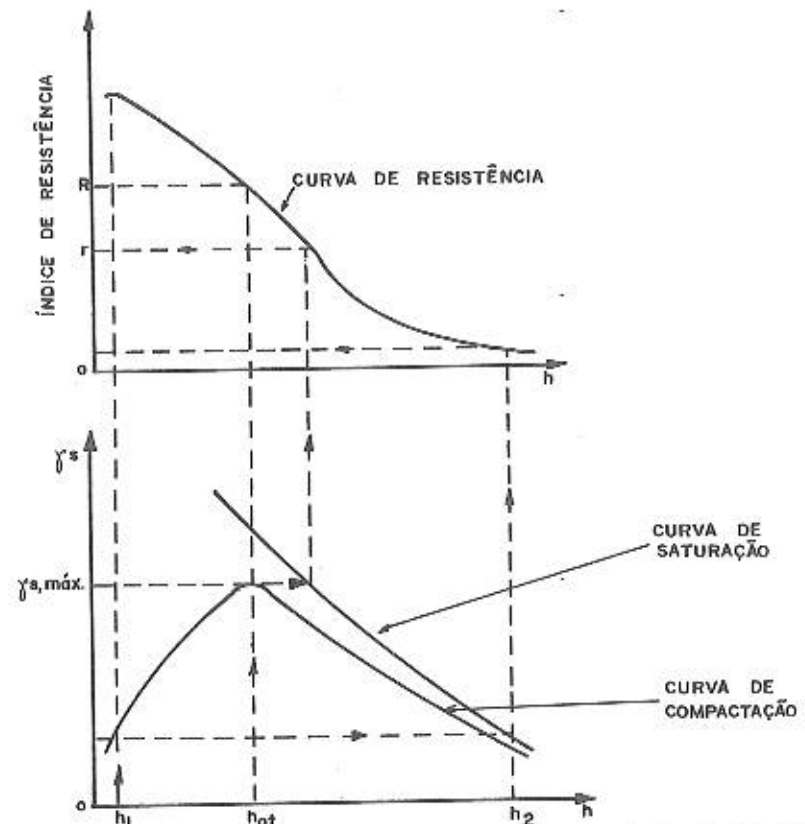


Fig. 3.65 — Curvas de resistência, saturação e compactação de um solo.

Os métodos correntes para compactação de reaterros são divididos em 3 grupos:

3.5.2 Compactação de solos não coesivos

Em ordem decrescente de eficiência, os métodos para compactar areia e pedregulho são: vibração, irrigação e compressão.

A vibração pode ser produzida de maneira primitiva, apiloando com ferramentas manuais ou pneumáticas (o efeito

de compactação desses processos é extremamente variável) ou pelo uso de máquinas vibradoras, inclusive vibradores de concreto.

A compactação por irrigação, menos eficaz que a vibração, baseia-se no fato de que a pressão de percolação d'água destrói os grupos instáveis do solo.

A compressão é relativamente ineficaz; os melhores resultados são obtidos quando a areia estiver praticamente saturada.

A combinação dos métodos citados pode ser aplicada, com bons resultados (fig. 3.66).



Fig. 3.66 — Compactação por irrigação e vibração, observando-se o caminhão-pipa para colocação de água em excesso no reaterro.

3.5.3 Compactação de solos siltosos ou arenosos de coesão moderada

O aumento da coesão desses solos em relação aos não coesivos resulta em que o efeito de compactação das vibrações

diminui, consideravelmente, tendo em vista que a ligação entre as partículas interfere com sua tendência para se colocarem em posições mais estáveis; a baixa permeabilidade desses solos faz com que a irrigação não seja eficaz; por outro lado, a compactação em camadas, por rolos compressores, tem dado resultados satisfatórios; às vezes, faz-se uso dos próprios caminhões carregados, pás mecânicas, etc., que, passando sobre a vala, executam a compactação (fig. 3.67).



Fig. 3.67 — Reaterro com solo arenoso de coesão moderada.

3.5.4 Compactação de solos coesivos

Se o teor de umidade natural de uma argila não está próximo da umidade ótima, pode ser muito difícil levá-lo a esse valor, em especial se este for muito alto; daí ser o construtor impelido a usar argila, aproximadamente, no estado em que é encontrada. Enquanto a areia pode ser densificada, submetendo seus grãos a uma vibração, com as argilas é necessário produzir esforços de corte e de compressão que rompam as ligações entre as partículas do solo e as obriguem a um contato mais íntimo; para compactar solos coesivos, são necessárias maiores pressões unitárias que para a areia; além dos rolos compressores e soquetes mecânicos, são usados os rolos compactador-vibradores, mais leves que os primeiros (figura 3.68).

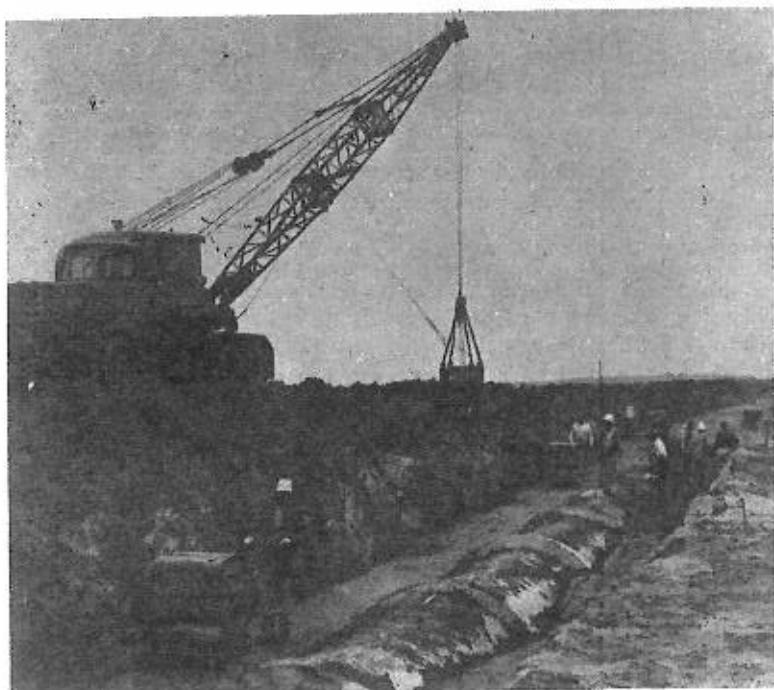


Fig. 3.68 — Compactação de um reaterro ao redor de um tubo de concreto armado de 2,10 m com rolo compactador-vibrador.

3.6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AIR-LIFT ENGENHARIA E COMÉRCIO LTDA. — Catálogo.
- AMARAL FILHO, Epaminondas Melo do — Produção do Concreto Estrutural, IBRACON, São Paulo, 1973.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS AND THE WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION — Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers (ASCE — Manuals of Engineering Practice n.º 37), USA, 1963.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — Normas e Especificações.
- BOTAFOGO, Lutz de Souza; COSTA, Paulo da & NINA, Eduardo Della — Especificações Gerais para Assentamento de Coletores, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1964.
- BUREAU OF ENGINEERING — Standards for Construction City of Pittsburg Department of Public Works, USA.
- CAPUTO, Homero Pinto — Mecânica dos Solos, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1969.
- CHIOSSI, Nivaldo José — Geologia Aplicada à Engenharia, Grêmio Politécnico — USP, São Paulo, 1971.
- DEPARTAMENTO DE SANEAMENTO DA SURSAN — Especificações para Construção do Interceptor Oceânico na Praia de Copacabana, Rio de Janeiro, 1968.
- DRUCKER, César; OLIVEIRA, Roberto Gomes de; SÁ, Sidney Rosas de; IGNÁCIO, Joaquim; NINA, Adhemar Della; LYRIO, José Luiz Galvão de Oliveira; FERREIRA, Hélio Dias; PONTES, Pedro José; COSTA, Walter Pinto & PINHO, Rubens Pereira — Construção de Redes de Esgotos Sanitários, CETESB, São Paulo, 1970.
- DU PONT DO BRASIL S.A. — Os Quatro Principais Métodos de Detonação Controlada (Boletim Técnico n.º 13), Departamento de Explosivos, Rio de Janeiro.
- DU PONT DO BRASIL S.A. — Palestra Sobre Explosivos, Departamento de Operações, Rio de Janeiro.

- PREYSSINET, E. — Observations sur le Beton Précontraint, revue Travaux, 1949.
- GIUDICI, Franco — Diafragmas Subterrâneos; Sua Utilização na Construção, Revista Engenharia, n.º 304, pp. 44 a 46, São Paulo.
- J. RUDLOFF & CIA. LTDA. — Concreto Protendido Sistema Rudloff.
- LALANDE, M. — Diversité des Applications du Beton Précontraint, Revue Travaux, 1949.
- LAVIOLA, Antonio Arlindo — Relatório sobre o uso da bentonita para a construção de paredes diafragma, METRO, Rio de Janeiro, 1969.
- LEONARDS, C. A. — Foundation Engineering, McGraw Hill Book Company Inc., 1962.
- NINA, Adhemar Della — Caderno de Encargos, CCCPMM, Rio de Janeiro, 1973.
- NINA, Eduardo Della — Construção de Redes Urbanas de Esgotos, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1966.
- O DIRIGENTE CONSTRUTOR — Atrantamento em Solo; Ainda há Muito a Aprender, p. 34, São Paulo, julho de 1972.
- PEREIRA, Antonio Lopes — Equipamentos de Terraplenagem, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1961.

Capítulo 4

TUBULAÇÕES

4.1 APRECIÇÃO GERAL

Somente operários treinados e habilitados, empregando ferramentas e equipamentos adequados, deverão receber o encargo de lidar com os tubos; de preferência, somente as tubulações até 300 mm deverão ser manuseadas manualmente; as demais por equipamento mecânico.

Durante o manuseio dos tubos, algumas precauções deverão ser observadas: quando deslocados manualmente, os membros de uma turma deverão estar juntos, isto é, deverão erguê-los e baixá-los juntos; quando for usado um apoio para o transporte, aquele deverá possuir a forma de "U" para evitar que o tubo resvale.

O descarregamento dos caminhões, quando feito manualmente, deverá ser realizado sobre pranchões, sobre os quais rolarão os tubos; dois tirantes de cordas deverão ser utilizados, cada um próximo a uma das extremidades do tubo; uma extremidade da corda deverá estar firmemente amarrada ao caminhão; em seguida passar-se-á uma laçada em torno do tubo, sendo as extremidades soltas presas a um objeto seguro no lado oposto do caminhão; os tubos deverão ser baixados, controlando-se com as cordas, tendo-se o cuidado de deixar que suas duas extremidades baixem juntas (fig. 4.1).

Quando se baixar um tubo manualmente para dentro de uma vala, deverá ser usado um método semelhante ao empregado na descarga do caminhão; o tubo será baixado à vala por meio de cordas, acionadas de ambos os lados da vala; uma das extremidades de cada corda deverá ser fixada a um objeto seguro e o tubo baixado para o interior da vala, sendo

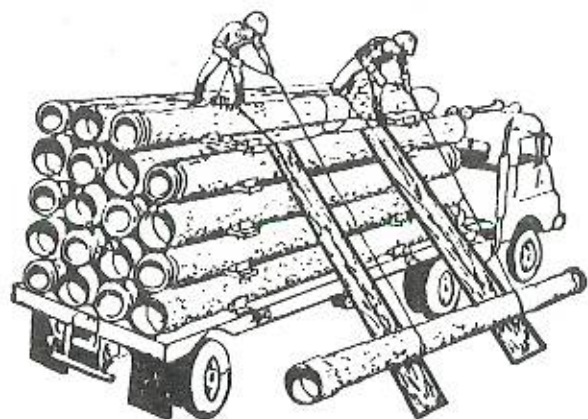
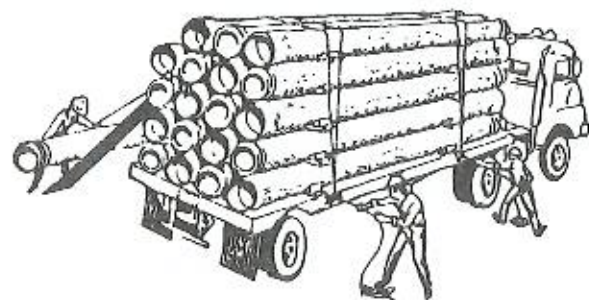


Fig. 4.1 — Descarga.

as cordas arriadas uniformemente pelos homens que as estão manuseando (fig. 4.2).

O deslocamento manual do tubo no interior da vala para alinhá-lo ou encaixar a ponta na bolsa, deverá ser feito por meio de cordas (colocadas em torno do tubo) e alavancas (preferencialmente deve-se "calçar" a alavanca com um toco de caibro para evitar danos ao tubo), conforme mostrado na figura 4.35.

4.2 ASSENTAMENTO

O assentamento da tubulação deverá seguir paralelamente à abertura da vala e deverá ser executado no sentido de jusante para montante, com a bolsa voltada para montante.

Antes do assentamento, os tubos deverão ser cuidadosamente vistoriados quanto à limpeza e defeitos.

Deverá ser colocado um mínimo de 4 réguas de cada vez, a fim de possibilitar uma imediata verificação por meio da linha de visada.

As réguas, cruzetas e gabaritos deverão ser de madeira de boa qualidade e deverão apresentar perfurações a fim de resguardá-los contra empenos.

As réguas e as cabeças das cruzetas deverão ser pintadas em cores vivas e que apresentem contraste umas com as outras, a fim de facilitar a determinação da linha de visada.

Sempre que for interrompido o trabalho, o último tubo assentado deverá ser tamponado a fim de evitar a entrada

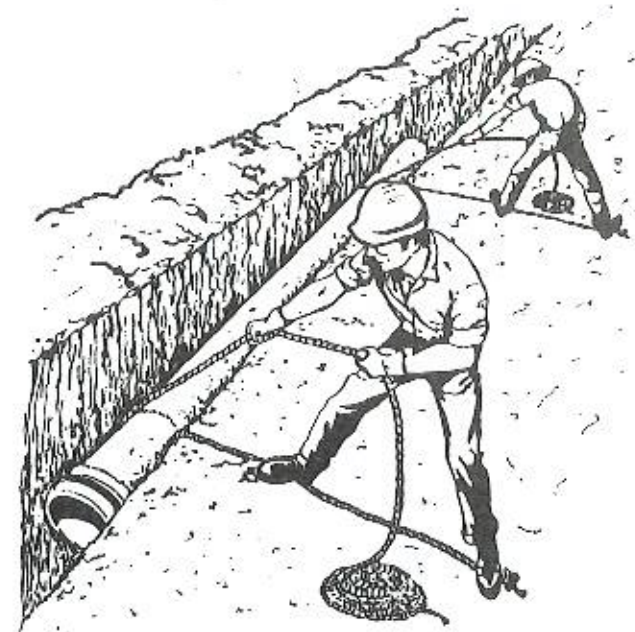


Fig. 4.2 — Descida do tubo na vala.

de elementos estranhos; quando reiniciado, dever-se-á verificar a posição das réguas para observar se foram deslocadas de sua posição original.

4.2.1 Assentamento com cruzeta

O greide de assentamento da tubulação será obtido por meio de réguas instaladas de acordo com a ordem de serviço; uma cruzeta de madeira, nivelada a olho pelas duas réguas, irá fornecendo o greide desejado.

A cruzeta é, resumidamente, uma régua T (fig. 4.3) que deverá atender às seguintes condições mínimas:

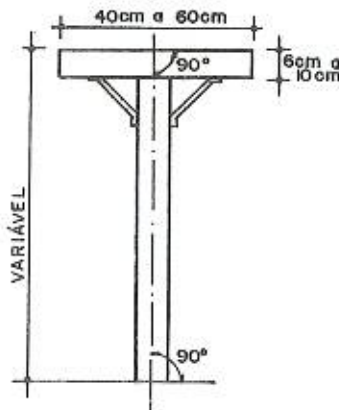


Fig. 4.3 -- Cruzeta.

- ser perfeitamente esquadrada;
- não ser feita com madeira empenada;
- ter a largura de cabeça de, no mínimo, 40 cm;
- ter o pé chapeado como proteção;
- ter a cabeça e, pelo menos, 50 cm do corpo pintados de cor diferente das réguas;
- sempre que possível, deverá ter níveis de bolha que permitam, durante a visada, conservá-la na posição vertical (não sendo o nível peça integrante da cruzeta, dever-se-á usar um nível comum de pedreiro).

Sua utilização é feita deslocando-a sobre a geratriz superior do tubo, de tal maneira que um observador olhando tangencialmente pelas duas réguas, tangencie também a cabeça da cruzeta; quando tal acontecer, o tubo atenderá às exigências de greide; a figura 4.4 (posição 2) mostra a posição correta da cruzeta.

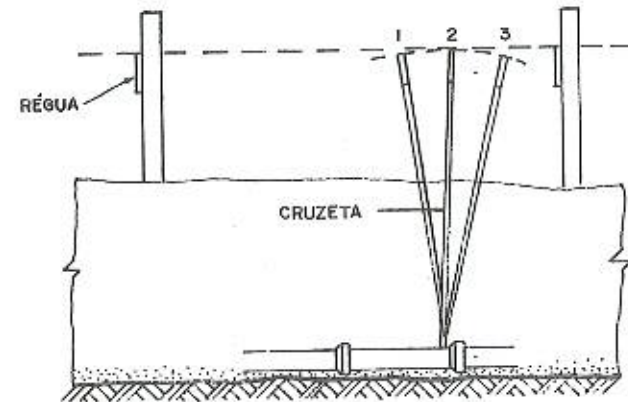


Fig. 4.4 -- Posição de uma cruzeta.

Somente o primeiro tubo assente recebe nivelamento na ponta e junto à bolsa, pois os seguintes, aparando-se num tubo já nivelado, têm somente um ponto a ser conferido.

Durante o assentamento deveremos;

- verificar se a altura da cruzeta corresponde à do trecho em execução;
- não colocar a cruzeta, durante a visada, sobre saliências ou depressões porventura existentes no tubo; pode-se assinalar, sobre a geratriz superior, a posição de apoio da cruzeta para, quando de uma verificação, ser repetida a posição inicial (fig. 4.5).

4.2.2 Assentamento com gabarito

O greide de assentamento da tubulação será obtido por meio de réguas instaladas de acordo com a ordem de serviço; um gabarito de madeira, nivelado pela linha de nailon esticada

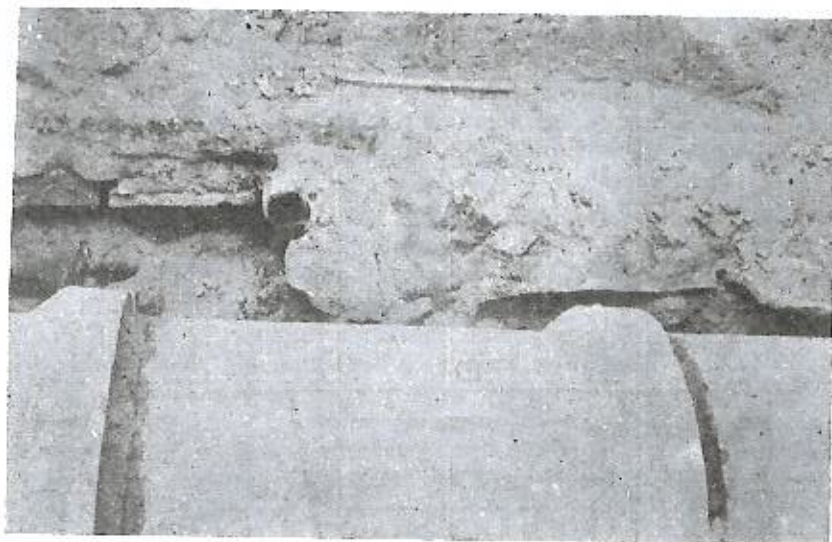


Fig. 4.5 — Marca para posição de apoio da cruzeta.

entre duas régulas, sobre a linha do eixo do coletor, irá fornecendo o greide desejado; as régulas deverão ser colocadas no máximo a 10 m uma da outra e a linha usada será obrigatoriamente de náilon, sem emendas.

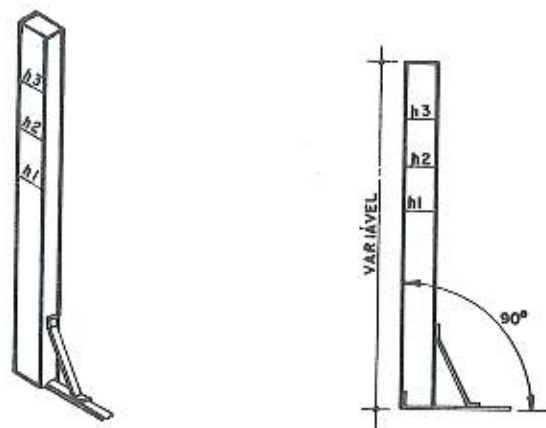


Fig. 4.6 — Gabarito.

O gabarito é, resumidamente, uma régua em L (fig. 4.6) que deverá atender às seguintes condições mínimas:

- ser perfeitamente esquadrado;
- não ser feito com madeira empenada;
- ter a largura do pé de, no mínimo, 25 cm;
- ter o pé feito em chapa ou chapeado;
- sempre que possível, deverá ter níveis de bolha que permitam, durante a visada, conservá-lo na posição vertical (não sendo o nível peça integrante do gabarito, dever-se-á usar um nível comum de pedreiro).

Sua utilização se faz apoiando-o na geratriz interna inferior do tubo, devendo a marcação, que fixa sua altura, coincidir com o fio de náilon; quando tal acontecer, o tubo atenderá às exigências do greide (figs. 4.7 e 4.8).



Fig. 4.7 — Assentamento de tubo cerâmico.



Fig. 4.8 — Assentamento de tubo de concreto.

Da mesma forma que no uso da cruzeta, somente o primeiro tubo receberá nivelamento na ponta e junto à bolsa. Durante o assentamento deveremos:

- verificar se o fio de náilon está bem esticado;
- mantê-lo exatamente sobre a geratriz interna.

4.2.3 Alinhamento horizontal

Os processos a seguir relacionados são os de uso mais comum podendo, entretanto, sofrer variações.

O alinhamento do coletor será feito pelo eixo do tubo, em geral por critérios diferentes em função de seu comprimento e diâmetro.

4.2.3.1 Tubos cerâmicos

Aberta a vala e fixadas as réguas, marca-se, sobre estas, os pontos que irão determinar a posição do eixo da canalização, fixando-se sobre eles o fio de nylon.

Através de um prumo de centro, transladamos o eixo representado pelo fio para o fundo da vala, onde assentamos tubos espaçados que servirão como "manilhas-mãe"; esticamos fios, apoiando-os sobre as "manilhas-mãe", um sobre a geratriz superior do tubo e outro pela geratriz lateral mais afastada; estas duas linhas guiarão o assentamento dos tubos restantes (figs. 4.9 e 4.10).



Fig. 4.9



Fig. 4.10

O artifício do uso de "cambões" (conjuntos de dois ou três tubos rejuntados no canteiro formando um tubo de maior comprimento) quando bem executado, produzirá bons resultados, principalmente no que tange à junta; entretanto, alguns cuidados deverão ser observados quanto:

- ao prumo dos tubos;
- ao transporte dos tubos do canteiro ao local de assentamento;

- à inspeção no assentamento;
- à linha d'água dos tubos devendo-se, neste caso, marcar externamente a posição da geratriz externa inferior.

4.2.3.2 Tubos não cerâmicos

A determinação do eixo da tubulação é feita da mesma forma que para os tubos cerâmicos.

Para os de pequeno diâmetro, porém de maior comprimento (ferro fundido, cimento-amianto), o assentamento é individual, isto é, utiliza-se o prumo de centro para cada tubo.

Para as canalizações de grande diâmetro, a determinação de seu centro é feita através de um gabarito de madeira que assenta na face interna do corpo do tubo, faceando a bolsa, e que consta do seguinte: um gabarito de seção segmento-circular, com diâmetro igual ao do tubo, em cujo centro da corda é anexado um ressalto de comprimento mínimo igual à profundidade da bolsa; em sua extremidade, correspondendo ao centro da corda do segmento, é colocado um prego; nivelado o gabarito com um nível de carpinteiro, a extremidade do prumo de centro (suspense na linha de nylon esticada entre as

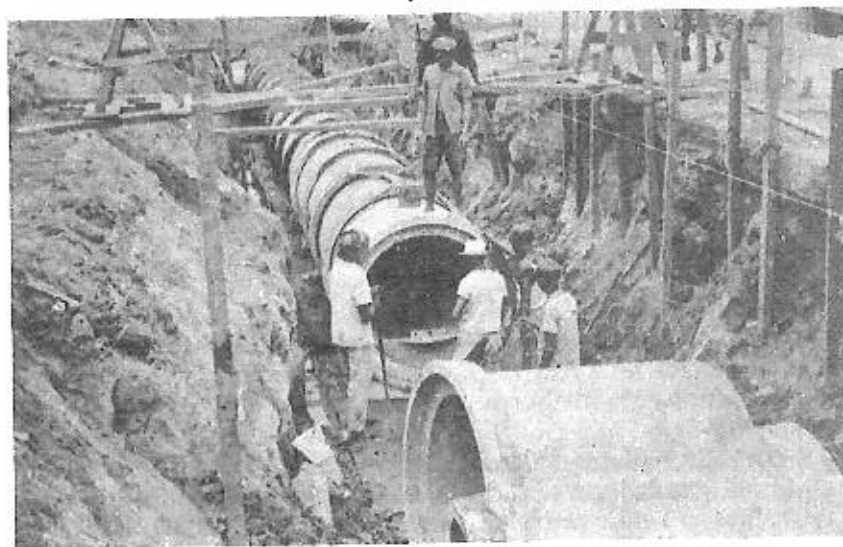


Fig. 4.11 — Assentamento de tubo de concreto, observando-se o gabarito.

duas réguas sobre a linha do eixo do coletor) deverá coincidir com a cabeça do prego (fig. 4.11).

4.3 BASES

Na construção de uma rede coletora são, normalmente, utilizados três tipos de fundações, sendo comum o uso combinado de duas delas.

Assim, temos:

- enrocamento;
- berço;
- estaca.

A escolha de um desses tipos ou sua associação é feita levando-se em conta:

- as cargas que devem ser transmitidas ao terreno e sua capacidade de suportá-las;
- a execução da fundação não deve afetar tubulações e/ou construções vizinhas;
- as deformações das camadas do solo adjacentes à fundação devem ser compatíveis com a estrutura;
- aspecto econômico.

Relacionamos na tabela 4.1, alguns tipos de solo e suas pressões admissíveis, adotados em códigos de obras de algumas cidades dos EEUU.

No Brasil, a Norma Brasileira NB-51 recomenda pressões máximas admissíveis sobre o solo, desde que não haja dúvidas sobre as propriedades do solo, conhecidas com segurança, como resultado de experiência local ou fruto de sondagens.

4.3.1 Enrocamento

O enrocamento não é propriamente uma fundação mas um recurso de que se lança mão normalmente de forma vantajosa; consiste na substituição do solo pouco resistente por outro que apresente melhores características para o serviço a que se destina.

Determinado o solo suporte e concluído que as quatro condições já citadas são atendidas, utilizamos o seguinte processo: retiramos o solo "podre" (recomenda-se até cerca de 1,00 m de profundidade) até encontrarmos a camada de solo escolhida; enche-se até cerca de 0,20 m abaixo da geratriz inferior

CARACTERÍSTICAS DO LEITO DA FUNDAÇÃO	Carga kg/cm ²
— argila mole ou úmida com, no mínimo, 4,5 cm de espessura	1-2
— argila mole, areia ou silte	1
— argila mole, areia úmida	1-1,5
— argila resistente	2
— argila em camadas espessas, moderadamente seca	2-4
— argila seca	2,25-3
— argila dura	3-4
— argila dura, seca	4
— argila em camadas espessas, sempre seca	4-6
— areia movediça	0,5
— areia úmida	2
— areia fina, firme e seca	2,5-3
— areia movediça, quando drenada	3
— areia grossa muito firme	3-6
— pedregulho e areia grossa em camadas espessas	5-8
— pedregulho	3-6
— pedregulho, areia compacta, argila amarela, dura	5-10
— pedregulho ou areia grossa bem cimentados	6-8
— solo concrecionado	10
— xisto e solo concrecionado	8-10
— xisto duro, não exposto	6
— camada de rocha alterada	5
— rocha mole	8
— rocha média	15-25
— rocha	10-200

TABELA 4.1

do tubo, com pedra de mão e/ou cascalho e pó de pedra, compactados em camadas de até 0,30 m, e completa-se o restante com pó de pedra ou areia.

A canalização é então, assente sobre um berço de características previamente determinadas.

4.3.2 Berços

Serão estudados, com detalhes, no capítulo 7 (cargas verticais externas sobre tubulações).

4.3.3 Estacas

4.3.3.1 Considerações

Se a camada de solo adequado para a sustentação da canalização estiver localizada a uma profundidade relativamente grande (acima de 1 metro) que não aconselhe o uso de enrocamento, deveremos lançar mão das estacas de sustentação que nos permitem transmitir a carga da estrutura para a camada do solo de maior capacidade de carga, representando uma solução mais econômica e de execução mais rápida.

Pode-se lançar mão de estacas ainda nos seguintes casos:

- dificuldade de execução de uma fundação rasa devido à presença de água;
- possibilidade de erosão das camadas laterais que exigiriam escoramentos mais vultosos, antieconômicos.

O engenheiro A. J. da Costa Nunes aconselha para o projeto e controle de execução de uma fundação em estacas, sob o ponto de vista solo-fundação, adotar a seguinte marcha:

- obter por meio de sondagens um conhecimento tão perfeito quanto possível da configuração do subsolo;
- em vista dos perfis de sondagem pesquisa-se a camada de terreno em que deverá assentar-se a base das estacas e o tipo de estacas a adotar;
- por meio de ensaios dinâmicos (cravações, auscultações) e se possível, provas de carga, avalia-se a capacidade de carga da estaca que se compara à obtida por uma fórmula semi-empírica em que os parâmetros do solo foram determinados no laboratório;
- verifica-se, pelos dados de cravação das diferentes estacas, a homogeneidade do terreno e a boa execução da estaca, remediando as variações do primeiro pelo ajustamento do comprimento cravado, do volume da base, ou de ambos;

- verifica-se a fundação por meio de provas de carga.

Cravadas as estacas, lançar-se-á sobre elas os *blocos de coroamento* (maciços de concreto armado que solidarizam as cabeças de um grupo de estacas).

A solidarização dos blocos de coroamento às estacas, exige que estas tenham as cabeças preparadas e cortadas na cota de arrasamento; se houver necessidade do corte ser abaixo desta cota, dever-se-á concretar um capitel de maneira a levar as estacas à cota inicialmente fixada.

As estacas de sustentação se classificam em:

- pré-moldadas: madeira, concreto, metálicas;
- moldadas no local.

4.3.3.2 Estacas pré-moldadas

a) Estacas de madeira

As estacas de madeira são de uso limitado, pois só devem ser usadas quando puderem ficar total e permanentemente submersas para que não apodreçam.

Várias são as madeiras utilizadas, destacando-se: eucalipto, peroba, ipê, aroeira, maçaranduba; elas podem ser usadas em troncos ou como madeira serrada e beneficiada.

O cálculo e execução das estacas de madeira deverão atender à Norma Brasileira NB-11.

O diâmetro médio varia de 22 a 30 cm, devendo-se observar que a ponta não deverá apresentar diâmetro inferior a 15 cm (a Norma Alemã DIN-1054 fixa um mínimo de 25 cm).

A cravação deverá ser feita com a extremidade de maior diâmetro para cima quando resistir pelo abrito lateral — estaca flutuante (fig. 4.12) e inversamente quando trabalhar como resistência de ponta (fig. 4.13).

Além da observação inicial, outros cuidados deverão ser tomados:

- evitar a deterioração efetuando-se um tratamento da madeira, sendo vários os processos e substâncias usadas para tal;
- evitar que, quando da cravação, ponta e cabeça sejam danificadas; para este fim, são utilizadas ponteiras de ferro

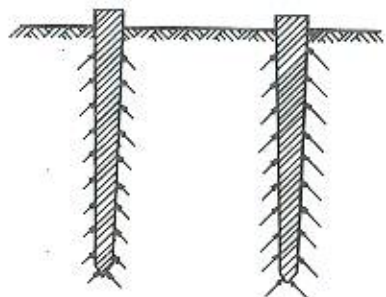


Fig. 4.12 — Estacas flutuantes.

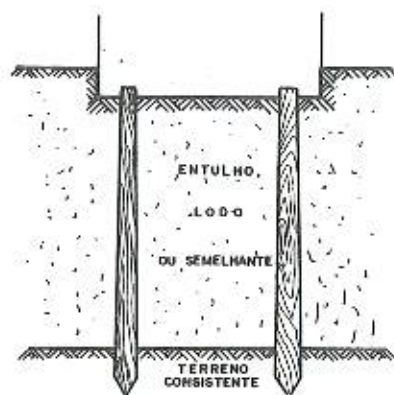


Fig. 4.13 — Estacas carregadas de ponta.

no pé da estaca (fig. 4.14) e um anel de aço (fig. 4.15) ou caçacete de cravação, também denominado coxim (fig. 4.16) na cabeça;

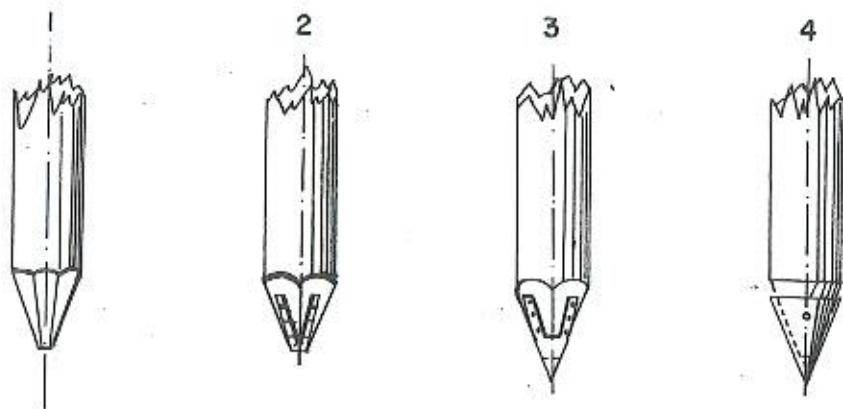


Fig. 4.14 — Pontelras para estacas de madeira.

— escolher peças com desvio da vertical e curvatura máxima de forma que contenha integralmente o eixo que liga os centros das seções extremas.

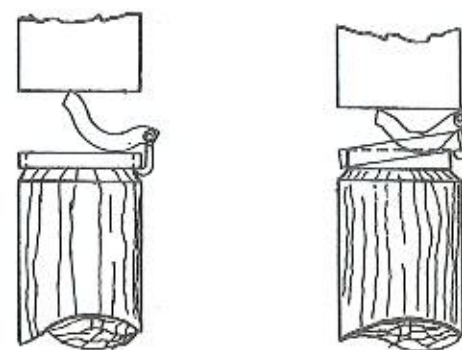


Fig. 4.15 — Dispositivo para recuperação dos anéis.

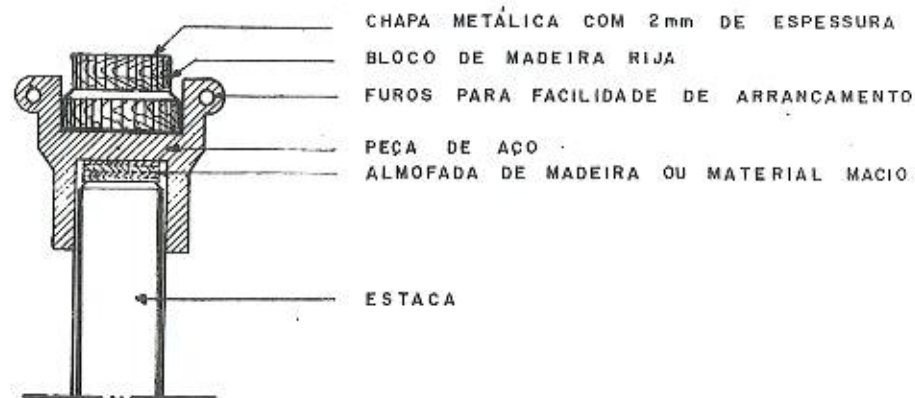
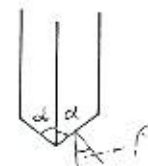


Fig. 4.16 — Capacete de cravação.

De acordo com Krey, para que a estaca obtenha um mínimo de resistência à penetração, a ponta deverá ser cortada com o ângulo:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}$$



sendo ρ o ângulo de atrito entre o terreno e o material da estaca.

São as seguintes as vantagens das estacas de madeira:

- duração praticamente ilimitada, quando conservada permanentemente submersa;
- resistência ao transporte e cravação;
- possibilidade de uso imediatamente após serem cravadas;
- resistência aos ataques químicos do terreno e às águas freáticas;
- baixo custo.

Como desvantagens podemos citar:

- dimensões limitadas;
- duração reduzida quando submetidas ao ataque de seres vivos ou à variação do nível d'água;
- possibilidade de se danificarem ao se encontrarem com pedregulhos, matacões, etc., durante a cravação.

Apresentamos a tabela 4.2 com as principais características físicas e mecânicas de algumas madeiras, complementando o contido na NB-11.

Madeiras	γ g/cm ³	Características mecânicas							
		σ_c	σ_F	Módulo Elasticidade		R	τ_C	τ_N	τ_F
				E_{mc}	E_{mf}				
kg/cm ²									
Eucalipto *	0,83	618	1245	161.325	129.117	0,64	116	86	9,9
Maçaranduba	0,63	463	700	95.200	81.100	0,21	104	57	6,6
Carvalho	0,68	440	1001	138.300	133.700	0,57	75	95	10,0
Cedro	0,53	366	871	100.300	83.600	0,31	68	57	5,6
Canela amarela	0,53	354	717	96.800	79.700	0,28	72	60	6,9

* representa o valor médio correspondente a 23 espécies diferentes

TABELA 4.2

Nomenclatura:

- γ = peso específico aparente a 15% de umidade;
- σ_c = limite de resistência à compressão axial a 15% de umidade;
- σ_F = limite de resistência à flexão estatística a 15% de umidade;
- E_{mc} = módulo de elasticidade à compressão da madeira verde;
- E_{mf} = módulo de elasticidade à flexão da madeira verde;
- R = resistência ao choque da madeira seca ao ar;
- τ_C = resistência ao cisalhamento paralelo às fibras;
- τ_N = resistência à tração normal às fibras;
- τ_F = resistência ao fendilhamento.

b) Estacas de concreto

Largamente utilizadas, não apresentam o inconveniente de terem de trabalhar submersas como as de madeira, além de possibilitarem menores volumes de escavação e de concreto nos blocos de coroamento (fig. 4.17).

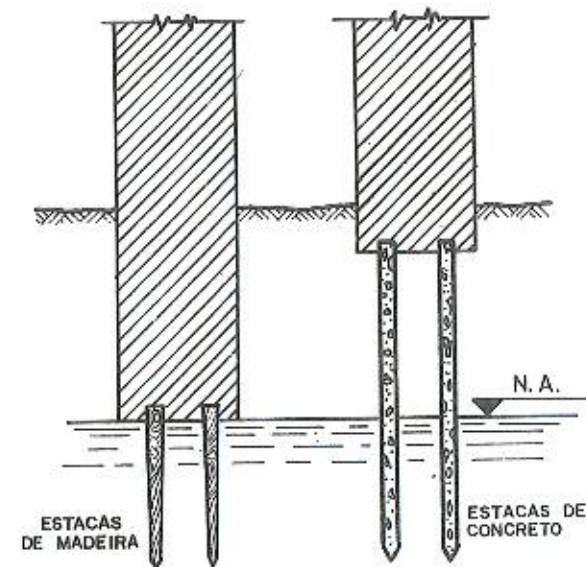


Fig. 4.17 — Possibilidade da redução dos volumes de escavação e de construção pelo emprego de estacas de concreto.

Os cuidados a tomar na sua fabricação são os normais às peças de concreto armado e deverão atender às recomendações da NB-1 da ABNT; poderão ser em concreto armado simples ou protendido.

Durante a cravação poderá ser dispensado o uso de ponteira protetora de ferro (sendo usada, aconselha-se o tipo 4 da figura 4.14) usando-se, somente, o coxim (fig. 4.16).

Podem ser citadas as seguintes vantagens neste tipo de estaca:

- grande duração;
- não serem atacadas por seres vivos;
- melhor controle na qualidade do concreto;

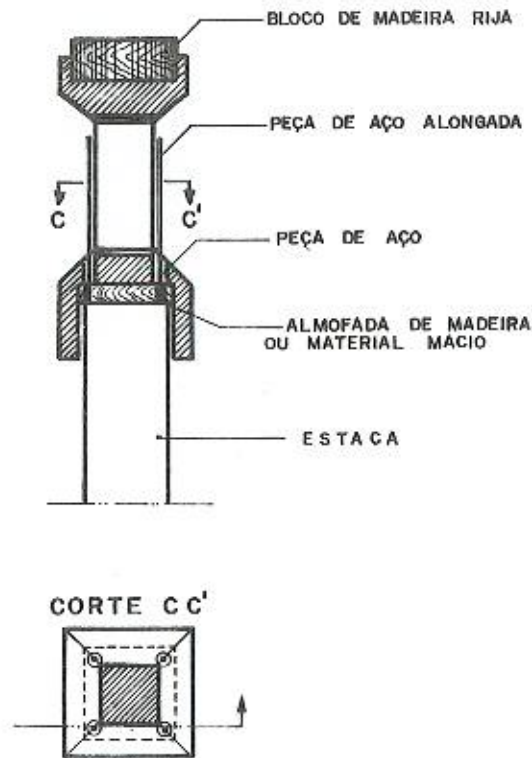
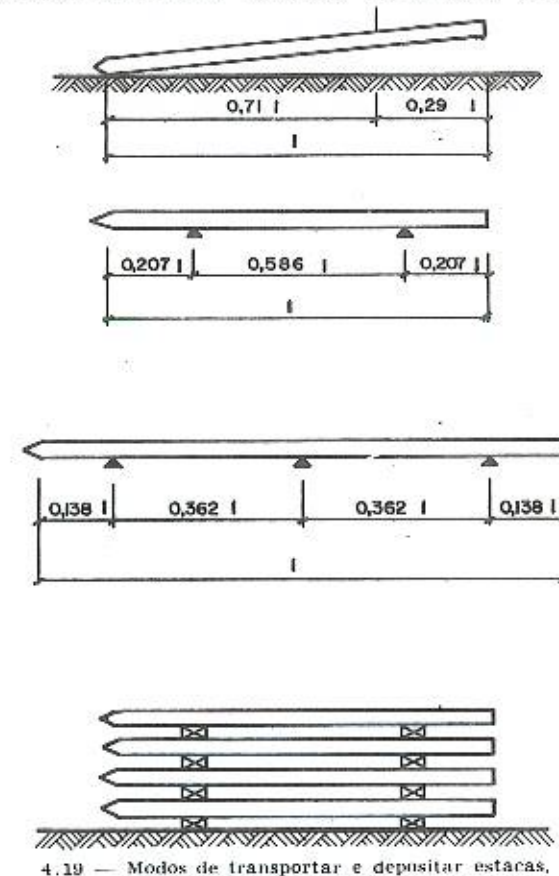


Fig. 4.18 — Capacete destinado a evitar o corte das cabeças das estacas de concreto.

- poderem ser fabricadas em quaisquer tamanhos e formas;
- resistirem bem aos esforços de flexão.

Como desvantagens citamos:

- dificuldade na demolição da cabeça para ligar ao bloco de coroamento; para poupar este trabalho, poderemos empregar coxins especiais (fig. 4.18) que permitam a cravação das estacas com as armaduras saindo da cabeça das mesmas; esses capacetes têm furos dentro dos quais se enfiam as barras longitudinais da armadura;
- necessidade de maior cuidado durante o transporte.



4.19 — Modos de transportar e depositar estacas.

Neste caso, como as estacas são concretadas deitadas e transportadas nesta posição, a melhor maneira de suspendê-las e depositá-las é indicada na figura 4.19.

As estacas curtas (menores ou iguais a 12 m) são normalmente suspensas por um ponto, escolhido de modo que a ponteira fique encostada ao chão até que a estaca seja colocada ao alto.

Para estacas longas, convém suspendê-las em dois ou três pontos de apoio como está indicado na figura 4.19; igualam-se os momentos fletores positivos e negativos, permitindo tirar melhor partido da colocação da mesma armadura em todas as faces da estaca).

A arrumação sobreposta das estacas deve ser feita com a intercalação de peças de madeira, nas posições que correspondam aos apoios; essas peças devem ser colocadas todas na mesma prumada.

c) *Estacas metálicas*

De uso reduzido como estacas de sustentação mas largamente utilizadas como estacas para escoramento, este podendo ser provisório ou definitivo: nesta segunda hipótese, o perfil se incorpora às paredes ou cortinas que são de concreto, em geral.

O cálculo e execução das estacas metálicas deverão atender à Norma Brasileira NB-14.

Quanto à agressividade do meio, experiências realizadas nos EEUU mostraram que as superfícies das pranchas em contato com o solo apresentavam apenas uma camada extremamente fina de ferrugem (a primeira camada de ferrugem se combina com o ácido sílico do solo formando uma crosta resistente que dificulta o acesso do oxigênio da água à parte não atacada, tornando praticamente ilimitada sua duração).

No cálculo das estacas deve-se levar em conta o efeito da corrosão, descontando-se normalmente uma espessura de 1,6 mm (1/16") a 3,2 mm (1/8") da superfície em contato com solo.

No caso de estacas imersas em água, há necessidade de ser protegida, normalmente por pintura asfáltica ou concreto.

Desaconselha-se o uso de estacas metálicas em solos altamente agressivos, onde o aço é atacado mais do que normalmente se admite como corrosão.

São as seguintes as vantagens das estacas metálicas:

- a grande duração;
- resistente ao transporte e à cravação;
- possibilidade de uso imediatamente após serem cravadas;
- possibilidade de reutilização em obras provisórias.

Como desvantagem podemos citar seu custo elevado.

4.3.3.3 **Estacas moldadas no local**

As estacas deste tipo são raramente usadas em obras de redes de esgotos, razão pela qual citaremos somente algumas vantagens e desvantagens de seu uso.

Vantagens:

- grande duração;
- não serem atacadas por seres vivos;
- poderem ser fabricadas em quaisquer tamanhos e formas;
- possibilidade de economia na armadura;
- possibilidade de emprego quando a cravação estiver interdita.

Desvantagens:

- não há garantia das qualidades do concreto;
- custo elevado nas estacas com molde perdido.

4.3.3.4 **Afundamento das estacas**

Os processos para afundar as estacas no terreno são vários, tais como: cravação, injeção de água, perfuração do terreno, aparafusamento, prensagem.

A escolha de um deles é função:

- dos materiais utilizados nas estacas;
- dos terrenos de fundação;
- da aparelhagem disponível;
- da quantidade de estacas a executar.

Falaremos somente dos dois primeiros que são os mais comuns na construção de redes de esgotos.

4.3.3.4.1 Cravação

É um dos processos mais utilizados para levar a estaca à sua posição; essencialmente consiste em golpear a cabeça da estaca obrigando-a a enterrar-se no solo.

Vários são os dispositivos utilizados para realizar este trabalho:

— *Bate-estacas manual*: consiste de uma estrutura (em geral feita com tubos galvanizados) que sustenta uma roldana

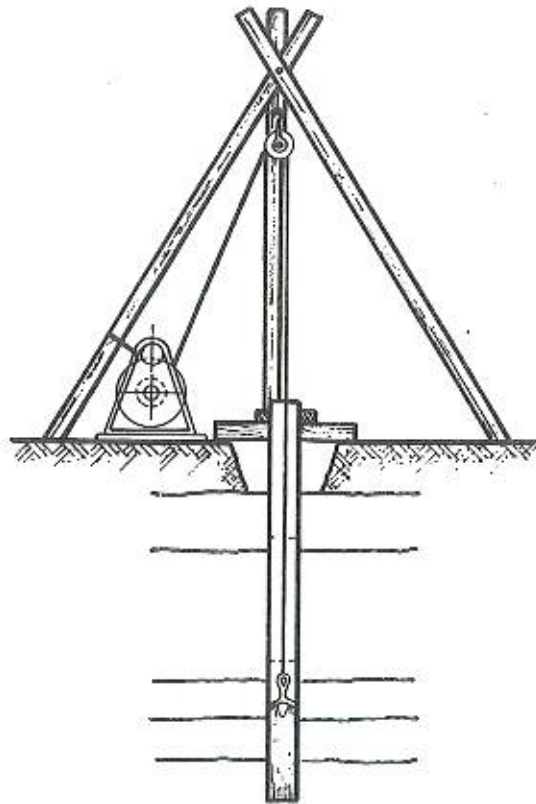


Fig. 4.20

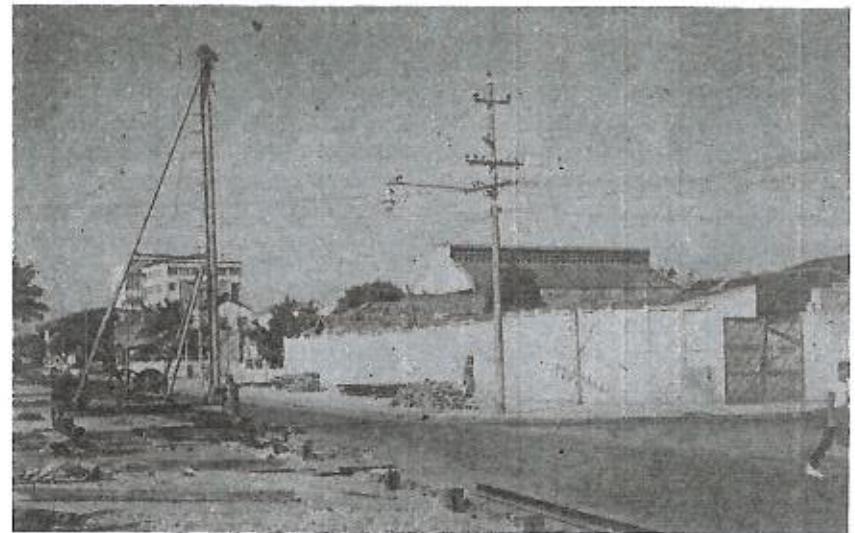


Fig. 4.21 — Cravação de perfil metálico.

por onde passa um cabo preso ao pilão (de 50 a 200 kg); levantando-se o pilão através do cabo e soltando-o, esse irá chocar-se contra a cabeça da estaca, enterrando-a (fig. 4.20).

Para facilitar o trabalho, é conveniente instalar guias para orientar a descida do pilão; a frequência de pancadas varia de 7 a 10 por minuto.

Este tipo de bate-estacas é muito utilizado em sondagens de solo.

— *Bate-estacas de queda livre*: é basicamente igual ao anterior, no qual foram introduzidos melhoramentos como: estrutura de perfis metálicos, maior altura de queda e guincho (manual ou motorizado) que permite utilizar pilões com pesos até 2.000 kg; a frequência de pancadas é equivalente ao bate-estacas manual (fig. 4.21).

— *Martelo americano*: existem basicamente dois tipos, utilizados na cravação de estacas-pranchas:

a) pilão de duplo efeito: trabalha fixado à própria estaca, podendo ser acionado a óleo diesel, gasolina ou ar comprimido (fig. 4.22).

É sustentado por um guindaste sem necessidade de guias.

b) *martetele*: consiste de um rompedor de concreto, acionado a ar comprimido, onde se faz a adaptação de uma cabeça que encaixa na estaca (figs. 4.23).

Permite a cravação de estacas-pranchas em qualquer situação, principalmente em locais inacessíveis às máquinas pesadas do tipo convencional.

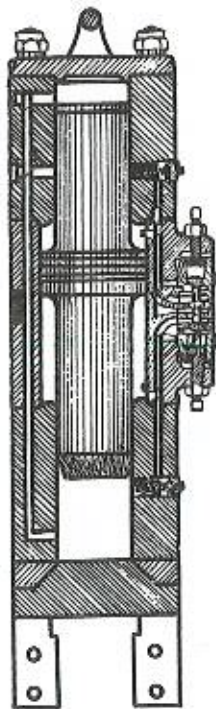


Fig. 4.22 — Pillão de duplo efeito.

— *Bate-estacas de explosão*: consiste de um martelo acionado por um motor à explosão, geralmente Diesel, sustentado por um guindaste no qual se adaptam guias que não só

seguram a estaca como, também, orientam sua direção durante a cravação (fig. 4.24).

— *Bate-estacas pneumático*: consiste de um martelo acionado a ar comprimido, sustentado por um guindaste em que se adaptam guias apropriadas a cada tipo de estaca.

Podem ser utilizados, ainda, como extratores, tendo em vista que são de dupla ação.

— *Vibro-cravador*: consiste de um vibrador unidirecional, que atua num plano vertical, acionado por motores suspensos elasticamente; é utilizado na cravação de estacas-pranchas, tubos de aço, perfis metálicos, estacas de concreto, etc.



Fig. 3.23-A — Martetele.



Fig. 4.23-B — Cravação de estaca-prancha.

Sua frequência é regulável de 860 a 1.170 vibrações/minuto, a ser escolhida em função da natureza do terreno e do comprimento da estaca a cravar, recomendando-se: 860 vib/min para estacas-pranchas muito leves e terrenos fáceis, 970 ou 1.080 vib/min para os trabalhos correntes e 1.170 vib/min para os terrenos resistentes e os arrancamentos (fig. 4.25).

4.3.3.4.2 Injeção de água

Por este processo, o afundamento da estaca é feito por intermédio de jatos d'água no terreno, junto à ponta da estaca.

A água atinge a ponta da estaca por meio de um ou dois tubos (é sempre conveniente usar dois nas faces opostas pois

um apenas, trabalhando sempre do mesmo lado, pode provocar o entortamento) que descem pelos lados da estaca (fig. 4.26).

Conforme a natureza do terreno, a quantidade d'água varia de 200 a 1.500 litros/minuto e à pressão de 2 kg/cm² a 15 kg/cm².

Uma das principais vantagens deste tipo de afundamento é a de não danificar a estaca, pois a resistência à penetração praticamente é eliminada.

Deve-se evitar a injeção quando ela possa provocar perda de materiais finos, piorando as condições do terreno de fundação.

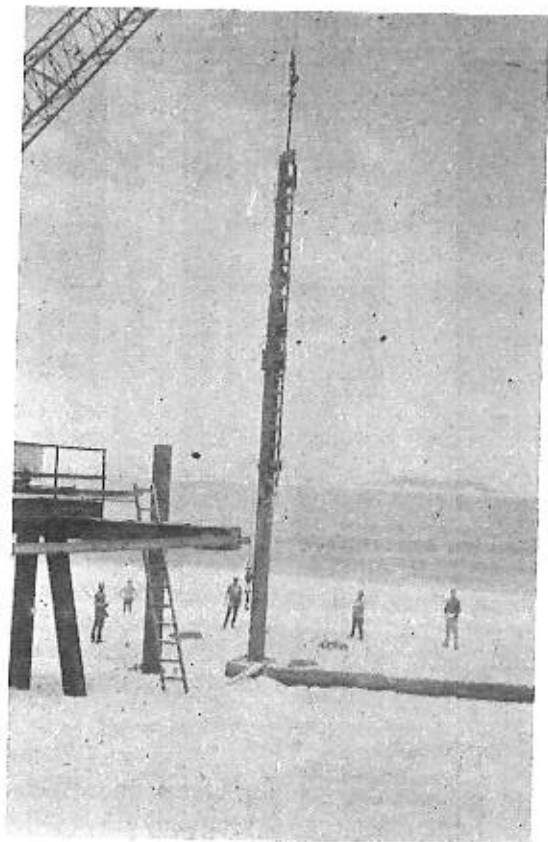


Fig. 4.24 — Cravação de estaca tubular.

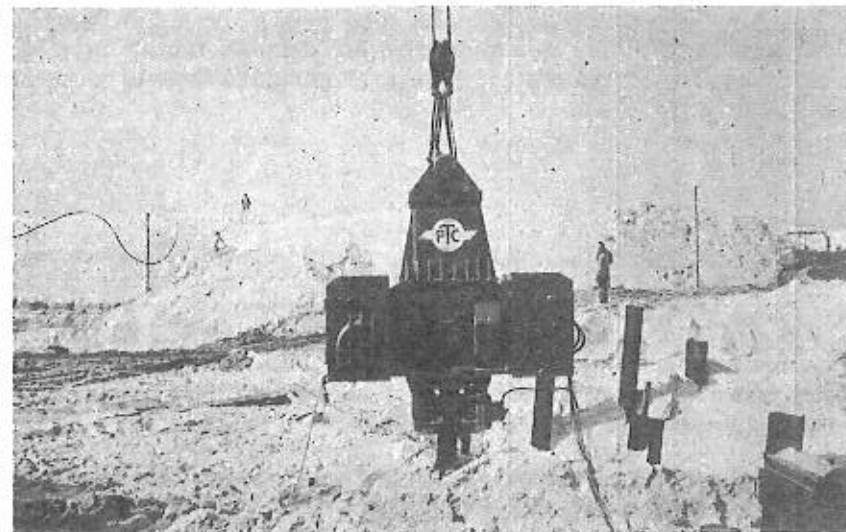


Fig. 4.25 — Vibro-cravador PTC modelo 10-B-1.

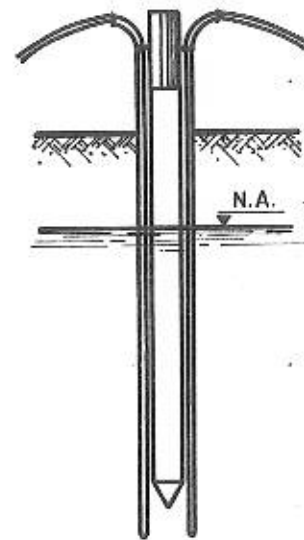


Fig. 4.26 — Afundamento de uma estaca por injeção de água.

Caso a água injetada tenha tendência a descer no terreno ou a desviar-se em qualquer direção, deve-se tentar injeções simultâneas de água e ar, pois este obrigará àquela a subir ao longo da estaca.

4.4. JUNTAS

4.4.1 Considerações

Nos condutos pré-fabricados, as juntas têm a função de estabelecer a continuidade da linha coletora, procurando eliminar vazamentos e infiltrações; as ruturas nas juntas originam uma série de ocorrências:

- a água subterrânea, carreando solo, entra pela base das juntas deterioradas;
- o encanamento afunda-se à medida que o solo que lhe serve de suporte é deslocado;
- o afundamento provoca novas ruturas nas juntas das seções adjacentes;
- o aterro que cobre o encanamento principia a ceder;
- o pavimento da rua alui.

Nos condutos moldados "in loco" usam-se juntas de dilatação (contração e expansão) para combater os movimentos da estrutura, evitando-se fissuras e ruturas de graves inconvenientes.

4.4.2 Junta de cimento-areia

Poderá ser usada em qualquer tubulação do tipo rígido (concreto, cerâmica, cimento-amianto); é satisfatória para o assentamento sobre bases de concreto e, dependendo do terreno, para os demais tipos de bases.

Deverão ser feitas com argamassa no traço 1:3 em volume e serão respaldadas externamente com uma inclinação de 45° sobre a superfície do tubo; a parte mais difícil de sua execução é a inferior, sendo aconselhável ter, no quadrante inferior do tubo, um excesso de massa (figs. 4.27).

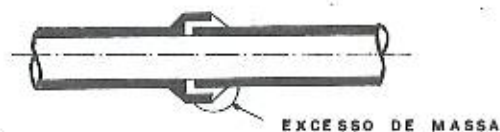


Fig. 4.27-A — Excesso de massa de cimento e areia.



Fig. 4.27-B — Manilheiro preparando tubo para fatura da junta.

Em valas com água onde poderá existir a possibilidade das juntas serem "lavadas" deverão, após perfeitamente acabadas, ser recobertas com argamassa de cimento e tabatinga no traço 1:1 em volume (fig. 4.28).

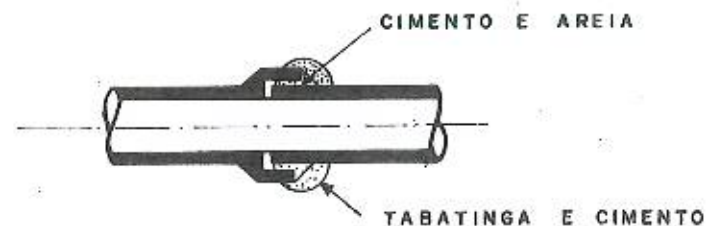


Fig. 4.28 — Proteção de uma junta com tabatinga e cimento.

A execução da junta deverá seguir a seguinte seqüência:

- assenta-se o primeiro tubo, conforme já descrito;
- o manilheiro coloca a argamassa na metade inferior da boia;
- encaixa-se o tubo seguinte;
- acerta-se o tubo quanto aos alinhamentos vertical e horizontal;
- completa-se integralmente a junta.

Nos tubos de pequeno diâmetro, o acabamento interno é feito por um rodo (fig. 4.29), não só para retirar o excesso de massa que correu para o interior do tubo mas, também, para corrigir a posição das geratrizes inferiores.

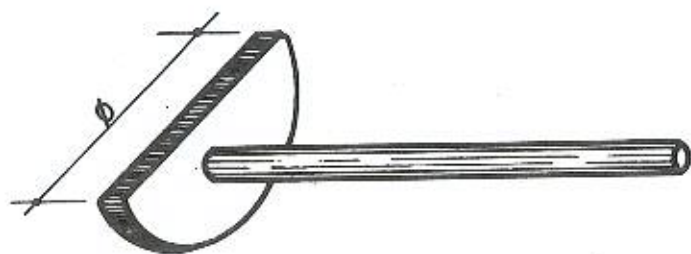


Fig. 4.29 — Rodo.

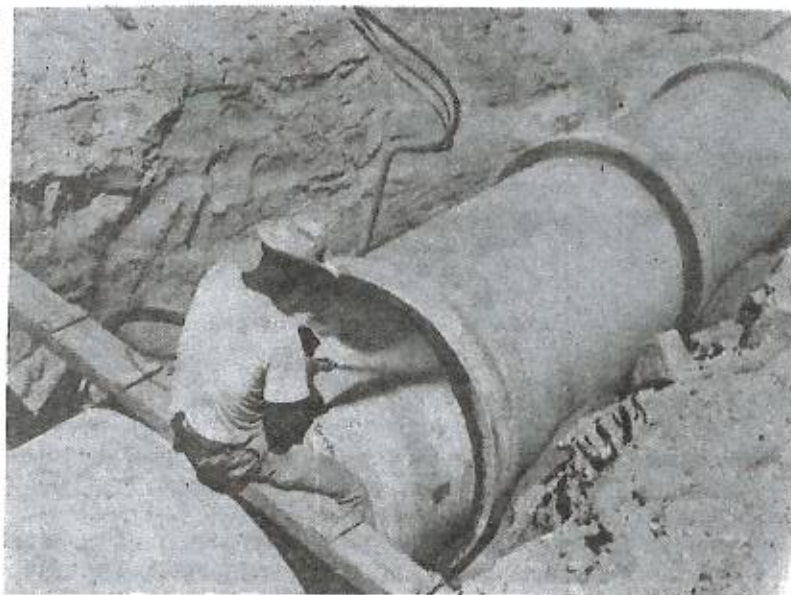


Fig. 4.30 — Junta com argamassa jateada.

Nos tubos de grande diâmetro, os acabamentos interno e externo são feitos à colher de pedreiro.

O processo descrito poderá ser substituído, com vantagens, pelo uso de argamassa jateada através de máquinas pneumáticas (fig. 4.30).

4.4.3 Junta de betume

Poderá ser usada em qualquer tubulação do tipo rígido ou semi-rígido (ferro fundido); é do tipo semi-elástica, sendo um composto à base de betume e deverá apresentar as seguintes características mínimas:

- fundir e fluir a uma temperatura mínima de 120°C;
- aderir firmemente à superfície do tubo;
- quando resfriada, ser suficientemente elástica para permitir ligeiros movimentos do tubo sem danificar a junta ou a aderência entre ela e o tubo;
- atender às seguintes especificações:

	Mínimo	Máximo
a) peso específico	1,45	1,55
b) ponto de fusão	90°C	96°C
c) penetração a 25°C	8	15
d) aderência a 25°C (em kg/cm ²)	10	—
e) total de betume	45%	55%
f) total de material inerte	45%	55%

- não deverá estragar quando submersa em água ou esgoto doméstico;
- deverá formar uma junta estanque quando parcial ou inteiramente submersa na água;
- não deverá apresentar deterioração de qualquer espécie quando imersa por 5 dias numa solução de ácido clorídrico ou numa solução a 5% de potassa cáustica.

A seqüência de execução é a mesma que para a junta de chumbo, só não havendo a fase de rebatimento.

4.4.4 Junta de chumbo

É usada nas tubulações de ferro fundido.

A confecção da junta deverá obedecer à seguinte seqüência (fig. 4.31):

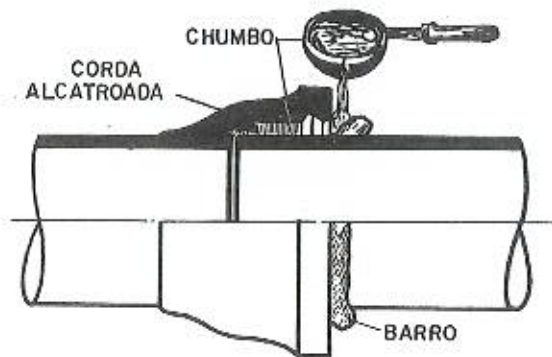


Fig. 4.31 — Confecção da junta de ponta e bolsa.

- centrar bem a ponta e a bolsa dos tubos a serem chumbados, o que é conseguido por meio de duas estopadeiras (fig. 4.32) que calçam e dividem a ponta do tubo na bolsa;
- deixar um espaço de 1 cm entre a ponta do tubo e o fundo da bolsa para o trabalho de dilatação;
- encher o espaço com corda ou estopa alcatroada, bem socada, até 5 cm da extremidade da bolsa;
- fazer um "cachimbo" de barro deixando uma abertura para a colocação do chumbo;
- pela abertura, derramar chumbo derretido;
- rebater igualmente o chumbo por meio dos ferros rebatedores (fig. 4.33) até a sua penetração na ranhura da bolsa.

Durante a chumbada deve-se observar que:

- o chumbo esteja bem quente;
- seja feita sem interrupções;
- seja bem rebatida.

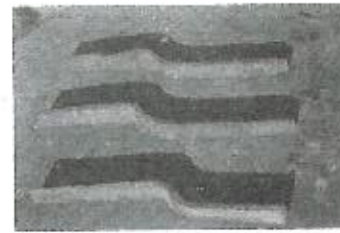


Fig. 4.32 — Estopadeiras de vários tamanhos.

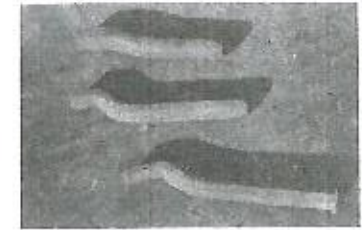


Fig. 4.33 — Ferros rebatedores de vários tamanhos.

A tabela 4.3 nos fornece as quantidades de chumbo e corda alcatroada necessárias à execução da junta.

Diâmetro nominal dos tubos	Material empregado em cada junta		
	Peso em quilos		
	Chumbo	Corda alcatroada	Total
50	0,95	0,10	1,05
60	1,10	0,10	1,20
70	1,20	0,13	1,33
75	1,30	0,15	1,45
80	1,40	0,16	1,56
90	1,55	0,18	1,73
100	1,70	0,20	1,90
125	2,10	0,20	2,30
150	2,50	0,25	2,75
175	2,90	0,29	3,19
200	3,50	0,35	3,85
225	3,90	0,39	4,29
250	4,50	0,45	4,95
300	5,60	0,60	6,20
350	6,50	0,65	7,15
400	8,30	0,80	9,10
450	9,00	0,90	9,90
500	10,50	1,00	11,50
550	11,70	1,10	12,80
600	13,60	1,25	14,85

TABELA 4.3

4.4.5 Junta de flange

É usada nas tubulações de ferro fundido, aço e PVC.

São utilizadas, principalmente, para a inserção de uniões nas instalações das bombas ou outras instalações em que muitas uniões se encontram intimamente grupadas.

Elas permitem:

- ligação firme entre os diversos elementos componentes da canalização dispensando, na maioria dos casos, a ancoragem;
- grande variedade de elementos vedantes (arruelas) tais como: chumbo, borracha, amianto, etc.;
- exatidão na montagem.

4.4.6 Junta soldada

Usada nos tubos de aço, podendo ser executada pelo processo elétrico ou oxiacetileno.

Sempre que a soldagem for efetuada no campo, as extremidades serão biseladas para espessuras de parede superiores a 6,35 mm, sendo desnecessária essa prática para espessuras menores.

4.4.7 Junta elástica

É usada em todos os tipos de tubos; a junta é constituída pela ponta de um tubo, a bolsa do seguinte e a(s) gaxeta(s) de borracha (comumente neoprene ou poliuretano).

Não só pela qualidade obtida como, também, facilidade de execução, tem tido ótima aceitação e vem, paulatinamente, substituindo todos os demais tipos de junta.

A execução deverá atender às recomendações do fabricante; basicamente, entretanto, seguirá a seguinte seqüência:

- limpeza da ponta e bolsa a serem encaixadas e lubrificação das seções de encaixe com um mastique à base de óleo que servirá, também, para encher qualquer vazio que possa existir na superfície (dependendo do material da gaxeta, usa-se água de sabão neutro ou glicerina) — (fig. 4.34);
- lubrificar a gaxeta (fig. 4.34);
- colocá-la na ranhura (da ponta ou da bolsa) especial que lhe serve de "berço" (fig. 4.34);
- inspecionar para que não fique torcida, o que poderá causar vazamentos; a costura da gaxeta orientará quanto a este detalhe (fig. 4.34);

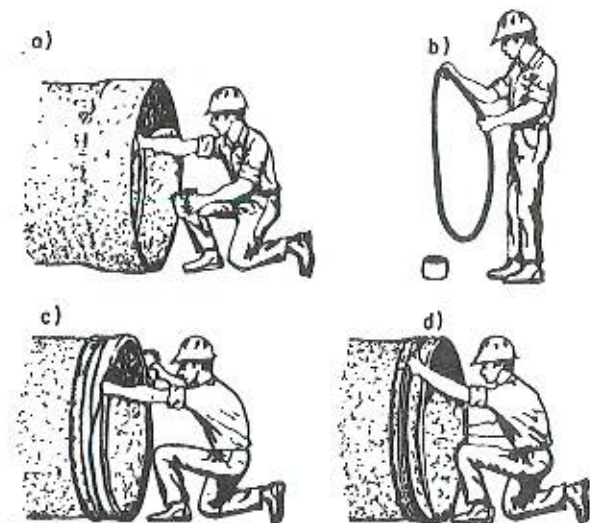


Fig. 3.34

- encaixar a ponta na bolsa, até encostar na gaxeta;
- empurrar (ou puxar) o tubo a assentar, de maneira que sua ponta penetre e encoste no fundo da bolsa (fig. 4.35).

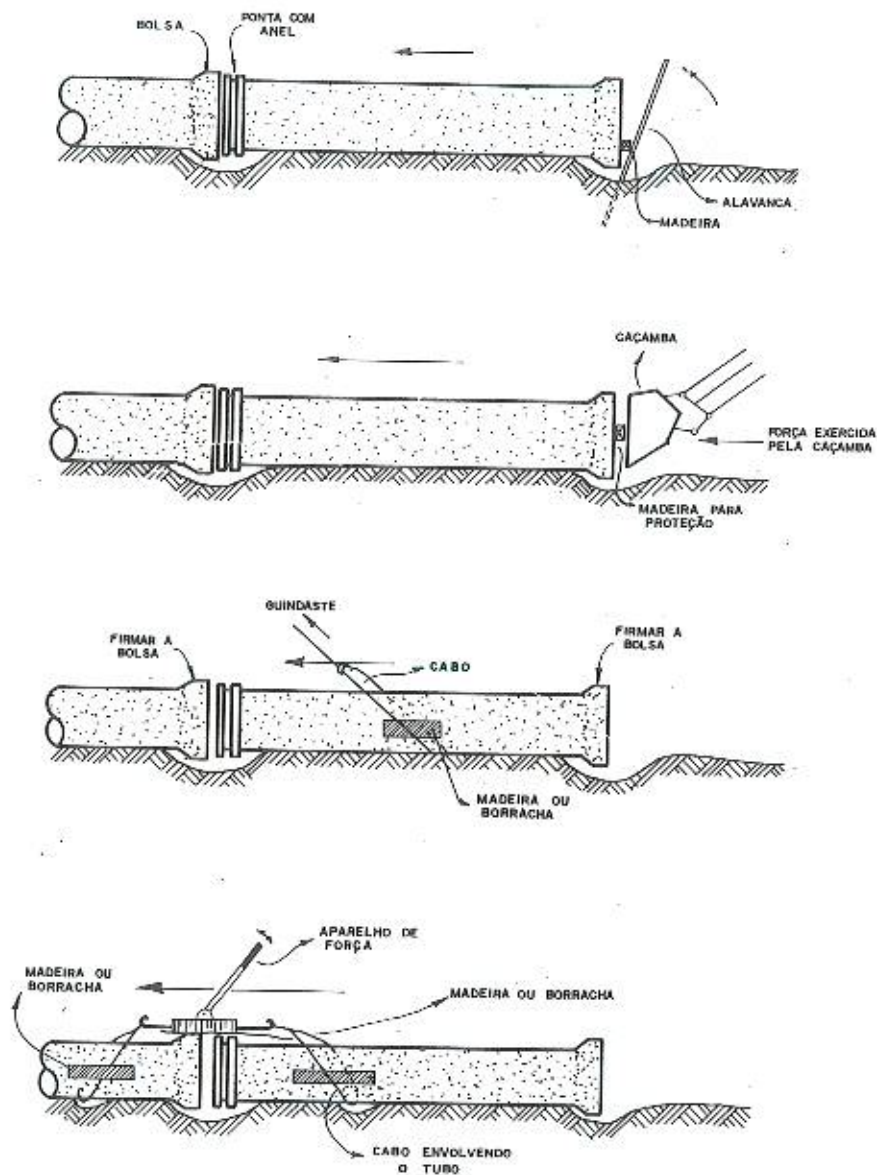


Fig. 4.35

As figuras 4.36 e seguintes, apresentam alguns dos tipos mais usados de junta elástica, para os diversos materiais.



A



B

Fig. 4.36 Junta de compressão para tubo cerâmico com anel de borracha.

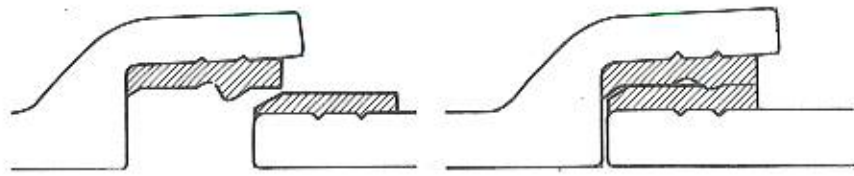
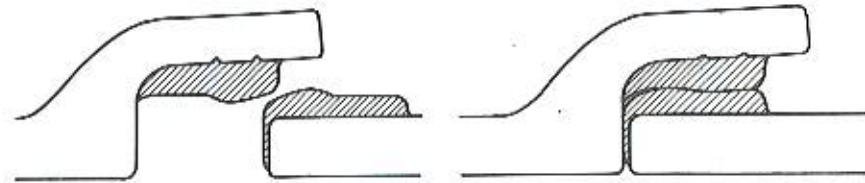


Fig. 4.37 — Junta de compressão para tubo cerâmico.



Figs. 4.38 Junta de compressão para tubo cerâmico.

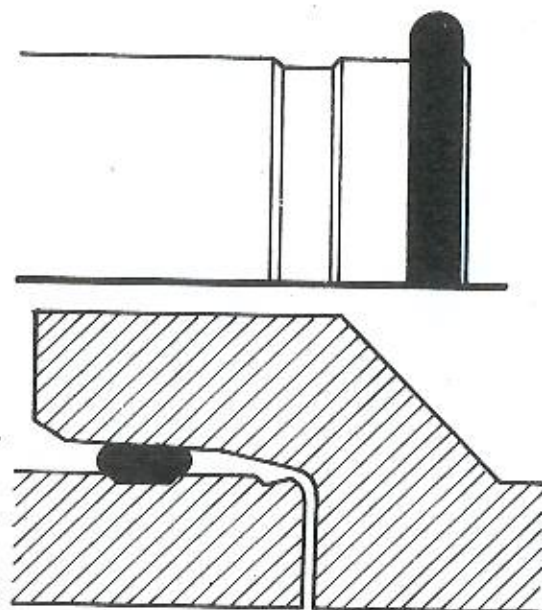
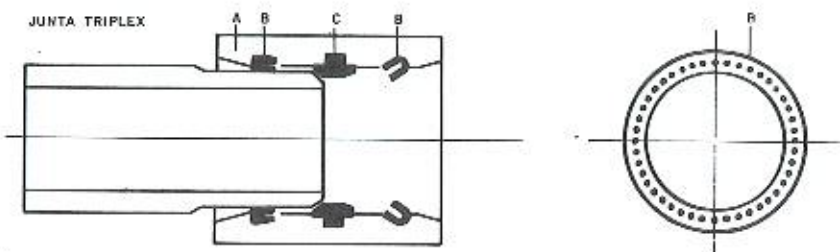


Fig. 4.39 — Junta simples para tubo de concreto.



- A Junta Triplex compõe-se de:
- 1) Luva de cimento-amiante com 3 ranhuras na parte interna (A).
 - 2) Anéis de borracha com alvéolos (furos) (B).
 - 3) Anel de borracha com perfil T (C).
- A luva Triplex é normalmente fornecida com o anel central montado, enquanto os outros dois serão colocados, em suas ranhuras, na obra. Na colocação, os alvéolos devem ser dirigidos para a parte interna da luva. Os anéis com alvéolos devem corresponder ao diâmetro e à classe dos tubos a serem montados.



Fig. 4.41 — Junta para tubo de cimento-amiante.

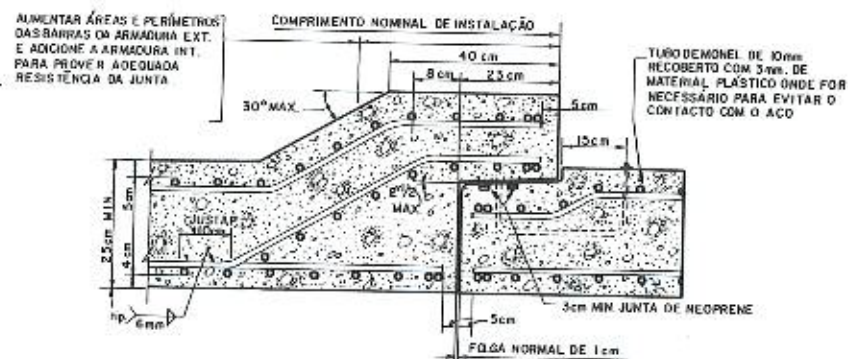


Fig. 4.40 — Junta dupla para tubo de concreto.

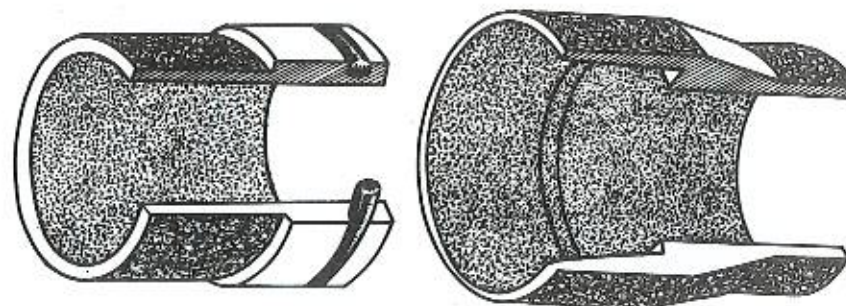
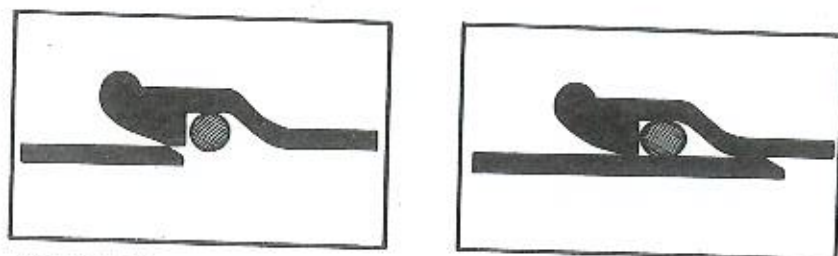


Fig. 4.42 — Junta para tubo de políester com fibra de vidro.



Introdução da ponta chanfrada na bolsa

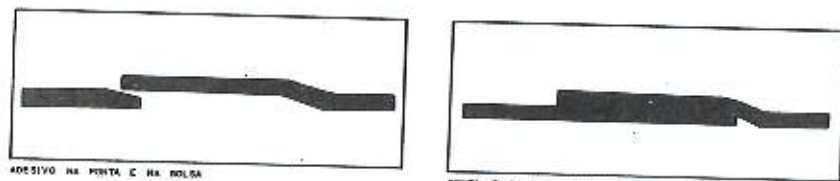
Junta já executada

Fig. 4.43 — Junta para tubo de PVC rígido.

4.4.8 Junta soldada para tubos de PVC rígido

A confecção deste tipo de junta deverá seguir a seguinte seqüência executiva:

- limpar cuidadosamente a ponta e a bolsa dos tubos;
- aplicar uma solução limpadora, removendo todo e qualquer vestígio de gordura e sujeira;
- lixar, com lixa pano n.º 100, a ponta e a bolsa dos tubos até retirar todo o brilho;
- marcar, na ponta do tubo, a profundidade da bolsa;
- aplicar adesivo (solvente de PVC e pequena parte de resina de PVC rígido dissolvida; aplicado na ponta e na bolsa (fig. 4.44) passa a dissolver as superfícies; quando introduzimos a ponta na bolsa, devido à pequena tolerância de dimensões, desenvolve-se determinada pressão entre as partes a serem soldadas; como estão amolecidas, ocorre a fusão) primeiro na bolsa e depois na ponta dos tubos e, imediatamente, proceder à montagem;
- introduzir a ponta até o fundo da bolsa, observando a marca da posição feita na ponta;
- limpar o excesso de adesivo.



ADESIVO NA PONTA E NA BOLSA

PONTA E BOLSA SOLDANDO

Fig. 4.44

4.4.9 Junta mecânica

Usada comumente nos tubos de ferro fundido e aço; é elástica e flexível, permitindo a dilatação dos tubos.

As figuras 4.45 e 4.46 apresentam dois modelos dos mais usados.

TIPO "GIBAULT"

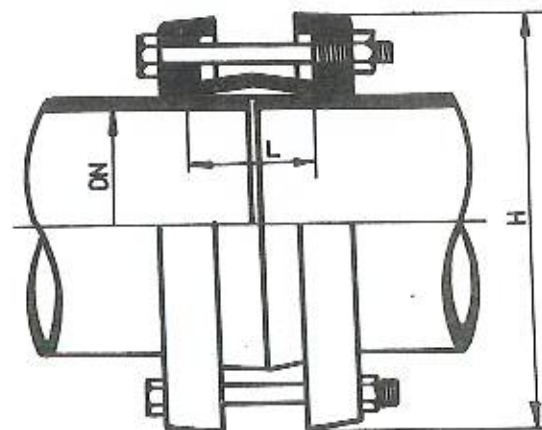
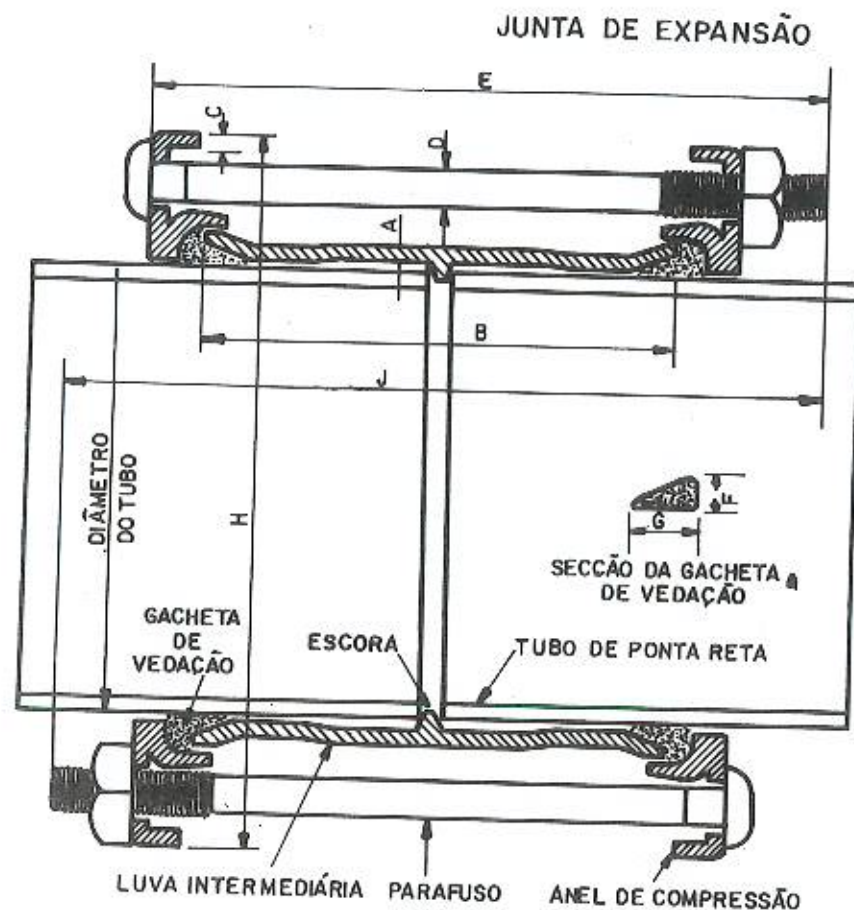


Fig. 4.45

4.4.10 Junta de dilatação para condutos fundidos no local

O concreto é normalmente submetido a variações de comprimento, altura ou volume causadas pelas variações de seus componentes e/ou temperatura, reação com o dióxido de carbono da atmosfera ou pela ação das cargas. O efeito pode ser permanente devido, por exemplo, à contração na secagem inicial, carbonatação, deformação irreversível. Outros efeitos são cíclicos e dependem das condições de serviço tais como: mudanças de umidade e temperatura ou, ainda, aplicação de cargas, podendo ocasionar outras expansões ou contrações.



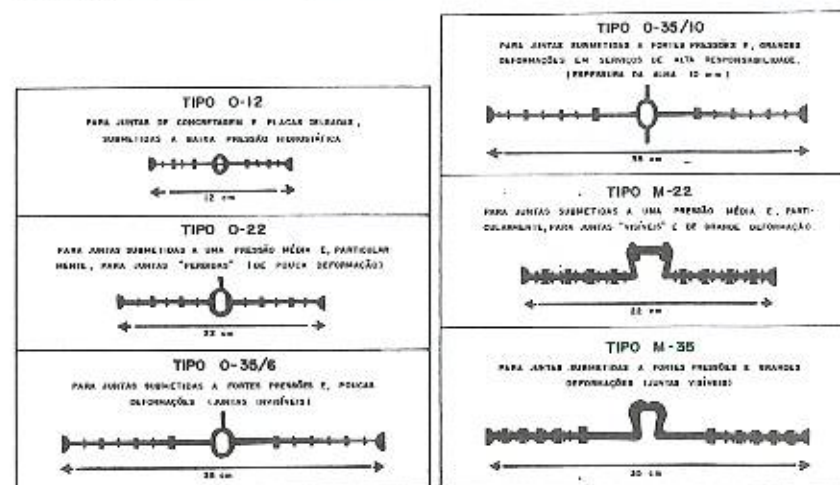
Em adição, mudanças anormais de volume, normalmente expansões permanentes, podem ocorrer no concreto devido ao ataque de sulfatos, reações entre álcalis do cimento e certos agregados.

O resultado destas mudanças são movimentos, permanentes e transitórios, das extremidades das unidades estruturais; se, por qualquer motivo, os movimentos de contração forem excessivamente restringidos, fraturas podem ocorrer no corpo da estrutura; a restrição dos movimentos de expansão pode re-

sultar em deformações e fraturas na unidade ou esmagamento de suas extremidades e a transmissão de esforços às unidades confinantes. Em muitas estruturas, estes efeitos são discutíveis do ponto de vista estrutural ou um simples ponto de vista.

Um dos meios de minimizar estes efeitos é prover a estrutura de juntas que podem absorver os movimentos sem perigo à sua integridade; juntas também podem ser utilizadas por facilidades construtivas, sem qualquer função estrutural.

Um número muito grande de tipos de juntas é usado sendo, entretanto, generalizado, o uso do FUGENBAND (fig. 4.47), perfilado em PVC elástico.



Dependendo da fixação, poderá funcionar como junta de concretagem (figs. 4.48) ou junta de dilatação (fig. 4.49).

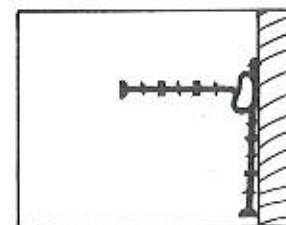


FIG. 4.48-A

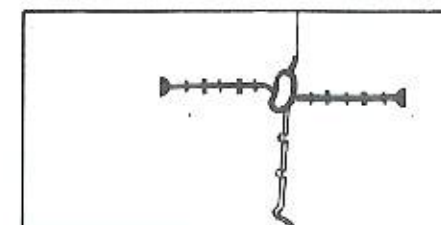


Fig. 4.48-B

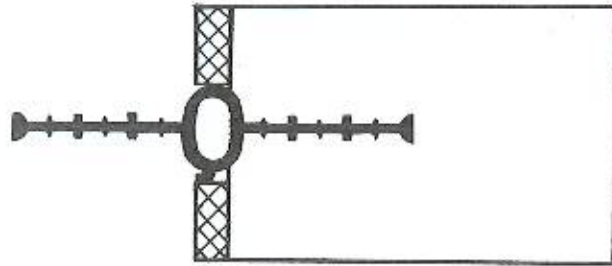


Fig. 4.49

4.5 TIPOS

4.5.1 Considerações

Os materiais utilizados nas canalizações de esgotos deverão atender às seguintes condições mínimas:

- capacidade adequada de escoamento, em função da natureza e do estado das paredes, da natureza e acabamento das juntas, das mudanças de alinhamento e greide;
- resistência à ação das cargas internas e externas;
- resistência à ação das substâncias agressivas;
- resistência à abrasão;
- impermeabilidade;
- juntas adequadas.

Diversos são os materiais de fabricação e a escolha de um deles dependerá de vários fatores:

- custo de investimento;
- diâmetros existentes no mercado;
- condições construtivas;
- tradição.

4.5.2 Tubos cerâmicos

4.5.2.1 Considerações

Já os homens primitivos endureciam argila para confeccionar objetos a fim de atender às suas necessidades; foram

descobertas em algumas escavações, na antiga cidade da Babilônia, tubos cerâmicos (manilhas) utilizados 250 anos A.C.

Em meados de 1800, o progresso tecnológico, estimulado pelas necessidades, revolucionou a fabricação de tubos cerâmicos, inicialmente na Inglaterra e depois nos EEUU.

São quimicamente inertes; através dos anos a argila natural tem sido convenientemente tratada para fabricação dos mesmos; lavagem natural, lavagem artificial, aquecimento e congelamento têm removido praticamente todos os materiais possíveis de reagir com outros.

Assim, os tubos cerâmicos têm qualidades não só para resistir aos ataques químicos corrosivos dos esgotos cloacais e industriais como, ainda, as boas qualidades estruturais requeridas na sua aplicação, inclusive resistência à abrasão.

Dificilmente um só tipo de argila produzirá tubos de boa qualidade; haverá necessidade da mistura de duas ou mais argilas ou argila e piçarra que deverão proporcionar suficiente plasticidade e pega durante o cozimento, cujo ponto deverá estar entre 1.040°C e 1.150°C.

As figuras 4.50 apresentam algumas fases de sua fabricação.

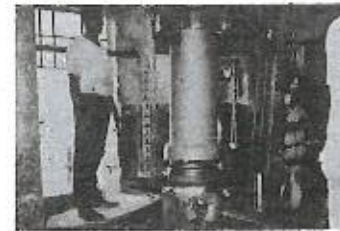


Fig. 4.50-A — Tubo saindo da maromba.



Fig. 4.50-B — Fase do vidramento a feidspato.

São encontrados, no Brasil, nos diâmetros nominais até 450 mm e têm seu recebimento regulado pela Especificação Brasileira EB-5/55 que abrange 2 tipos: "A", com vidrado

interno, externo e 10% de absorção máxima e "B", somente com vidro interno e absorção máxima de 8%.

O controle das condições impostas far-se-á por amostras (com um número mínimo de tubos fixado e colhidos de acordo com a especificação) submetidas aos ensaios de: compressão diametral, permeabilidade e pressão interna (figuras



Fig. 4.51-A — Vedação do tubo em ensaio



Fig. 4.51-B — Saída total do ar existente no interior do tubo.

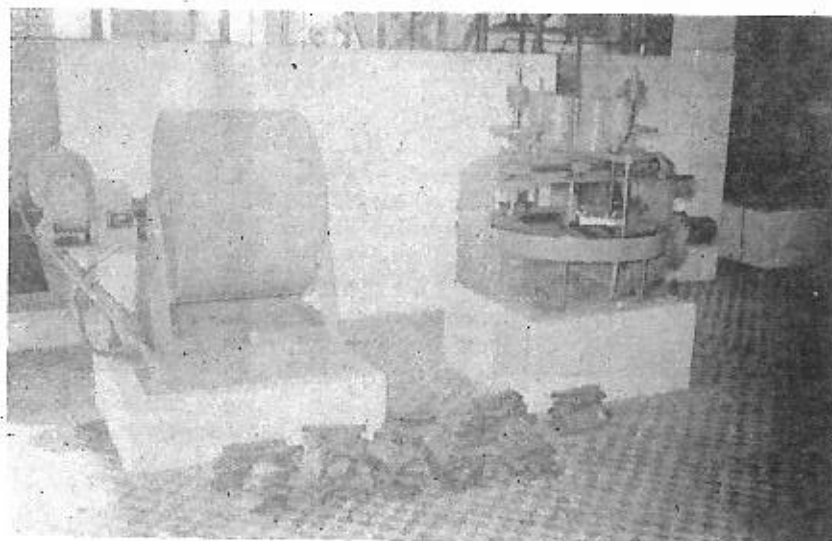


Fig. 4.52 — Corpus-de-prova a serem preparados para o ensaio de absorção.

4.51), absorção de água (fig. 4.52) e perda de peso sob a ação de ácidos (facultativo).

4.5.2.2 Ensaio não destrutivo

A Engenheira Regina de Castro Barbosa desenvolveu um método não destrutivo que permite testar na própria obra, quanto à resistência à compressão diametral, tubos dos diâmetros nominais de 75 mm a 300 mm.

Isto foi feito correlacionando a dureza ao choque, obtida utilizando um esclerômetro Schmidt modelo N (energia de percussão de 0,225 kgm), com os valores obtidos para a resistência à compressão diametral no ensaio dos três cutelos.

Para a aplicação deste método na obra, deverá ser seguida a orientação seguinte:

- fixar a manilha de tal forma a impedir seu movimento ao receber o choque do êmbolo de impacto do esclerômetro;
- determinar os índices esclerométricos sobre duas geratrizes simétricas, contidas num mesmo plano diametral, com pelo menos 5 leituras sobre cada geratriz (a posição de impacto do esclerômetro é a horizontal, isto é, $\alpha = 0$);
- determinar a média dos valores obtidos, desprezando-se aqueles que diferirem de $\pm 10\%$ da média;
- determinar a carga provável de rutura, entrando com o valor obtido anteriormente no gráfico 4.1 (a faixa limitada na família de curvas pelos valores mínimos especificados pela EB-5/1955 permite determinar o índice esclerométrico esperado para essas cargas e condenar um tubo na série — valor mínimo individual, curva B — ou toda a amostra — valor mínimo da média, curva A).

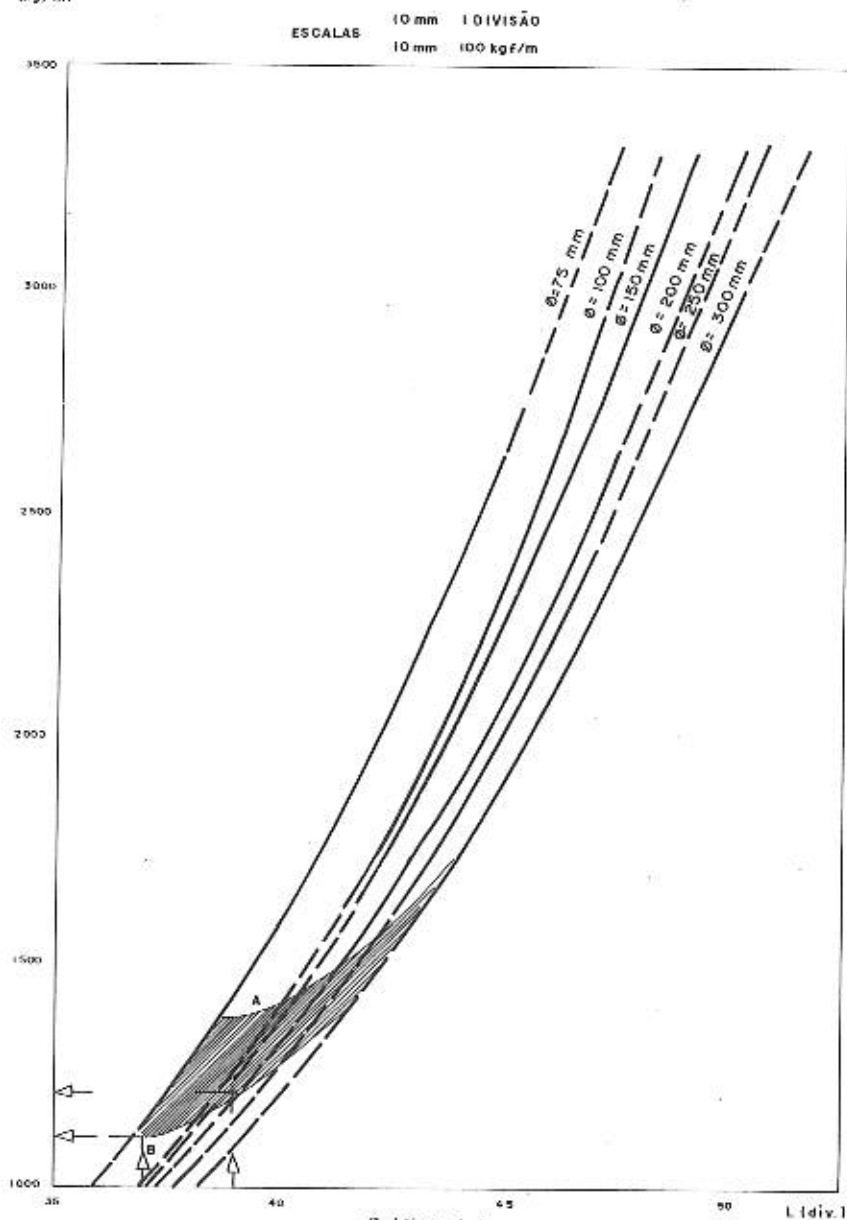
Este método apresenta como grandes vantagens: rapidez de ensaio, economia de material e de mão-de-obra.

4.5.3 Tubos de concreto

4.5.3.1 Considerações

Já na Cloaca Máxima de Roma, 800 anos A.C., foram utilizados tubos fabricados manualmente com argamassa de cimento natural.

RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DIAMETRAL EM FUNÇÃO DOS ÍNDICES ESCLEROMÉTRICOS -
 FAIXAS LÍMITES IMPOSTAS PELAS ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA EB - 5/55



Em nosso continente, os primeiros tubos para esgotos sanitários de que se têm notícia foram fabricados e instalados na cidade de Mohawk, Estado de New York, em 1842.

O concreto usado na fabricação de tubos é basicamente aquele fabricado comercialmente e aplicado nas estruturas de concreto.

Para determinação da mistura de um concreto a ser usado em tubos é pressuposto um conhecimento de dosagem e controle para os convencionais concretos estruturais; estes princípios básicos são encontrados em vários métodos de dosagem e em várias publicações de entidades e órgãos especializados.

Entretanto, para as condições peculiares dos tubos, algumas modificações devem ser introduzidas, levando-se em consideração as propriedades de sua fabricação; é importante, também, que não deixemos de ouvir a opinião daqueles que, há longos anos, trabalham em sua fabricação.

Recomendamos:

- o uso de cimentos que atendem à Especificação Brasileira EB-208 ou aos tipos II e V da Especificação C-150 da ASTM;
- um consumo mínimo de cimento de 350 kg/m³, não devendo a tensão média de ruptura do concreto à compressão aos 28 dias, ser inferior a 300 kgf/cm².

A deterioração do concreto, atribuída às ações químicas, é uma das maiores objeções que se apresenta ao uso dos tubos de concreto em redes de esgotos.

Em 1950 a "American Concrete Pipe Association", executando uma pesquisa, consultou 182 cidades americanas sobre a utilização de tubos de concreto; 21 destas cidades responderam ao questionário negando aceitação das Especificações da ASTM (duas não possuíam tubos de concreto em seus sistemas e as 19 outras somente alguns trechos; 3 destas últimas os possuíam em caráter experimental, estando em perspectiva para o futuro; uma delas rejeitava integralmente face ao fracasso dos tubos após instalados).

Um terço de todas as cidades pesquisadas usavam somente tubos de pequenos diâmetros; outro terço, somente tubos de grandes diâmetros; 7% das 182 cidades responderam demonstrando confiança somente nos tubos armados, havendo predisposição contra os tubos de pequenos diâmetros.

Baseados nessa pesquisa concluiu-se que aproximadamente 15% das cidades americanas restringiu o uso a apenas algumas classes e metade delas impuseram sua restrição somente a pequenos diâmetros.

Resumidamente, os problemas de corrosão se desenvolvem quando uma concentração de gás sulfídrico (H_2S) aparece como resultado de mais de uma destas circunstâncias:

- quando há uma alta variação de temperatura durante pelo menos 6 meses ao ano;
- alta concentração de matéria orgânica;
- longa retenção dos refugos nos esgotos, causada pelo comprimento das linhas, baixas velocidades, ventilação imprópria, grau de rugosidade ou acumulação em algumas áreas como, por exemplo, os poços das elevatórias;
- concentração significativa de sulfatos.

Os estragos produzidos no concreto pelo gás sulfídrico se processam da maneira seguinte (fig. 4.53):

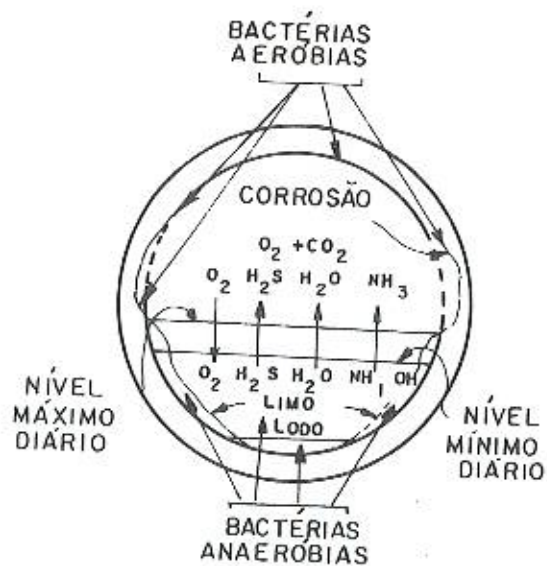


Fig. 4.53

- formação de gás sulfídrico pela ação das bactérias anaeróbias sobre compostos de enxofre e sulfatos;
- desprendimento do H_2S formado, que fica na atmosfera do esgoto;
- oxidação do H_2S dando ácido sulfúrico (H_2SO_4) pela ação das bactérias aeróbias;
- o H_2SO_4 ataca a cal livre e mesmo os outros sais do cimento, decompondo-os e expondo a armadura de aço;
- exposta, esta é atacada violentamente, tanto pelo ácido sulfúrico como pelo ácido sulfídrico, a umidade e os demais fatores de corrosão existentes;
- tanto a decomposição do cimento quanto e principalmente a corrosão da armadura, são localizadas, podendo cizalhar a esta e danificar irremediavelmente àquela, destruindo totalmente a canalização.

A "Federation of Sewage Works Association" sugere, como permissível para o concreto, valores de pH entre 5,5 e 9,0.

Os processos de que se pode lançar mão para atenuar ou impedir a agressividade são vários, dos quais citaremos:

- elaboração cuidadosa do concreto, com a escolha adequada de seus componentes, a fim de torná-lo o mais impermeável possível; no que couber, são válidas as condições apresentadas para os condutos fundidos no local;
- revestimento interno por meio de placas de PVC, do tipo fabricado pela AMERCOAT CORPORATION, denominada "AMER-PLATE" (figs. 4.54);
- revestimento com tintas à base de resinas epóxicas do tipo "colma tar-epoxy", que são produtos da reação entre a mistura de resina *coal tar-epoxy* e um catalizador e/ou um reativo endurecedor. Eles formam uma camada forte e durável a qual, relativamente, não é afetada pelos agentes corrosivos. Sua resistência depende da percentagem de epoxy na mistura, sendo tanto mais resistente quanto maior for esta percentagem.

Os tubos de concreto, encontrados em quaisquer diâmetros, são fabricados por vibração (fig. 4.55) ou centrifugação (fig. 4.56).

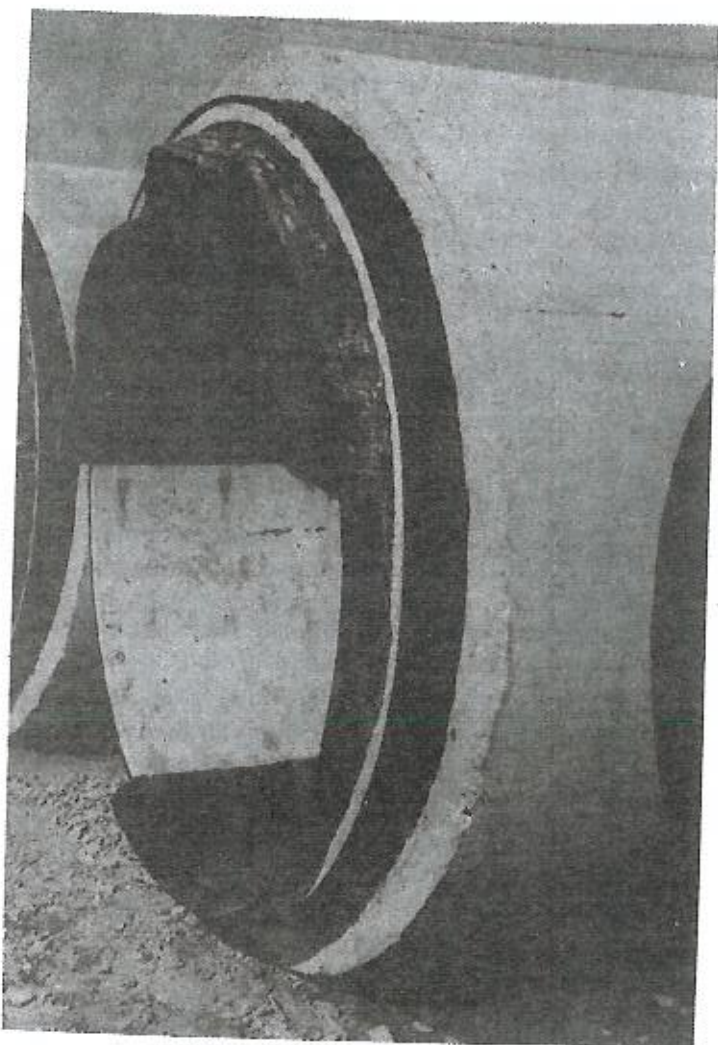


Fig. 4.54-A — Tubo revestido. Observa-se que a parte não revestida corresponde à linha d'água da galeria.

4.5.3.2 Tubos de concreto simples

Normalmente fabricados nos diâmetros nominais até 600 mm, têm seu recebimento regulado pela Especificação Brasi-

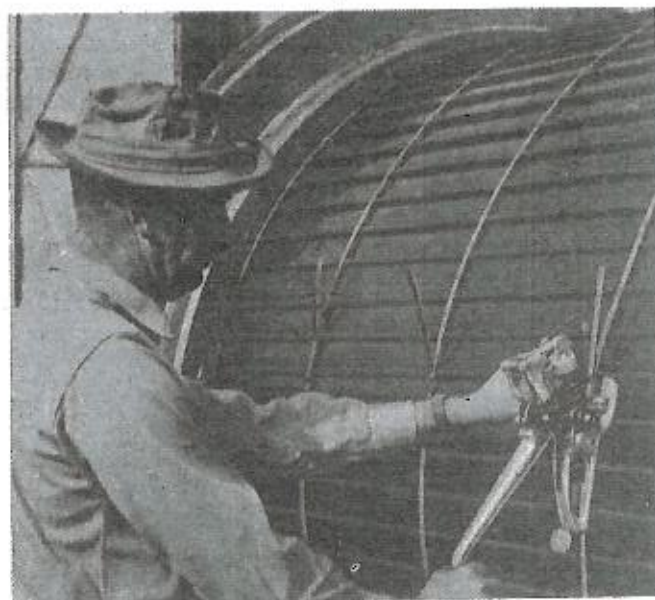


Fig. 4.54-B — Colocação do AMER-PLATE na forma.



Fig. 4.55 — Vibração.



Fig. 4.56 — Centrifugação.

leira EB-6/43 que abrange 2 classes: C_1 e C_2 que se diferenciam não só pela resistência à compressão diametral, mas também pela exigência de ensaios de permeabilidade e pressão interna para a classe C_2 .

O controle das condições impostas far-se-á por amostras (com um número mínimo de tubos fixado e colhidos de acordo com a especificação) submetidas aos ensaios de: compressão diametral (figs. 4.57) para as classes C_1 e C_2 e permeabilidade e pressão interna (figs. 4.58) para a classe C_2 .

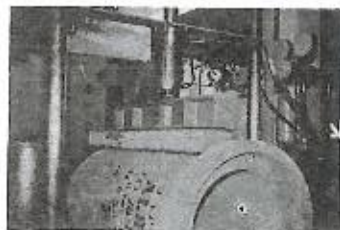


Fig. 4.57-A — Tubo posicionado para o ensaio dos 3 cutelos.



Fig. 4.57-B — Rutura por compressão diametral.



Fig. 4.58-A — Vedação do tubo em ensaio.



Fig. 4.58-B — Rutura por pressão interna.

4.5.3.2.1 Ensaio não destrutivo

A Engenheira Regina de Castro Barbosa estudou um método não destrutivo que permitisse testar na própria obra,

quanto a resistência à compressão diametral, tubos não armados de diâmetros internos nominais de 300, 400, 500 e 600 mm.

Isto foi feito correlacionando a dureza ao choque, obtida utilizando um esclerômetro Schmidt modelo N (energia de percussão de 0,225 kgm) com os valores obtidos para a resistência à compressão diametral no ensaio dos três cutelos.

Para a aplicação deste método na obra, deverá ser seguida a orientação seguinte:

- fixar o tubo de tal forma a impedir seu movimento ao receber o choque do êmbolo de impacto do esclerômetro;
- determinar os índices esclerométricos sobre duas geratrizes simétricas, contidas num mesmo plano diametral, com pelo menos 5 leituras sobre cada geratriz (a posição de impacto do esclerômetro é a horizontal, isto é, $\alpha = 0$);
- determinar a média dos valores obtidos, desprezando-se aqueles que diferirem de $\pm 10\%$ da média;
- determinar a carga provável de rutura, entrando com o valor obtido anteriormente no gráfico 4.2 (a faixa determinada pelos limites de carga de rutura especificados pela EB-6 para as classes C_1 e C_2 permitem verificar o índice esclerométrico esperado para essas cargas e condenar ou aceitar os tubos pelo ensaio não destrutivo).

As grandes vantagens deste método são a rapidez de ensaio, economia de material e mão-de-obra.

4.5.3.3 Tubos de concreto armado

Fabricados normalmente a partir de 400 mm de diâmetro nominal, têm seu recebimento regulado pela Especificação Brasileira EB-103/57 que abrange 3 classes: CA-1, CA-2 e CA-3, diferenciados pela resistência à compressão diametral.

O controle das condições impostas far-se-á por amostras (com um número mínimo de tubos fixado e colhidos de acordo com a especificação) submetidas aos ensaios de: compressão diametral (figs. 4.59), permeabilidade e absorção de água (fig. 4.60).

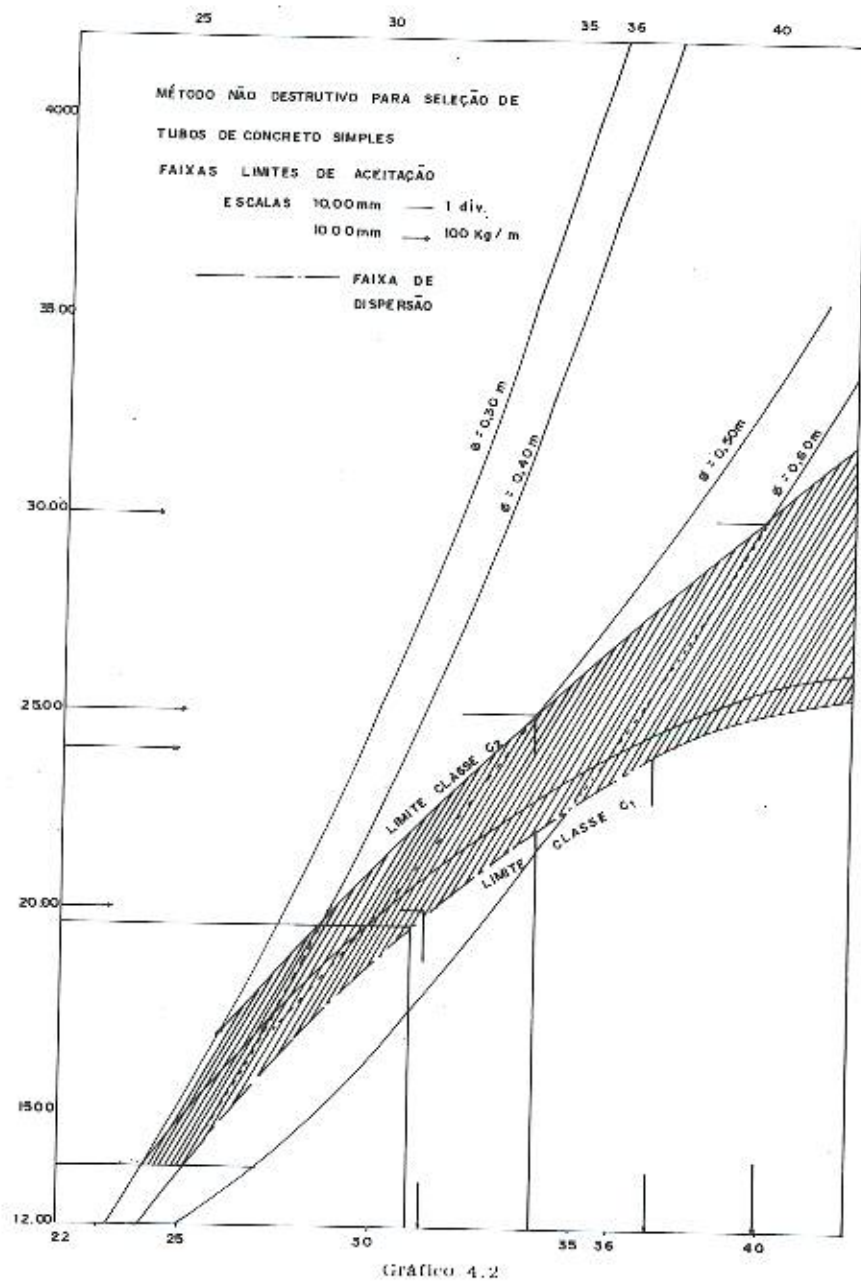


Fig. 4.59-A — Tubo posicionado para o ensaio dos 3 cutelos.

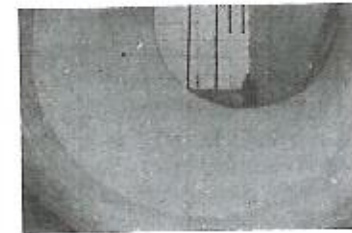


Fig. 4.59-B — Tubo tendo atingido a carga de trinca.

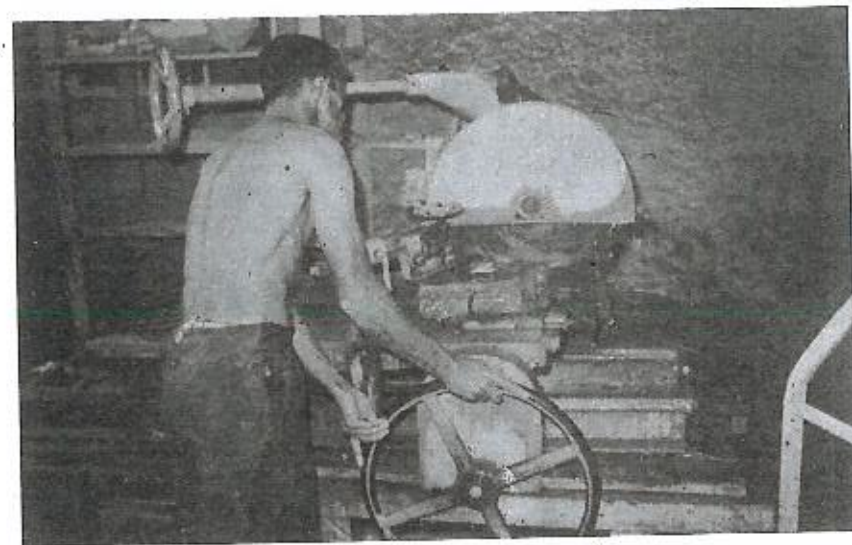


Fig. 4.60 — Corte do corpo-de-prova para o ensaio de absorção.

Nos tubos de concreto armado, além da carga de rutura, temos a considerar a carga de trinca, pois:

$$M_r = M_f + M_a$$

onde: M_r = momento de rutura;

M_f = momento de fissuração;

M_a = momento suplementar devido à armadura.

4.5.3.4 Tubos de concreto armado com junta elástica

Fabricados a partir de 400 mm de diâmetro interno nominal, ainda não foram normalizados pela ABNT; a Companhia Estadual de Águas e Esgotos — CEDAE — RJ, possui a especificação ES-4 que regula seu recebimento; ela não prevê classes de tubos, devendo ser fixada a resistência à compressão diametral requerida.

O controle das condições impostas far-se-á por amostras submetidas aos ensaios de: compressão diametral, permeabilidade e pressão interna, estanqueidade de junta (fig. 4.61) e absorção de água.

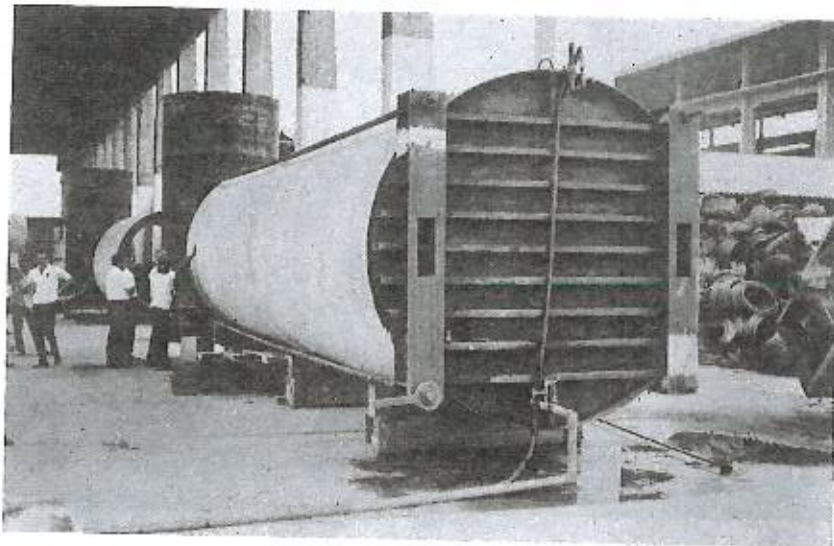


Fig. 4.61 — Tubos acoplados para o ensaio de permeabilidade, pressão interna e estanqueidade.

4.5.4 Tubos de cimento-amianto

São utilizados desde 1913, principalmente em adutoras d'água.

São fabricados para esgotos sanitários (EB-69/52) e para pressão (EB-109/72).

Os tubos para esgotos são admitidos em duas classes: A e B, diferenciados entre si pela resistência à compressão diametral; o controle das condições impostas far-se-á por amostras (com um número mínimo de tubos fixado e colhidos de acordo com a especificação) submetidas aos ensaios de: pressão interna, compressão diametral, permeabilidade, absorção de água e solubilidade em ácido.

Os tubos de pressão são admitidos em 5 classes: CI-10, CI-15, CI-20, CI-25 e CI-30, diferenciados entre si não só pela compressão diametral, mas também pela resistência à pressão interna; igualmente, o controle das condições impostas far-se-á por amostras submetidas aos ensaios de: compressão diametral, pressão interna, absorção de água, solubilidade em ácido e flexão longitudinal (facultativo).

4.5.5 Tubos de ferro fundido

Os tubos de ferro fundido são largamente utilizados para esgotos sanitários, não só em instalações domiciliares como em tubulações de recalque e coletores de esgotos, neste último caso quando:

- a tubulação é assente em lugar de passagem de veículos, com pouco recobrimento;
- a tubulação é assente a grandes profundidades, acima dos limites de carga dos outros materiais;
- a tubulação é aparente;
- a tubulação é assente em ruas não calçadas, de grande declividade, onde as chuvas poderiam deixar a descoberto a canalização;
- na passagem sob obstáculos em que o comprimento dos tubos cerâmicos e de concreto exigiriam a realização das juntas sob o obstáculo, o que nem sempre é possível;
- há necessidade de passar sob vãos de pontes onde a trepidação abalaria outros tipos de materiais;
- a declividade da canalização for superior a 8%.

As grandes desvantagens dos tubos de ferro fundidos são:

- tuberculização, diminuindo a capacidade de escoamento (fig. 4.62);

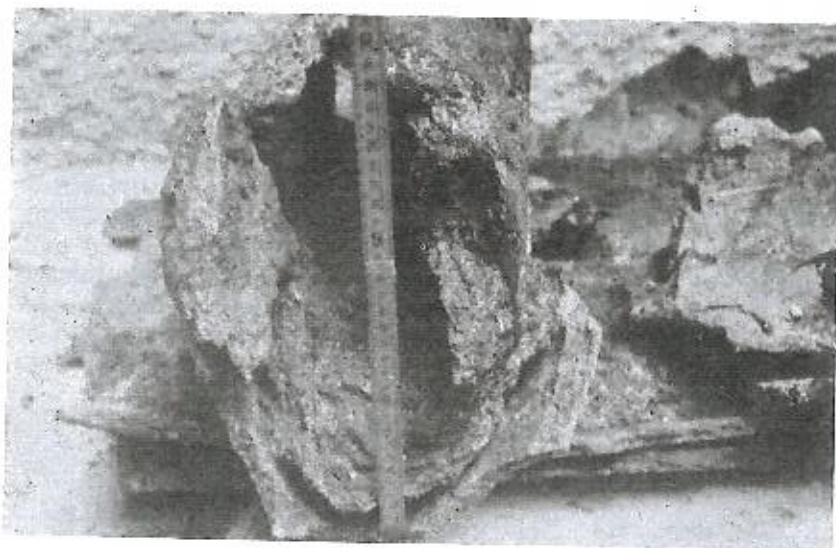


Fig. 4.62 — Tuberculização e corrosão.

— abrasão, principalmente nas tubulações de recalque (fig. 4.63).

Para combater esses inconvenientes, recomendamos o uso dos tubos com cimentação interna, aumentando não só a resistência química e à abrasão mas, também, suas características hidráulicas face à menor rugosidade das paredes; a espessura do revestimento é função do diâmetro interno nominal do tubo, variando de 1,0 mm a 3,2 mm.

São fabricados vários tipos de tubos:

a) *para esgoto e ventilação* (PB-77/67)

Só devem ser utilizados em instalações domiciliares; são admitidos em duas séries: normal (N) e extra-forte (F), diferenciadas entre si pelas espessuras das paredes e respectivos pesos; são fabricados até 100 mm para a série N e até 150 mm para a série F;

b) *para líquidos sob pressão com junta não elástica* (EB-43/65)

São admitidos em três classes: LA, A e B, diferenciados entre si pelas espessuras das paredes e respectivos pesos; o controle das condições impostas far-se-á por amostras submetidas aos ensaios de: dureza Brinell, flexão por tração de anel (para tubos até 300 mm inclusive), flexão de corpo de prova em tira (para tubos acima de 350 mm); todos os tubos



Fig. 4.63 — Abertura da geratriz inferior, por abrasão.

serão submetidos aos ensaios de estanqueidade à pressão interna e usinabilidade;

c) *para líquidos sob pressão com junta elástica*
(EB-137/70)

São admitidos em cinco classes: Q, R, LA, A e B, diferenciados entre si pelas espessuras das paredes e respectivos pesos; o controle das condições impostas far-se-á por amostras submetidas aos ensaios de: dureza Brinell, flexão por tração de anel (para tubos até 300 mm inclusive), flexão de corpo de prova em tira (para tubos acima de 350 mm); todos os tubos serão submetidos aos ensaios de estanqueidade à pressão interna e usinabilidade;

d) *de ferro dúctil, para líquidos sob pressão, com junta elástica* (EB-303/70)

A diferença entre o ferro dúctil (ferro nodular ou ferro de grafite esferoidal) e o ferro fundido cinzento é que, neste, a cristalização do carbono se faz sob a forma lamelar, dando certa fragilidade à estrutura que faz com que, em provas destrutivas, o material vá da zona elástica diretamente para a de rutura, isto é, rompe-se sem escoamento, pois a elongação é praticamente nula; no ferro dúctil a cristalização do carbono se faz sob a forma esferoidal e proporciona um aumento da taxa de rutura com o aparecimento de uma zona plástica bem definida, cuja curva de rutura se assemelha à do aço.

A EB-303 prevê somente uma classe de tubo; o controle das condições impostas far-se-á por amostras submetidas aos ensaios de: dureza Brinell e tração no corpo de prova; todos os tubos serão submetidos aos ensaios de estanqueidade à pressão interna e usinabilidade.

Apesar da atual especificação prever somente uma classe de tubo, são fabricadas duas: K-9 (especificação em vigor) e K-7, que se diferenciam pelas condições impostas no ensaio de estanqueidade à pressão interna, espessura de parede e pesos; além disso, já são fabricados tubos até 1.200 mm de diâmetro interno nominal.

4.5.6 Tubos de aço

Pouquíssimo usados; só o são em casos especiais como, por exemplo, para vencer grandes vãos onde não haja possi-

bilidade de amarração intermediária e em algumas redes de recalque e estações de tratamento.

São fabricados sob encomenda e com os diâmetros variando de 20,32 cm (8") até 243,84 cm (96").

O comprimento máximo é de 9,00 m, constituído por um número de anéis soldados longitudinalmente e circunferencialmente.

Devem ser protegidos contra a corrosão e vários são os processos utilizados:

a) *camadas e revestimentos*

O revestimento interno é constituído de uma camada de secagem rápida e posteriormente uma de esmalte betuminoso com espessura de 2,4 mm; o revestimento externo é constituído por 6 camadas: primer, esmalte betuminoso de 3,2 mm, esteira de lã de vidro reforçado, esmalte betuminoso de 0,8 mm, liga de feltro de asbesto e caiação.

b) *proteção catódica*

Realiza-se ligando-se o tubo a ser protegido ao pólo negativo de um gerador e o pólo positivo, a anodos enterrados no solo ou isolados de outro qualquer modo; o potencial elétrico do metal é assim reduzido abaixo do da vizinhança e as correntes elétricas fluirão do ambiente para o metal.

c) *concreto*

Apesar de serem considerados como tubos de concreto, poderíamos citar ainda os cilindros de aço revestidos interna e externamente por camadas de concreto, aplicadas normalmente por centrifugação.

4.5.7 Tubos de poliéster armados com fios de vidro e enchimento de areia siliciosa

São fabricados para esgotos sanitários (EB-318/72) e para pressão (EB-600/72).

Os tubos para esgotos são admitidos em 7 classes: 10, 40, 60, 80, 100, 120, 150; o controle das condições impostas far-se-á por amostras (com um número mínimo de tubos fi-

xado e colhidos de acordo com a especificação) submetidas aos ensaios de: pressão hidrostática interna (figs. 4.64), fator de rigidez e condicionamento ácido.

Os de pressão são admitidos em 6 classes: 40, 60, 80, 100, 120, 150; o controle das condições impostas deverá ser feito como acima descrito.



Fig. 4.64-A — Máquina de ensaio à pressão interna.



Fig. 4.64-B — Preparação para o ensaio.



Fig. 4.64-C — Vedação.



Fig. 4.64-D — Execução do ensaio.

4.5.8 Tubos de PVC rígido

São fabricados para esgoto predial e ventilação (EB-608/73) e de pressão (EB-183/72).

Os tubos para esgoto predial e ventilação são fabricados em duas classes: A e B, que se diferenciam entre si pela pressão mínima de rutura; o controle das condições impostas far-se-á por amostras submetidas aos ensaios de: estanqueidade, rutura por pressão interna (figs. 4.65) e estabilidade dimensional.

Os tubos de pressão são fabricados em duas séries: A (para instalações prediais de água fria) e B (para redes e adutoras, até 300 mm de diâmetro); o controle das condições impostas far-se-á por amostras submetidas aos ensaios de: estanqueidade, rutura por pressão interna instantânea, pressão interna prolongada e estabilidade dimensional.

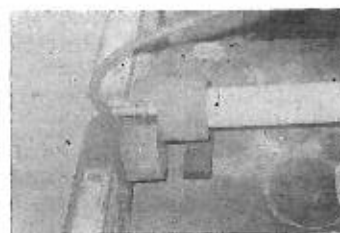


Fig. 4.65-A — Vedação das extremidades.



Fig. 4.65-B — Vedação das extremidades.

Os tubos de PVC rígido, quando submersos em água do mar, estão sujeitos ao ataque de moluscos da espécie *Martesia striata*, produzindo-lhes perfurações como feitas por largas



Fig. 4.66 — Perfurações produzidas pela *Martesia striata*.

brocas bem manejadas (fig. 4.66); esta espécie de molusco é encontrada em quase todos os mares do mundo.

Para combater esse ataque, podemos:

- usar a tubulação enterrada no fundo do mar, evitando a ação dos moluscos;
- fazer uso de aditivos específicos aos tubos plásticos, tal como: camada impermeabilizadora de areia de quartzo com cola à base de silicone.

4.5.9 Tubos de PVC rígido revestidos com fibra de vidro

São tubos de PVC rígido revestidos externamente com fibra de vidro e resina poliéster (processo "filament winding"), o que lhes aumenta consideravelmente as propriedades mecânicas; são produzidos, sob encomenda, em quaisquer diâmetros.

4.5.10 Tubos de poliéster armados com fios de vidro, corrugados, com alma helicoidal de PVC rígido

Basicamente são os tubos de poliéster armados com fibra de vidro e enchimento de areia siliciosa, sendo esta substituída por uma alma helicoidal de PVC rígido, que lhes transmitirá uma corrugação, aumentando-lhes, desta forma, as propriedades mecânicas; são produzidos, sob encomenda, em quaisquer diâmetros.

4.5.11 Condutos fundidos no local

Os condutos fundidos no local são estruturas de concreto armado, apresentando os mesmos problemas já comentados para os tubos pré-fabricados.

Não só por imposições de ordem hidráulica, mas também por condições locais e de resistência às cargas externas, são adotadas várias seções típicas de condutos como, por exemplo: retangular, semi-elíptica, oval, ovóide, ferradura, etc.

Os aspectos construtivos são os inerentes à uma estrutura de concreto; a seguir, damos normas gerais para a execução das obras de concreto armado.

4.5.11.1 Disposições gerais

A execução das obras de concreto armado deverá atender às condições gerais da NB-1.

As obras a serem executadas com concreto simples deverão obedecer às condições gerais da NB-49.

O controle tecnológico do concreto deve ser realizado de forma que todas as fases obedçam às instruções técnicas, obtendo-se um concreto acabado de boa qualidade, não bastando o simples resultado de corpos de prova que, nem sempre, correspondem à qualidade desejada para o concreto.

A não observância das instruções técnicas de uma das fases adiante mencionadas, pode conduzir a concretos de qualidade inferior àquela indicada pelos valores de resistência obtidos através de corpos de prova.

O controle deverá ser realizado pelo acompanhamento da obra por pessoal habilitado, em todas as fases.

Para referência, os itens a seguir relacionados, devem ser cobertos pela inspeção que, entretanto, não deve ser para uso diário.

4.5.11.1.1 Serviços preliminares

- estudo das especificações e plantas, exame dos códigos e normas;
- divisão clara dos deveres entre Fiscalização e Empreiteira;
- fixação das tolerâncias quanto à posição de armaduras e formas;
- exame da organização do canteiro da Empreiteira, equipamento empregado e método de trabalho;
- exame dos acessos ao canteiro, área de movimentação de veículos, etc.;
- dosagem: teste de controle de agregados, traço do concreto, misturas experimentais;
- materiais: identificação, quantidade, garantia de suprimento, condições de estocagem, método de transporte, ensaios de aceitação:
 - *cimento*: amostragem para ensaio, proteção contra umidade, período máximo de estocagem;
 - *agregados*: amostragem para ensaios, composição granulométrica, substâncias nocivas (torrões de argi-

la, matérias carbonosas, material pulverulento), impurezas orgânicas, ensaio de qualidade, resistência e durabilidade dos grânulos, abrasão; ensaios de controle: umidade, absorção, pesos específicos real e aparente, volume de vazios;

- *outros materiais*: água, aço para a armadura, aditivos, madeira para formas e escoramento, acessórios.

4.5.11.1.2 Serviços antes da concretagem

- locação, alinhamento, nivelamento;
- escavação, fundação, dimensão, perfil, drenagem;
- formas: locação, alinhamento e nivelamento, previsão de recalque, estabilidade, pontalete-reforço, amarração, inspeção das aberturas para concretagem, preparo da superfície, vedação, limpeza final;
- armadura: diâmetro, dimensão, dobramento, ancoragem, locação, número de barras, espaçamento, recobrimento, estabilidade (amarração, apoio, espaçador), limpeza (ferugem, manchas de óleo, argamassa seca aderente, etc.);
- escoramento: locação, estabilidade;
- calibração do equipamento de dosagem;
- condições da betoneira, velocidade de rotação;
- providências asseguradas para a concretagem contínua, para a cura, para a proteção contra a chuva ou calor excessivos;
- equipamento de adensamento, vibradores.

4.5.11.1.3 Serviços durante a concretagem

- condições de trabalho; condições do tempo; previsão de trabalho noturno; interrupção de concretagem; proteção da concretagem;
- betoneira: controle dos materiais e da operação; tempo de mistura; sobrecarga na betoneira; controle da consistência; controle de aditivos; transporte do concreto fresco (tempo máximo, segregação); colocação do concreto (programa de concretagem, concreto uniforme, operação contínua, queda do concreto na forma sem segregação, espessura da camada, bolsas d'água, remoção de calços); adensamento correto; juntas de construção; juntas de dilatação; acabamento das superfícies; acabamento após re-

moção das formas (condições da superfície; ninhos, fugas da argamassa; reparação dos defeitos; tratamento da superfície; cura); programa dos ensaios.

4.5.11.1.4 Serviços após à concretagem

- proteção contra acidentes (impactos, sobrecarga);
- prazo para remoção das formas;
- cura (superfície sempre molhada; prazo para cura);
- ensaios do concreto: consistência, resistência à compressão (moldagem e cura dos corpos de prova normais), retirada de corpos de prova da estrutura, outros ensaios;
- anotações: materiais empregados; tempo de mistura, adensamento;
- boletins, gráficos, fotografias;
- análise estatística.

OBS.: As atividades relacionadas podem sofrer alterações, de acordo com a obra, a critério da Fiscalização.

Para uso diário, deverão ser atendidas as seguintes prescrições:

- inspeção e aprovação da massa e facilidade da mistura;
- controle da dosagem e mistura do concreto;
- inspeção da usina do concreto;
- inspeção de formas, armaduras, escoramento, juntas etc.;
- inspeção da execução do concreto e equipamentos, tais como: baldes, calhas de escoamento, carrinhos, vibradores, betoneiras, bombas etc.;
- inspeção da execução local da obra, endurecimento, cura, proteção e reparos;
- inspeção na usina de concreto, incluindo método de trabalho quanto à resistência, dimensões e propriedades especiais;
- inspeção da remoção de formas e escoramento;
- preparação de corpos de prova para os testes de resistência do concreto;
- registro diário de todos esses itens.

4.5.11.2 Dos materiais (Especificações)

4.5.11.2.1 Todos os materiais utilizados na obra deverão satisfazer às Especificações da ABNT e ainda serem de modelo e tipo aprovados pela Fiscalização;

- em casos especiais, tratando-se de material para o qual ainda não haja especificação aprovada pela ABNT, as especificações aprovadas serão às dos órgãos competentes, citadas ou não nesta especificação;
- nos casos em que não houver especificações aprovadas pela ABNT, nem exigências específicas pelo órgão competente, poderá a Fiscalização exigir atendimento às normas estrangeiras, citadas ou não nesta especificação.

4.5.11.2.2 O controle das propriedades dos materiais far-se-á por intermédio da estatística, com o número mínimo de amostras especificadas nas normas;

- é de competência da Empreiteira o fornecimento dos materiais para formação das amostras a serem examinadas;
- a critério da Fiscalização, poderão ser dispensados de ensaio os produtos que tiverem a concessão do direito de uso da "Marca de Conformidade" às normas técnicas da ABNT.

4.5.11.2.3 Antes do início de qualquer serviço, num prazo mínimo de 10 (dez) dias, a Empreiteira deverá submeter à aprovação da Fiscalização os materiais que pretende empregar;

- nenhum material poderá ser usado pela Empreiteira sem prévia aceitação pela Fiscalização, por meio dos exames e ensaios realizados por laboratório da Fiscalização ou por esta indicado, exceção quanto ao disposto no item 4.5.11.2.2.

4.5.11.2.4 A critério da Fiscalização, poderão ser aceitos certificados oficiais de exames dos materiais por outros laboratórios que não o da Fiscalização ou por esta indicados; em caso da não confirmação dos dados apresentados como característicos dos materiais empregados e conseqüente rejeição, caberá à Empreiteira a retirada, sem ônus para o dono da obra,

dos materiais da obra, bem como a responsabilidade pela utilização indevida.

4.5.11.2.5 A Empreiteira deverá tomar todas as providências para o perfeito armazenamento e respectivo acondicionamento dos materiais, a fim de preservar sua boa qualidade, bem como garantir sua pureza, evitando a mistura com elementos estranhos.

4.5.11.2.6 O material ou equipamento que, por qualquer motivo, for recusado pela Fiscalização, deverá ser imediatamente retirado pela Empreiteira e por sua conta, do canteiro de trabalho ou dos depósitos nestes instalados, e substituídos por outros;

- Na hipótese da Empreiteira não remover material ou equipamento rejeitado pela Fiscalização, além das penalidades, aplicáveis no caso, terá esta pleno direito e autoridade para mandar executar a remoção do referido material ou equipamento, sendo o custo desta operação debitado à Empreiteira, deduzindo-o de qualquer quantia devida ou a dever pelo dono da obra.

4.5.11.2.7 A Empreiteira é inteira e exclusivamente responsável pelo uso ou emprego de material, equipamento, dispositivo, método ou processo eventualmente patenteado e a empregar-se ou incorporar-se na obra, cabendo-lhe pois pagar os "royalties" devidos e obter previamente a necessária licença de utilização.

4.5.11.2.8 Não havendo silos especificamente adequados para armazenamento a granel do cimento, deverão ser tomadas as seguintes precauções:

- cada partida deverá ser perfeitamente caracterizada quanto à marca e data de recepção e disposta em pilhas de 10 (dez) sacos, podendo este limite ser elevado para 15 (quinze), desde que o cimento seja utilizado no prazo máximo de 30 dias contados da data de sua chegada ao canteiro da obra;
- os depósitos de cimento deverão ser construídos de forma a permitir fácil acesso de pessoal e equipamento de car-

ga, transporte e empilhamento a todos os grupos de pilhas, a cada partida e cada marca;

- os sacos deverão ser colocados sobre um tablado de madeira montado a, pelo menos, 30 cm do rés do chão e a uma distância mínima de 30 cm das paredes do depósito.

4.5.11.2.9 As diferentes partidas de aço deverão ser depositadas e arrumadas de acordo com a bitola, em lotes aproximadamente iguais, formados em consonância com a Especificação Brasileira EB-3, separados uns dos outros, de modo a ser estabelecida fácil correspondência entre os lotes e as amostras retiradas para ensaio; quando forem utilizadas malhas, estas deverão ser empilhadas de acordo com o tipo.

4.5.11.2.10 Os agregados deverão ser arrumados separadamente de acordo com o bitola e a procedência, devendo os depósitos ter, obrigatoriamente, os pisos forrados.

4.5.11.2.11 A água deverá ser armazenada em depósitos isolados e fechados a fim de não permitir a mistura com substâncias prejudiciais.

5.5.11.2.12 Os depósitos de água e agregados, sempre que possível, deverão ser mantidos à sombra.

4.5.11.2.13 Cimento

- somente cimentos que obedeçam às Especificações Brasileiras EB-1, EB-2 e EB-208 e aos tipos II e V da Especificação C-150 da ASTM, são considerados nas presentes especificações. Outros tipos de cimento poderão ser admitidos, desde que satisfeito o item 4.5.11.2.3 desta especificação;
- nas peças sujeitas a meios agressivos, a critério da Fiscalização, recomenda-se o uso de cimentos que atendam à EB-208 e, principalmente, aos tipos II e V da C-150 da ASTM;
- não será permitida, em uma mesma concretagem, a mistura de tipos diferentes nem de mesmo tipo e marcas diferentes;
- não será permitido o uso de traços de meio saco ou fração, sendo os volumes correspondentes a 1 (um) saco,

os volumes mínimos a misturar de cada vez;

- quando da utilização de aditivos, poderá a Fiscalização fixar o tipo de cimento que mais se ajuste às características desse aditivo;
- o cimento será, obrigatoriamente, medido em peso, não sendo permitida sua medição em volume.

4.5.11.2.14 Agregados

- os agregados devem satisfazer à EB-4; após aprovação, serão identificados por suas características, cabendo ao laboratório, a modificação da dosagem quando um novo material aprovado tiver características diferentes do agregado inicialmente empregado;
- no caso do uso de concretos com agregados leves, estes deverão atender à EB-230;
- no caso de uso de concretos isolantes térmicos fabricados com agregados leves, estes deverão atender à EB-229;
- os agregados para os concretos bombeados deverão corresponder às curvas de peneiramento para este tipo de concreto, de acordo com a norma DIN-1045;
- o emprego de agregados miúdos artificiais, resultantes do britamento de rochas estáveis, em substituição parcial ou total dos agregados miúdos naturais é permitido, com reservas, desde que satisfeito o item 4.5.11.2.3 desta especificação;
- o emprego de agregados miúdos de granulações diferentes obriga a Empreiteira a dispor de depósitos separados e ao uso de dosagens racionais para cada tipo de agregado;
- a critério da Fiscalização, o agregado poderá ser continuamente molhado, conservando-se saturado;
- quando os agregados forem medidos em volume, as padiolas ou carrinhos, especialmente construídos, deverão trazer, na parte externa, em caracteres bem visíveis, o nome do material, o número de padioladas por saco de cimento e o traço a que se destinam;
 - as dimensões internas da boca da padiola deverão ter 350 × 450 mm; os braços deverão ser arredondados no local de pega;
- sempre que necessário, deverão ser usadas cirandas para peneiramento do agregado miúdo; a abertura da malha será fixada, em cada caso, pela Fiscalização.

4.5.11.2.15 Água

- a água destinada ao amassamento do concreto será límpida, isenta de teores prejudiciais de sais, ácidos, álcalis, óleos e substâncias orgânicas; presumem-se satisfatórias as águas potáveis; nos casos duvidosos, far-se-ão ensaios de qualidade;
- o ensaio de qualidade far-se-á em laboratório devidamente aparelhado, em amostras com o mínimo de 2 (dois) litros, recolhidas em recipientes isentos de qualquer impureza;
- a água não pode conter ácidos, álcalis, sais ou matéria orgânica acima de:
 - acidez e alcalinidade (para neutralizar uma amostra de 200 ml):
 - acidez 0,1 NaOH — normal .. 2 ml (máx.)
 - alcalinidade 0,1 HCl — normal 10 ml (máx.)
 - sólidos:
 - sólidos orgânicos 0,02% (máx.)
 - sólidos inorgânicos 0,30% (máx.)
 - anidrido sulfúrico (SO₃) 0,04% (máx.)
 - cloreto de sódio (ClNa) 0,10% (máx.)
- os cilindros de 5 × 10 cm (preparados com argamassa normal 1:3 (com água analisada), devem ser comparados com cilindros preparados com a mesma argamassa, porém com água potável, e a diferença da resistência não deve ser maior que 10% (dez por cento); não deve haver variação no tempo de pega.

4.5.11.2.16 Aditivos

- aditivos com a finalidade de modificação das condições de pega, endurecimento, resistência, trabalhabilidade, durabilidade e permeabilidade do concreto, só poderão ser usados mediante consentimento da Fiscalização;
- considera-se aditivo o material que atenda à definição contida na Especificação C-125 da ASTM;
- o uso de aditivos poderá ser exigido pela Fiscalização;
- a percentagem de aditivo no concreto será feita de acordo com as recomendações do fabricante e/ou do Laboratório indicado pela Fiscalização;

- no caso de uso de concreto com ar incorporado, além das recomendações do fabricante, deverão ser atendidas as prescrições da Especificação C-260 da ASTM;
- no caso de uso de concreto com redutor de água, retardador, acelerador, redutor de água e retardador, redutor de água e acelerador, além das recomendações do fabricante, deverão ser atendidas as prescrições da Especificação C-494 da ASTM;
- no caso de uso de concreto com cloreto de cálcio, deverão ser atendidas as prescrições da Especificação D-98 da ASTM; os métodos de amostragem e testes serão realizados de acordo com a norma D-345 da ASTM;
- os aditivos aprovados pela Fiscalização devem conter indicações precisas de marca, procedência etc., não se admitindo emprego indiscriminado, mesmo que tenham iguais efeitos. O emprego de cada aditivo, mesmo os de idêntica ação, exige aprovação em separado. A autorização de utilização de determinado aditivo será dada por marca, por quantidade em relação ao traço e para cada emprego.

4.5.11.2.17 Aço

- o aço das armaduras deverá satisfazer à Especificação EB-3;
- a resistência das emendas soldadas deverá ser, no mínimo, igual à resistência das barras antes da soldagem;
- a critério da Fiscalização, quando o meio for agressivo, poderá ser exigida uma proteção adicional com o uso de aço galvanizado;
- as barras de aço a serem galvanizadas deverão atender às Especificações A-615, A-616 e A-617 da ASTM; a escolha de qualquer um desses tipos deverá depender da capacidade de cada um atender às solicitações do ensaio de dobramento do "Concrete Reinforcing Steel Institute";
- as malhas deverão atender às Especificações A-185 e A-497 da ASTM; o aço de fabricação das malhas deverá atender às exigências das Especificações A-82 ou A-496 da ASTM.

4.5.11.3 Equipamento

- a Empreiteira deverá dispor, na obra, do equipamento necessário ao bom andamento dos serviços;
- a Empreiteira deverá manter, permanentemente, como equipamento mínimo indispensável para a execução do concreto, 1 (uma) betoneira, 2 (dois) vibradores e 1 (uma) balança em perfeito funcionamento; caso seja usado concreto pré-misturado, dispensa-se a exigência da permanência constante da betoneira e balança;
- poderão ser empregados vibradores de imersão (pervibradores), vibradores de forma ou réguas vibradoras, de acordo com a natureza dos serviços executados e desde que satisfaçam à condição de perfeito adensamento do concreto;
- a capacidade mínima da betoneira será a correspondente a 1 (um) saco de cimento;
- são permitidos todos os tipos de betoneiras, desde que tenham a capacidade mínima exigida e produzam concretos uniformes e sem segregação dos materiais;
- as betoneiras deverão possuir medidores de água que permitam introduzir, no tambor, a quantidade de água fixada, com um erro não superior a 3%;
- os silos para guarda do cimento a granel, quando utilizados, deverão possuir dispositivo de pesagem, permitindo pesar cada traço, e que não conduzam a erros superiores a 2%;
- antes do início dos serviços, a Empreiteira deverá apresentar à Fiscalização, certificado de aferição de todos os dispositivos de medição a serem utilizados na fabricação e controle tecnológico do concreto;
- o certificado deverá ser emitido por órgão oficial competente, não devendo ter decorrido prazo superior a 6 meses da data da emissão;
- a critério da Fiscalização, no decorrer dos serviços, novos certificados poderão ser solicitados à Empreiteira, que os deverá providenciar, com a máxima brevidade, sob pena de ter os trabalhos paralisados.

4.5.11.4 Formas e escoramento

- será permitido o uso de formas de madeira ou metálicas, sendo vedado o uso de formas mistas desses materiais;

- quando de madeira, será dada preferência ao uso de chapas compensadas à prova d'água (pinho naval à prova d'água); será permitido o uso de tábuas de pinho, desde que estejam em boas condições, a critério da Fiscalização;
- as formas deverão apresentar superfícies limpas, unidas, a fim de evitar a fuga da nata de cimento; formas torcidas, empenadas, amassadas, não deverão ser usadas;
- as formas deverão ser untadas com qualquer produto especialmente fabricado, a fim de facilitar a desmoldagem;
- nas peças submetidas a meios agressivos, deverá ser evitada qualquer ligação ou amarração entre as formas interna e externa; sendo impossível eliminar a ligação ou amarração, as extremidades dos tirantes e arames de fixação deverão ser corrigidas;
- a critério da Fiscalização, não será permitido o uso de pastilhas ou "caranguejos", somente de espaçadores;
- a reutilização das formas de madeira será, no máximo, em número de 6; à Fiscalização caberá decidir o número de utilização das formas metálicas;
- no cálculo das formas, a pressão lateral máxima não deverá ultrapassar os valores das tabelas a seguir relacionadas:
 - *formas das paredes*: não deverão ser usadas pressões superiores a 1,0 kg/cm² ou 150 vezes a altura de concreto na forma, prevalecendo o menor desses valores (tabela 4.4);
 - *formas das colunas*: não deverão ser usadas pressões superiores a 1,5 kg/cm² ou 150 vezes a altura de concreto fresco na forma, prevalecendo o menor desses valores (tabela 4.5);
- as formas de moldes e escoramentos deverão ser montadas com a rigidez adequada, de forma a que o erro das dimensões estruturais não seja maior que o menor dos seguintes valores: 2% da menor dimensão da peça ou 5 mm.

4.5.11.5 Armaduras

- para o caso de peças submetidas a meios agressivos, deverá ser adotado um recobrimento mínimo de 5 cm para todas as barras da armadura, principal ou não;

PROGRES- SÃO DE CONCRETA- GEM cm / h	PRESSÃO LATERAL MÁXIMA PARA A TEMPERATURA INDICADA (Kg / cm ²)					
	33°	27°	21°	16°	10°	4°
	30	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
60	0,20	0,20	0,20	0,25	0,30	0,30
90	0,25	0,25	0,30	0,30	0,35	0,45
120	0,30	0,30	0,35	0,40	0,45	0,55
150	0,35	0,40	0,40	0,45	0,55	0,65
180	0,40	0,45	0,50	0,55	0,65	0,75
210	0,45	0,50	0,55	0,60	0,75	0,85
240	0,45	0,50	0,55	0,65	0,75	0,90
270	0,50	0,50	0,60	0,65	0,80	0,95
300	0,50	0,55	0,60	0,70	0,80	1,00

TABELA 4.4

- antes do início de qualquer concretagem, as armações deverão ser examinadas para que, quando do lançamento do concreto, estejam completamente limpas;
- deve-se evitar o uso de diferentes categorias de aço num mesmo elemento estrutural.

PROGRES- SÃO DE CONCRE- TAGEM cm / h	PRESSÃO LATERAL MÁXIMA PARA A TEMPERATURA INDICADA (Kg / cm ²)					
	33°	27°	21°	16°	10°	4°
30	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20	0,20
60	0,20	0,20	0,20	0,25	0,30	0,30
90	0,25	0,25	0,30	0,30	0,35	0,45
120	0,30	0,30	0,35	0,40	0,45	0,55
150	0,35	0,40	0,40	0,45	0,55	0,65
180	0,40	0,45	0,50	0,55	0,65	0,75
210	0,45	0,50	0,55	0,60	0,75	0,85
240	0,50	0,60	0,65	0,75	0,90	1,10
300	0,60	0,65	0,70	0,80	0,95	1,20
330	0,65	0,70	0,80	0,90	1,10	1,30
360	0,70	0,75	0,85	0,95	1,15	1,40
390	0,75	0,80	0,90	1,10	1,25	1,50
420	0,80	0,85	1,00	1,10	1,30	1,50
480	0,90	0,95	1,10	1,25	1,50	
540	0,95	1,10	1,20	1,40	1,50	
600	1,10	1,20	1,35	1,50		
660	1,15	1,30	1,45	1,50	1,50	
720	1,25	1,40	1,50			
780	1,35	1,50	1,50	1,50		
840	1,45	1,50			1,50	
900	1,50	1,50	1,50	1,50		

TABELA 4.5

4.5.11.6 Amassamento do concreto

- a mistura e amassamento do concreto devem ser feitos sempre mecanicamente; o amassamento deve ser contínuo e durar o tempo necessário à homogeneização da mistura de todos os seus elementos, inclusive aditivos, não devendo, entretanto, ser inferior a 1 minuto para os concretos sem aditivo e 2 minutos para os concretos com aditivos;
- o intervalo máximo de tempo permitido entre o adicionamento da água de amassamento e o início do lançamento é de 30 minutos;
- no caso de emprego de concreto pré-misturado, este deverá atender ao que prescreve a EB-136 da ABNT, além do que dispõe a NB-1;
- deve ser mantida, junto à betoneira ou usina de concreto, a tabela de correção de água a adicionar e a quantidade de areia úmida em função do teor de umidade da areia.

4.5.11.7 Transporte

- o transporte do concreto deve ser efetuado de maneira que não haja segregação do concreto já misturado;
- podem ser utilizados, na obra, para transporte do concreto da betoneira ou ponto de descarga ao local da concretagem, todos os meios de transporte, tais como: carrinhos de mão com roda de pneu, jericos, caçambas, pás mecânicas ou outros; em hipótese nenhuma, será permitido o uso de carrinhos com roda de ferro ou borracha maciça;
- no transporte de concreto bombeado, deverá existir um dispositivo especial na saída, para evitar a segregação;
- no caso de altas temperaturas, a tubulação de recalque deverá ser coberta com sacos molhados;
- o transporte, a longas distâncias, só se admite em veículos especiais dotados de movimento capaz de manter uniforme o concreto misturado; em casos especiais, a critério da Fiscalização, poderá ser permitido, para pequenas distâncias e para os concretos "magros", o emprego de caminhões basculantes.

4.5.11.8 Concretagem

- os processos de lançamento do concreto deverão ser determinados de acordo com a natureza da obra, cabendo à

Fiscalização modificar ou impedir o processo em que resulte segregação dos materiais;

- não é permitido o lançamento de concreto de altura superior a 2 (dois) m, sem o emprego de calhas apropriadas, a fim de impedir a segregação;
- caberá à Fiscalização decidir da continuidade ou não de uma concretagem, quando ocorrer chuvas;
- não é permitido o uso de concreto remisturado;
- durante e imediatamente após o lançamento, o concreto deverá ser vibrado, tomando-se cuidado para que não haja segregação dos materiais;
- nos lugares sujeitos à penetração de água, deverão ser tomadas providências para que o concreto seja lançado sem que haja água no local e ainda que, quando fresco, não possa ser lavado pela água de infiltração;
- as juntas de concretagem deverão permitir perfeita aderência do concreto novo com o já endurecido; para isso deverão ser deixados redentes ou barras cravadas no concreto mais velho;
- a critério da Fiscalização, poderão ser usados adesivos estruturais (colas) à base de resina Epoxy, que garantam a aderência necessária e/ou apicoamento manual ou mecânico;
- juntas especiais, com entalhes pré-determinados, poderão ser previstas no projeto; neste caso, obrigatoriamente, far-se-á uso de adesivos estruturais à base de resina Epoxy;
- antes de iniciar-se a concretagem, a junta e o local de assentamento da estrutura deverão ser perfeitamente limpos, devendo esta limpeza ser feita com água sob pressão e/ou ar comprimido;
- o intervalo máximo de tempo permitido entre o início e o fim de lançamento é de 30 minutos, para cada traço;
- salvo consentimento expresso da Fiscalização, não será permitida a concretagem em horas noturnas, isto é, no período de 18:00 h às 6:00 h do dia seguinte;
- a concretagem deverá seguir rigorosamente o plano de concretagem previsto no projeto;
- a concretagem das galerias deverá ser contínua. É admitida esta continuidade, quando decorrer um máximo de 24 h sucessivas entre os dois inícios das duas fases da concretagem;

- a 1.ª fase constará da concretagem da laje de fundo em conjunto com a parte inferior das paredes laterais, numa altura não inferior a 1/3 da altura da parede;
- a junção da laje de fundo com a parede deverá ser biselada, tendo o bisel a forma de triângulo-retângulo isósceles, onde os catetos deverão ter dimensões correspondentes a 5 cm ou 5% da espessura da parede da galeria, prevalecendo sempre o maior dos dois valores;
- a critério da Fiscalização, poderá ser dispensado o bisel, quando a espessura da parede da galeria for superior a 20 cm;
- a 2.ª fase constará da concretagem do restante das paredes mais a laje de cobertura;
- após a retirada das formas, será exibido à Fiscalização, para exame, o elemento concretado;
- somente após este controle, poderá a Empreiteira proceder à reparação de eventuais lesões ("ninhos de abelha", vazios e demais imperfeições) e à remoção das rugosidades, estas no caso de concreto aparente, a fim de que as superfícies externas e as internas venham a se apresentar perfeitamente lisas;
- a Fiscalização procederá, posteriormente, a um segundo exame final;
- eventuais imperfeições do concreto deverão ser corrigidas da seguinte maneira:
 - a) desbastar, com um ponteiro, a parte "podre" do concreto, deixando-se uma superfície áspera e limpa;
 - b) preencher o vazio com argamassa de cimento e areia no traço 1:3, usando-se adesivo estrutural à base de resina Epoxy. No caso de incorreções grandes, substituir-se-á a argamassa por concreto no traço 1:1:2;
 - c) quando houver umidade e/ou infiltração, o adesivo estrutural deverá ser substituído por impermeabilizante de pega rápido;
- as instruções contidas no item anterior não implicam, de pleno direito, em tolerância ou obrigação alguma por parte da Fiscalização, no tocante ao aparecimento de lesões ou imperfeições no concreto, irregularidades estas que não serão admitidas se:
 - a) em grande número, a juízo da Fiscalização;

- b) originadas por deficiências ou defeitos sistemáticos nos serviços de execução, ou ainda por negligência ou incúria do pessoal encarregado das obras, dando pois, nesses casos, lugar à imediata demolição e reconstrução, pela Empreiteira, das partes defeituosas, tantas vezes quantas forem necessárias;
- fica claro e estabelecido que os conceitos de áspero, limpo, grande, úmido e infiltração ficam a critério da Fiscalização;
 - não será, em hipótese alguma, procedida a concretagem de elemento estrutural sem a presença real, no local, durante todas as operações, do Engenheiro condutor da obra;
 - a Empreiteira informará, com oportuna antecedência, à Fiscalização e ao Laboratório encarregado do controle tecnológico, do dia e hora do início das operações de concretagem estrutural, do tempo previsto para sua execução e dos elementos objetos da concretagem;
 - no caso do uso de agregados leves, cuidados especiais deverão ser tomados, devido ao baixo peso específico do agregado, com tendências a flutuar.

4.5.11.9 Cura

- qualquer que seja o processo empregado para a cura do concreto, a aplicação deverá iniciar-se tão logo tenha o concreto terminado a pega;
- o processo de cura iniciado imediatamente após o fim da pega do concreto, deverá continuar por um período mínimo de 7 dias;
- quando o processo de cura for o de uma camada de serragem, de areia ou qualquer outro material terroso mantida permanentemente molhada, esta camada deverá ter, no mínimo, 5 cm;
- quando o processo de cura adotado for a aplicação de membrana líquida formando compostos, deverá ser atendida a Especificação C-309 da ASTM, além das recomendações do fabricante;
- quando o processo de cura adotado for a aplicação de materiais em lâmina, deverá ser atendida a Especificação C-171 da ASTM, além das recomendações do fabricante;

- quando o processo de cura adotado for a aplicação de vapor d'água, a temperatura deverá ser mantida entre 38°C e 66°C por um período aproximado de 72 h;
- a critério da Fiscalização, poderão ser aplicados testes para determinação da eficiência de retenção de água para a cura do concreto, de acordo com o método C-156 da ASTM.

4.5.11.10 Cuidados especiais

- cuidados especiais deverão ser tomados, pela Empreiteira, para que a obra não sofra a influência de agentes atmosféricos ou quaisquer outros que possam vir a danificá-la. Essas medidas serão fixadas, em cada caso, pela Fiscalização;
- em havendo necessidade de pintura do concreto para a proteção contra agentes agressivos, deverão ser usadas tintas especiais à base de resina Epoxy.

4.5.11.11 Característica, dosagem, controle

- as características, dosagem e controle do concreto, deverão atender às prescrições da NB-1;
- o concreto deverá ser dosado racionalmente por laboratório da Fiscalização ou indicado por ela, de maneira tal que se obtenha, com os materiais disponíveis, um concreto que satisfaça às exigências da Especificação;
- todas as dosagens de concreto deverão ser caracterizadas pelos seguintes elementos mínimos:
 - a) a tensão média de rutura do concreto à compressão σ_{c28} ;
 - b) diâmetro máximo do agregado;
 - c) consistência (medida pelo abatimento do tronco de cone de acordo com o método MB-256);
 - d) composição granulométrica;
 - e) consumo de cimento por m³ de concreto;
 - f) aditivos (natureza, finalidade, proporção);
 - g) fator água-cimento (A/C);
- nas peças sujeitas a meios agressivos, o consumo mínimo de cimento será de 350 kg/m³, não devendo, entretanto, exceder de 400 kg/m³; o fator A/C não deverá ser superior a 0,50;

- para os concretos bombeados, o consumo mínimo de cimento será de 300 kg/m³;
- mesmo nos casos em que, por exigências da obra, seja especificado o consumo de cimento, deverá ser determinada, também, a resistência média determinada segundo a NB-1;
- o dono da obra fornecerá, a pedido da Empreiteira, um certificado de padrão de qualidade do concreto das obras controladas por laboratório indicado por aquele;
- a Empreiteira que já tenha executado obras para o dono da obra, poderá solicitar a redução do coeficiente de segurança da dosagem, desde que os concretos produzidos em obras já executadas apresentem alto padrão de qualidade (coeficiente de variação de concreto inferior a 15%);
- quando a Empreiteira não possuir certificado de padrão de qualidade fornecido pelos donos de obras já executadas, poderão ser aceitos certificados oficiais ou particulares, a critério da Fiscalização;
- o controle da resistência do concreto será feito de acordo com os métodos MB-2 e MB-3 da ABNT; a Fiscalização romperá, pelo menos, dois corpos de prova para cada uma das seguintes idades: 3, 7 e 28 dias; a relação das resistências do concreto em apreço para essas idades será dada pelas fórmulas:
 - a) cimento portland comum (EB-1)

$$\sigma_{c7} = 1,08 (34,66 + \sigma_{c3})$$

$$\sigma_{c28} = 1,33 (81,69 + \sigma_{c3})$$

$$\sigma_{c28} = 1,23 (45,33 + \sigma_{c7})$$
 - b) cimento portland de alto forno (EB-208)

$$\sigma_{c7} = 1,10 (24,55 + \sigma_{c3})$$

$$\sigma_{c28} = 1,03 (92,53 + \sigma_{c3})$$

$$\sigma_{c28} = 0,94 (65,53 + \sigma_{c7})$$
- de comum acordo entre Fiscalização e Empreiteira, novas relações poderão ser estudadas e aplicadas;
- poderão ser realizados ensaios não destrutivos, por métodos aprovados pelo laboratório da Fiscalização ou de laboratório por ela indicado, sem prejuízo do controle feito de acordo com os métodos MB-2 e MB-3 da ABNT;
- sendo utilizado o ensaio esclerométrico, do índice obtido na leitura-obra dever-se-á abater 20% para se obter o

índice-laboratório, que indicará a tensão média de ruptura do concreto à compressão;

- sendo utilizados ensaios sônicos e ultra-sônicos, as correlações a serem aplicadas serão determinadas pela Fiscalização, para cada caso em estudo;
- a emissão de certificados dos ensaios não destrutivos deverá atender às diretrizes da NB-189, com a terminologia básica da TB-71;
- o controle estatístico da resistência à compressão simples dos concretos empregados, efetuados pela Fiscalização, servirá para a classificação do padrão de qualidade dos concretos da Empreiteira.

4.5.11.12 Avaliação dos resultados dos ensaios

- a avaliação dos resultados dos ensaios é feita pela comparação com os valores estabelecidos pelas Normas e Especificações citadas nesta especificação;
- a critério da Fiscalização, testes não citados poderão ser realizados para perfeita caracterização do material a ser usado ou verificação da qualidade do produto acabado.

4.5.11.13 Análise estatística dos resultados dos ensaios de compressão

- o tratamento estatístico dos resultados dos ensaios de compressão deverá ser feito de acordo com o método ACI-214 do "American Concrete Institute".

4.6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE — Manual of Concrete Practice, part 3, Detroit, USA, 1972.
- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION — Concrete Sanitary Sewer Pipe Survey, USA.
- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION — D — Load Design and Tests of Concrete Pipe, Chicago, 1957.
- AMERCOAT CORPORATION — Catálogos.
- ANDRADE, Ruben Dufles — Corrosão de Conduitos de Concreto para Esgotos: Causa e Remédios, IPT, São Paulo, 1972.
- ARMCO INDUSTRIAL E COMERCIAL S.A. — Catálogos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — Normas e Especificações.

- BARBITT, Haroldo E.; DOLAND, James J. & CLEASBY, John L. — Abastecimento de Água, Editora Edgard Blucher Ltda., São Paulo, 1967.
- BARBOSA, Regina de Castro — Ensaio Não-Destrutivo em Tubos Cerâmicos, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1967.
- BARBOSA, Regina de Castro — Método Não-Destrutivo para Seleção de Tubos de Concreto, IPR, Rio de Janeiro, 1966.
- BOTAFOGO, Lutz de Souza; COSTA, Paulo da & NINA, Eduardo Della — Especificações Gerais para Assentamento de Coletores, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1964.
- CAPUTO, Homero Pinto — Mecânica dos Solos e suas Aplicações, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1969.
- CARVALHO, Manoel de Araújo — Construções de Madeira, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1968.
- COMPANHIA HANSEN INDUSTRIAL. — Catálogos.
- COMPANHIA FERRO BRASILEIRO S.A. — Catálogos.
- COSTA, Fernando Vasco — Estacas para Fundações, Livraria Luso-Espanhola e Brasileira, São Paulo, 1956.
- DRUCKER, César; OLIVEIRA, Roberto Gomes; SA, Sidney Rosas; IGNACIO, Joaquim; LYRIO, José Luiz Galvão de Oliveira; NINA, Adhemar Della; FERREIRA, Hélio Dias; PONTES, Pedro José; COSTA, Walter Pinto & PINHO, Rubens Pereira — Construção de Redes de Esgotos Sanitários, CETESB, São Paulo, 1970.
- DU PONT — Juntas de Canos de Esgotos de Concreto Obturados com Neoprene, Suica.
- ETERNIT DO BRASIL CIMENTO-AMIANTO S.A. — Catálogos.
- ESTACAS METÁLICAS GANHAM TERRENO — Revista "O Dirigente Construtor", São Paulo, 34:41-44:46, abril 1969.
- LARA FILHO, Expedito Helvédo & DIAS, Carlos Alberto Lima — Guia de Instalação Polyarm, POLYARM, Rio de Janeiro, 1972.
- GUERRIN, A. — Traité de Beton Armé, DUNOD, Paris, 1970.
- INSTITUTO DE ENGENHARIA SANITARIA — Corrosão e Proteção Anticorrosiva Aplicada à Condução de Água e Esgoto, SURSAN, Rio de Janeiro, 1972.

- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS — Tabela de Resultados Obtidos para Algumas Madeiras Nacionais, São Paulo, 1937.
- INTERPACE — INTERNATIONAL PIPE & CERAMICS CORPORATION — Catálogo.
- KESSLER, NOTH, DIETZ & SNOW — The Effect of Sewerage on Sewers Pipe, ACPA, USA.
- MARTELETES TAMBÉM CRAVAM ESTACAS — Revista "O Dirigente Construtor", São Paulo, 43-46, novembro de 1971.
- MARTINS, Antonio & FERNANDES, Carlos Costa — Sistema Adutor Metropolitano — SAM — Sistema de Proteção Contra Corrosão, COMASP, São Paulo, 1971.
- MIXON, William A. — Abastecimento de Água, USAID, Rio de Janeiro, 1966.
- MOTTA, Adylson Coutinho Seroa da — Apostilas da Escola de Engenharia, Rio de Janeiro.
- MUNGER, C. C. — Sewer Corrosion and Protective Coatings, Amercoat Corporation, USA.
- NINA, Adhemar Della — Caderno de Encargos, CCCPMM, Rio de Janeiro, 1973.
- NINA, Adhemar Della — Especificações, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1967.
- NINA, Eduardo Della — Construção de Redes Urbanas de Esgotos, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1966.
- NUNES, A. J. da Costa — As Fundações em Estacas e as Tendências Normativas Nacionais (Separata do Clube de Engenharia, agosto, 1949), Estacas Frankl Ltda., Publicações Técnicas.
- PETRUCCI, Eládio G. — Concreto de Cimento Portland, Editora Globo S.A., Porto Alegre, 1971.
- POLLUTION CONTROL FEDERATION — Manuals of Engineering Practice, n.º 37, USA, 1950.
- POLYARM S.A. — Catálogo.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION — Concrete Pipe Irrigation Systems, Chicago, 1960.
- PROCEDES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION — Catálogo.
- ROAD RESEARCH LABORATORY, INGLATERRA — Mecânica dos Solos para Engenheiros Rodoviários, 1957.
- S.A. TUBOS BRASIL — Catálogos.

- SELLNER, E. P. — Concrete Pipe for Sanitary Sewers, ACPA, Chicago, 1959.
- SEMERARO, José — Identificação de Molusco Responsável por Perfurações em Tubo Plástico de Abastecimento d'Água, IES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1971.
- SIKA S.A. — Manual Técnico e Catálogos.
- TERZAGHI, Karl & PECK, Ralph B. — Mecânica dos Solos, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1962.
- TRIVELATO S.A. — Catálogo.

Capítulo 5

ESTRUTURAS ACESSÓRIAS

5.1 APRECIÇÃO GERAL

O valor de uma rede coletora de esgotos é medido pelos serviços que ela presta e, para isto, certas estruturas acessórias são necessárias; estas incluem entradas e saídas para os esgotos sanitários normais e despejos industriais, estações elevatórias etc.

Trataremos especificamente de três estruturas acessórias: poços de visita, tubos e poços de queda e sifões invertidos.

5.2 POÇOS DE VISITA

A mais comum das estruturas acessórias é o poço de visita (PV) que permite a entrada de homens e equipamentos para a manutenção da rede.

A localização dos PV* se faz sempre:

- na cabeceira do coletor;
- na junção de dois ou mais coletores;
- nos pontos onde ocorra mudança de direção em planta ou perfil;
- nas mudanças de diâmetro;
- nas mudanças de tipo de canalização;
- para dividir a extensão do coletor; quando se usa limpeza mecânica, podemos espaçá-los até 120 m; para as limpezas manuais, é conveniente um espaçamento de 50 a 60 m;
- nas extremidades dos sifões invertidos.

Os PVs geralmente são constituídos de duas partes: a "câmara de trabalho" (vulgarmente denominada "balão"), cujas dimensões mínimas devem permitir a inscrição de um círculo de 1,10 m de diâmetro e a "câmara de acesso" ou "chaminé de entrada" (vulgarmente denominada "pescoço"), cujas dimensões mínimas devem permitir a inscrição de um círculo de 0,60 m de diâmetro; o fechamento do PV é feito por um tampão de ferro fundido.

O PV deverá ter um embasamento de concreto no traço 1:3:5 em volume, com 0,20 m de espessura mínima tendo, em planta, uma saliência de 0,15 m em relação à face externa das paredes; esse embasamento deverá repousar em terreno firme ou devidamente consolidado; de preferência, deverão ser fundidos com o tubo no local, para que haja perfeita aderência entre ambos (fig. 5.1).



Fig. 5.1 — Detalhes das "almofadas".

As calhas deverão ser construídas em perfeita concordância com as linhas dos coletores (fig. 5.2).

Para a descida ao fundo do PV, deverão ser implantados, na parede, durante a construção, degraus de ferro fundido, distanciados entre si, verticalmente, no máximo 30 cm, em duas colunas e intercaladamente.

As paredes internas deverão levar, no mínimo, duas demãos de pintura com nata de cimento.

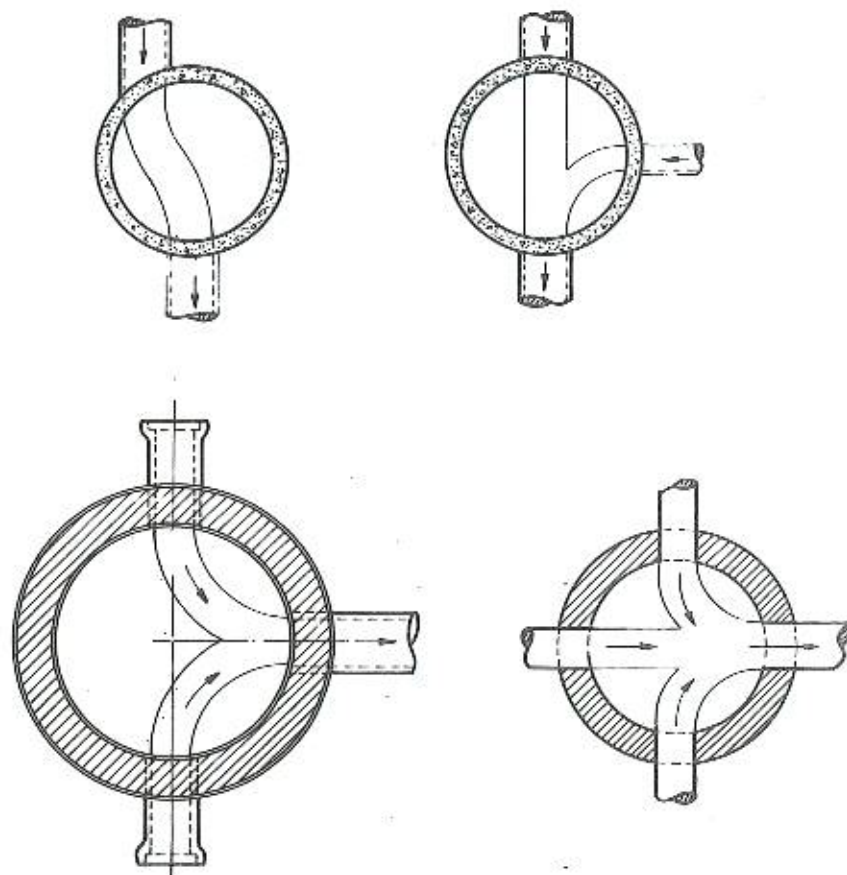


Fig. 5.2 — Concordância em calhas.

5.2.1 Poços de anéis pré-fabricados de concreto

São usados nos coletores até 400 mm de diâmetro interno nominal, inclusive; alguns tipos são utilizados, sendo o modelo (a) da figura 5.3 o mais difundido.

A câmara de trabalho será formada por anéis de concreto armado de diâmetro interno nominal de 1,10 m.

Acima do último anel será colocada, nos poços tipo (a), uma laje de redução com abertura excêntrica de 60 cm de diâ-

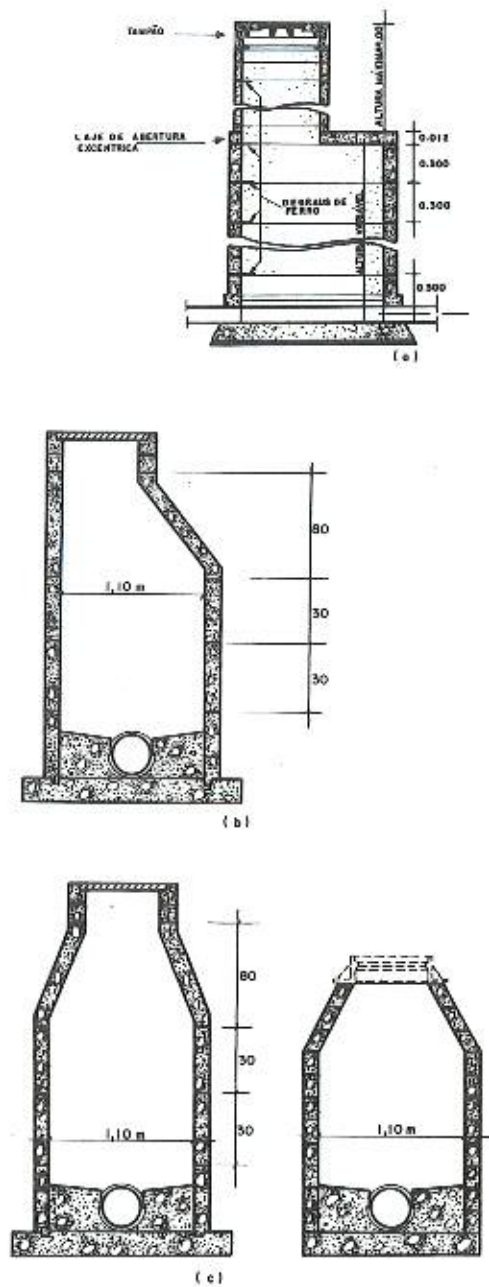


Fig. 5.3 — Tipos de poços de visita.

metro (vulgarmente denominada "capoeira") e disposta de modo que o centro da abertura excêntrica fique localizado sobre o eixo do coletor (fig. 5.4).

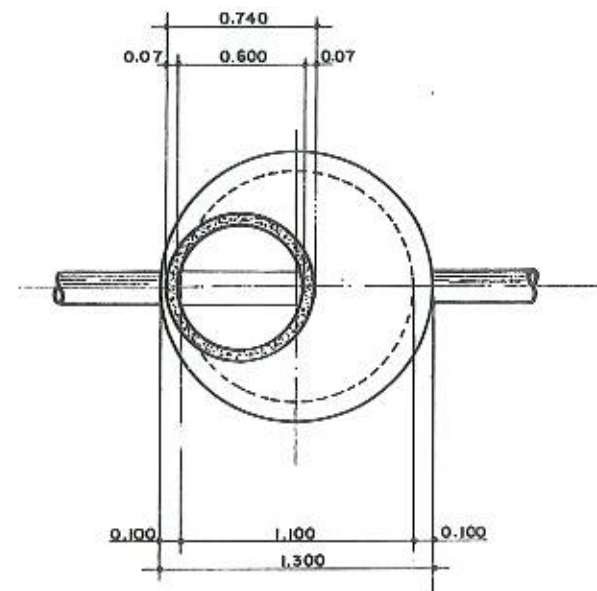


Fig. 5.4 — Posição da capoeira em relação ao eixo do coletor.

Nos poços tipo (b), a capoeira é substituída por um anel de redução com abertura excêntrica e nos tipo (c), por um anel de redução normal.

Acima da abertura reduzida será construído o pescoço, composto de anéis pré-fabricados de concreto armado de 0,60 m de diâmetro; sobre o último anel será instalado um tampão de ferro fundido.

Os poços com profundidade até 1,00 m serão inteiramente construídos com anéis de concreto de 0,60 m de diâmetro interno.

Os poços com profundidade entre 1,01 m e 1,80 m serão construídos com anéis de concreto de diâmetro interno de 1,10

m e sem pescoço; neste caso, é conveniente reforçar a capoeira com uma laje de concreto armado moldada "in loco".

Os poços com profundidades acima de 1,81 m terão o pescoço com altura máxima de 1,00 m.



Fig. 5.5-A — Escavação para construção do PV, observando-se a existência de degrau.



Fig. 5.5-B — Embasamento do fundo do PV com concreto magro traço 1:3:5.



Fig. 5.5-C — Assentamento do 1.º anel e concretagem das almofadas.



Fig. 5.5-D — Assentamento do 3.º anel, almofadas prontas e degraus de ferro fundido.



Fig. 5.5-E — Assentamento do 4.º anel, arremate da ponta do tubo de chegada, degraus de ferro fundido.



Fig. 5.5-F — Posicionamento da laje de redução com abertura excêntrica (capoeira).



Fig. 5.5-G — Capoeira e câmara de acesso (pescoço).



Fig. 5.5-H — Posicionamento do tampão de F.F. tipo MD, aparecendo as "chaves" de abrir tampão.

A seqüência da figura 5.5 apresenta as fases de construção de um poço de visita de anéis pré-fabricados.

5.2.2 Poços de concreto armado fundidos no local

Serão usados para galerias de diâmetro superior a 400 mm e deverão ter as dimensões mínimas indicadas na fig. 5.6.

Suas paredes e calhas deverão ser revestidas com argamassa de cimento e areia no traço 1:3 em volume, alisada à colher.

O concreto deverá satisfazer às especificações constantes do capítulo 4.

Além de 1,80 m acima da geratriz superior interna do tubo, poderá o concreto armado ser substituído por anéis pré-fabricados com 1,10 m de diâmetro interno, até atingir 1,00 m abaixo da superfície do terreno, onde terá início o pescoço, caso haja folga para este.

Na transposição da parte concretada no local para os anéis pré-moldados, é importante que o primeiro anel a ser colocado não sirva de forma para o concreto da laje, mas sim que seja assente sobre ela (fig. 5.7).

Todas as demais exigências são as descritas para os poços de anéis pré-fabricados.

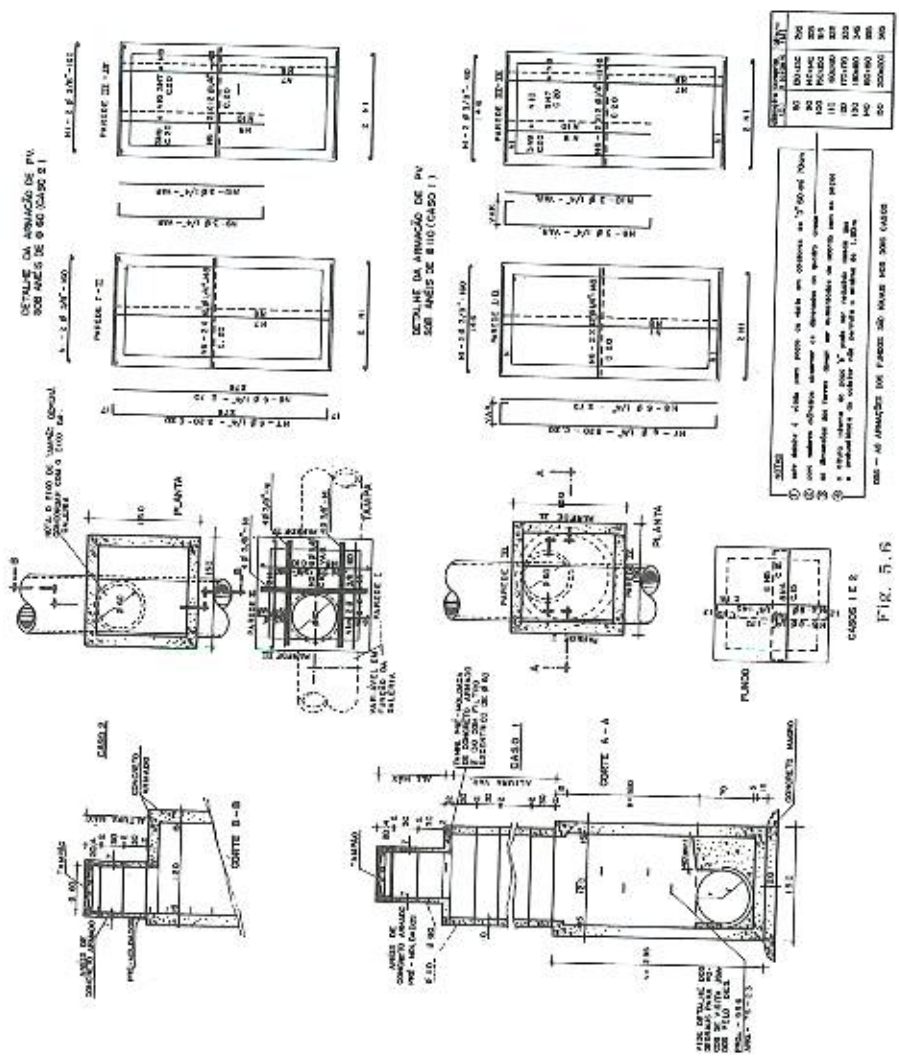


FIG. 5.15

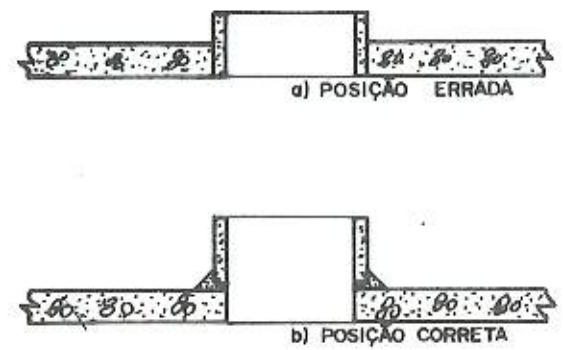


Fig. 5.7 — Posição do primeiro anel.



Fig. 5.8-A — Armadura.



Fig. 5.8-B — Concretagem da câmara de trabalho.



Fig. 5.8-C — Concordância da calha.



Fig. 5.8-D — Poço completado com anéis pré-moldados.

As figuras 5.8 apresentam alguns aspectos da construção de PV^s fundidos no local.

5.2.3 Poços de alvenaria

Serão executados com blocos maciços de concreto ou com tijolos maciços de barro cozido; serão usados em casos especiais, nos coletores até 400 mm de diâmetro, inclusive. A argamassa a ser usada no assentamento dos blocos ou tijolos será de cimento e areia no traço 1:3.

As faces internas das paredes e do fundo deverão ser revestidas com argamassa de cimento e areia no traço 1:3 em volume, alisado à colher; a espessura das paredes, "em osso", deverá ser no mínimo de 0,20 m.

Externamente, as paredes deverão ser integralmente chapiscadas com argamassa de cimento e areia no traço 1:3.

Na parte superior da alvenaria será fundida uma laje de concreto armado com um mínimo de 0,12 m de espessura e com uma abertura excêntrica e circular, com 0,60 m de diâmetro, que constituirá o início da chaminé (fig. 5.9), sendo todas as demais exigências, as descritas para os poços de anéis pré-fabricados e fundidos no local.

5.2.4 Elementos constitutivos dos poços

5.2.4.1 Anéis pré-fabricados de concreto

A especificação ES-1 da CEDAE fixa os característicos mínimos exigidos no recebimento de anéis pré-fabricados de concreto armado, de seção circular.

As dimensões e tolerâncias deverão obedecer aos limites da tabela 5.1.

Para cada lote de 40 a 80 unidades será retirada uma amostra representativa, constituída de dois anéis, que será submetida aos ensaios de:

- *compressão diametral*: o anel será assente, paralelamente ao seu eixo, sobre apoios planos e horizontais, constituídos de sarrafos de madeira de comprimento mínimo igual à altura do anel, fixados a uma base e distantes entre si de:

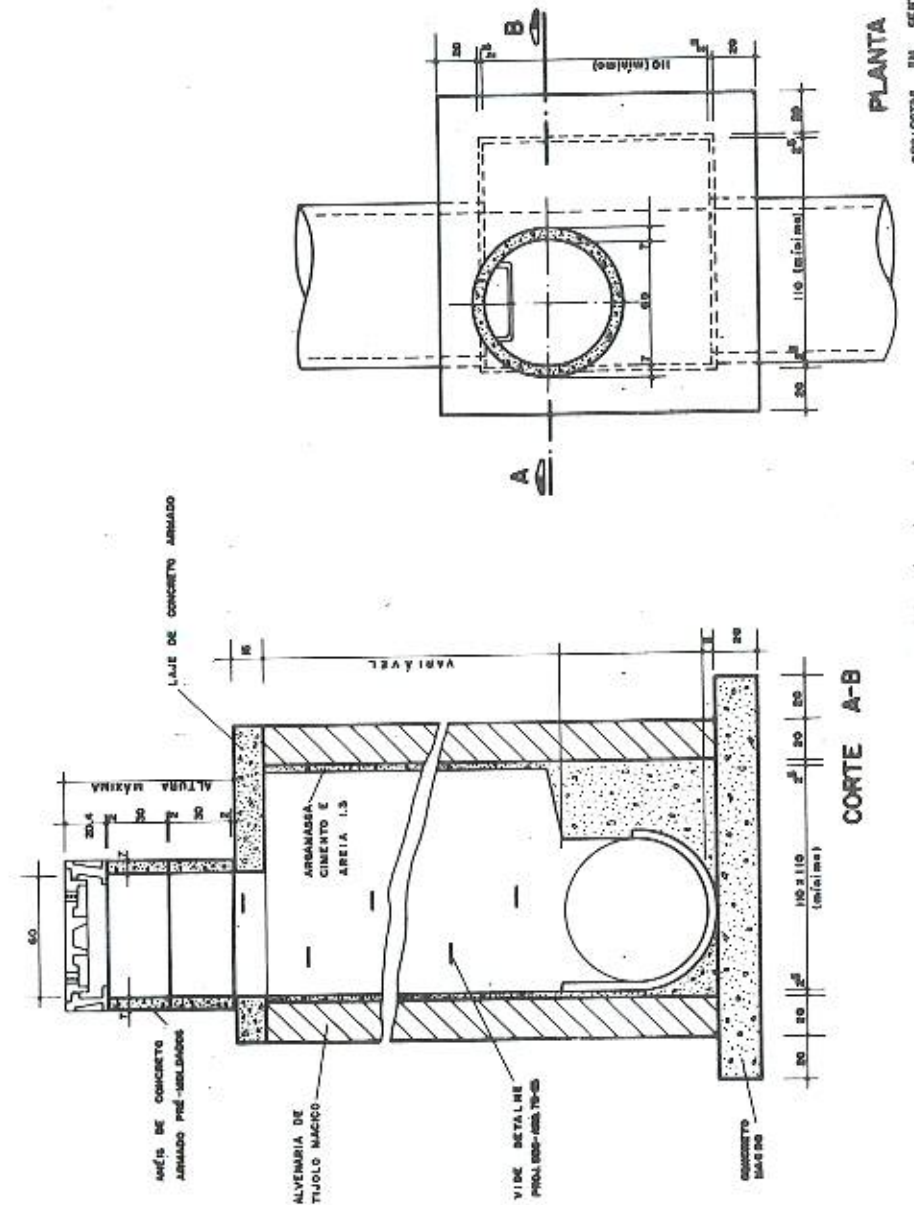


Fig. 5.9 — Poço de visita de alvenaria.

- 60 mm para os anéis de 600 mm de diâmetro interno e 110 mm para os anéis de 1.100 mm de diâmetro interno.

Aplicada carga sobre uma viga reta, de comprimento mínimo igual à altura do anel, assente sobre a geratriz superior (fig. 5.10), a resistência à compressão diametral, média dos resultados obtidos para os corpos de prova representativos de um mesmo lote, deverá ter carga de ruptura mínima igual às constanes da tabela 5.2 e carga de trinca mínima igual a 2/3 da carga de ruptura; nenhum anel deverá romper em carga inferior a 90% das cargas fixadas;

Tipo	Diâmetro (mm)		Altura (mm)	
	Nominal	Variação	Nominal	Variação
M	1100		400	
			300	
N	600	± 0,5%	400	± 1,0%
			300	
P	600		150	
Q	600		75	

TABELA 5.1 — Dimensões dos anéis pré-fabricados

- *absorção*: o número de corpos de prova (aproximadamente quadrados e com cerca de 11 cm de lado) será de dois para cada anel sendo que, individualmente, nenhum corpo de prova deverá apresentar absorção superior a 8,8% do peso seco; a absorção, média dos resultados obtidos para os anéis, não deverá ultrapassar 8,0% do peso seco.

5.2.4.2 Laje de redução com abertura excêntrica

A especificação ES-3 da CEDAE fixa os característicos mínimos exigíveis no recebimento de "capoeiras" pré-fabricadas de concreto armado.

As dimensões e tolerâncias obedecerão aos limites indicados na figura 5.11.

Para cada lote de 30 a 60 unidades será retirada uma amostra representativa (constituída por duas capoeiras) que será submetida aos ensaios de:

- *compressão*: a capoeira será assente, pela sua face inferior, sobre um anel (construído de qualquer material que não esmague sob a ação dos esforços aplicados) com diâ-

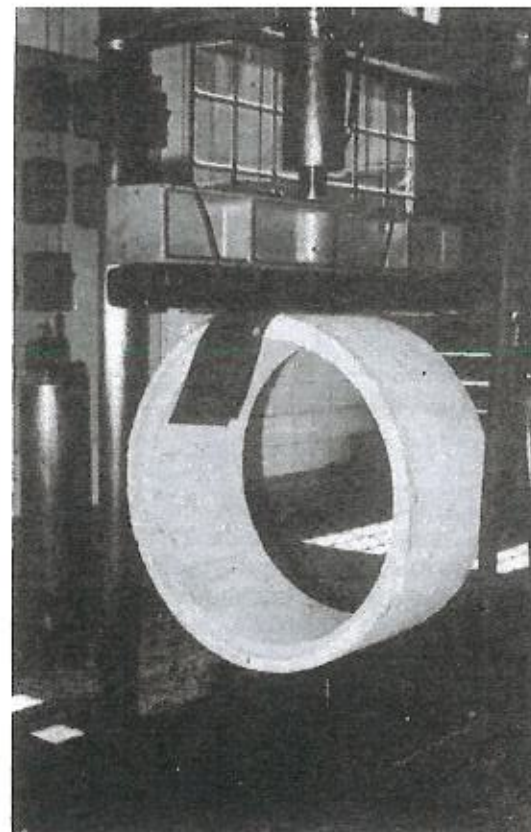


Fig. 5.10 — Ensaio de compressão.

metro interno de 110 cm e externo de 130 cm; coloca-se sobre o eixo que liga o centro da abertura excêntrica ao centro da circunferência externa, entre o apoio e a abertura excêntrica, um cutelo de madeira de seção retangular de largura igual a 80 cm, comprimento mínimo igual à distância entre o apoio e a abertura excêntrica e de altura tal que não se deforme sob a ação da carga (fig. 5.12).

Aplicada a carga no meio da distância entre o apoio e a abertura excêntrica, a resistência à compressão, média dos resultados obtidos para os corpos de prova representativos de um mesmo lote, deverá ter carga de rutura mínima de 4.700 kg e a carga de trinca mínima igual a 3.200 kg; nenhuma capoeira deverá romper com carga inferior a 90% das cargas fixadas;

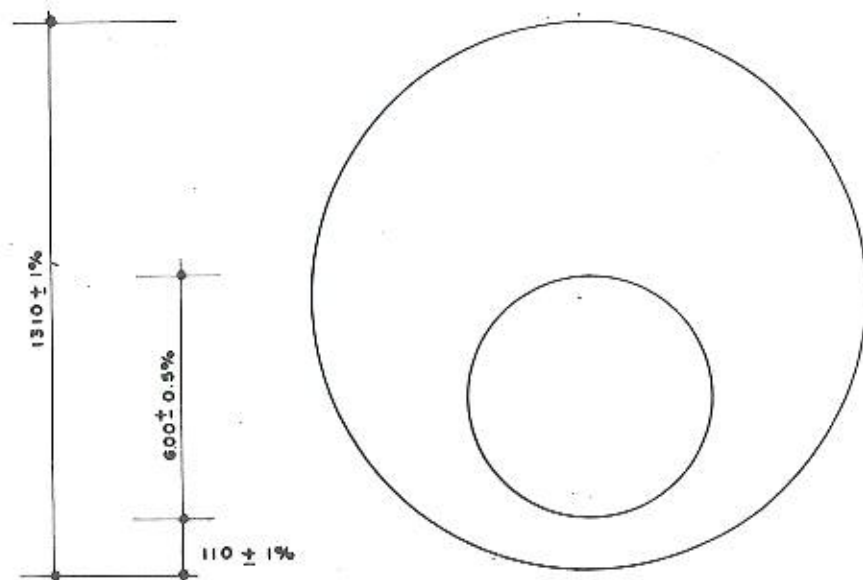
Tipo	Resistência à rutura (kg/m)
M	4000
N	2500
P	2000
Q	2000

TABELA 5.2 — Carga resistente dos anéis pré-moldados

— *absorção:* o número de corpos de prova (aproximadamente quadrados e com cerca de 11 cm de lado) será de dois para cada anel sendo que, individualmente, nenhum corpo de prova deverá apresentar absorção superior a 8,8% do peso seco; a absorção, média dos resultados obtidos para as capoeiras, não deverá ultrapassar 8,0% do peso seco.

5.2.4.3 Anel de redução

Os anéis de redução excêntricos deverão satisfazer aos detalhes da figura 5.13; os normais serão adaptados da figura acima.



DIMENSÕES PARA AS CAPOEIRAS

Fig. 5.11 — Dimensões para as capoeiras.

5.2.4.4 Tampões de ferro fundido

São usados normalmente dois tipos de tampões: pesado (PS), aplicado nos locais onde haja trânsito de veículos (caixas de rua, entrada de veículos etc.) e médio (MD), onde não haja trânsito de veículos (passeios).



Fig. 5.12 — Ensaio de compressão nas capoeiras.

A especificação ES-9 da CEDAE fixa os característicos mínimos exigíveis no recebimento de tampões de ferro fundido que, entre outras exigências, devem obedecer ao seguinte:

- ser fabricados em ferro fundido cinzento do tipo 30-FF de acordo com a EB-126;
- apresentar os seguintes pesos, em quilogramas, admitindo-se uma tolerância de 5% para menos (tabela 5.3);

Tipo	Caixilho	Tampa
MD	63	66
PS	146	105

TABELA 5.3 — Pesos dos tampões

- as dimensões e inscrições deverão obedecer às figuras 5.14.

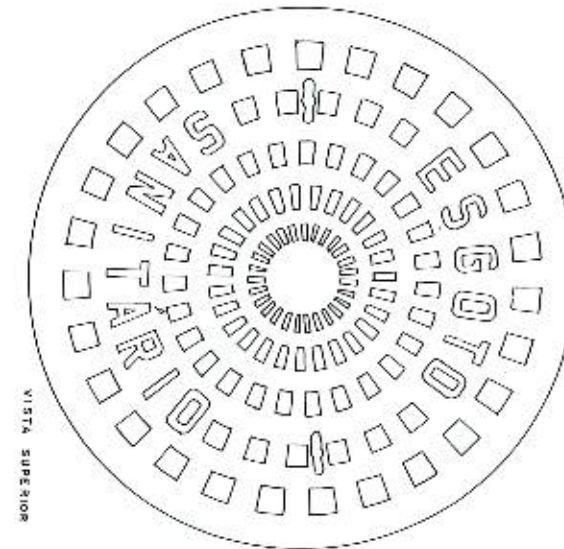
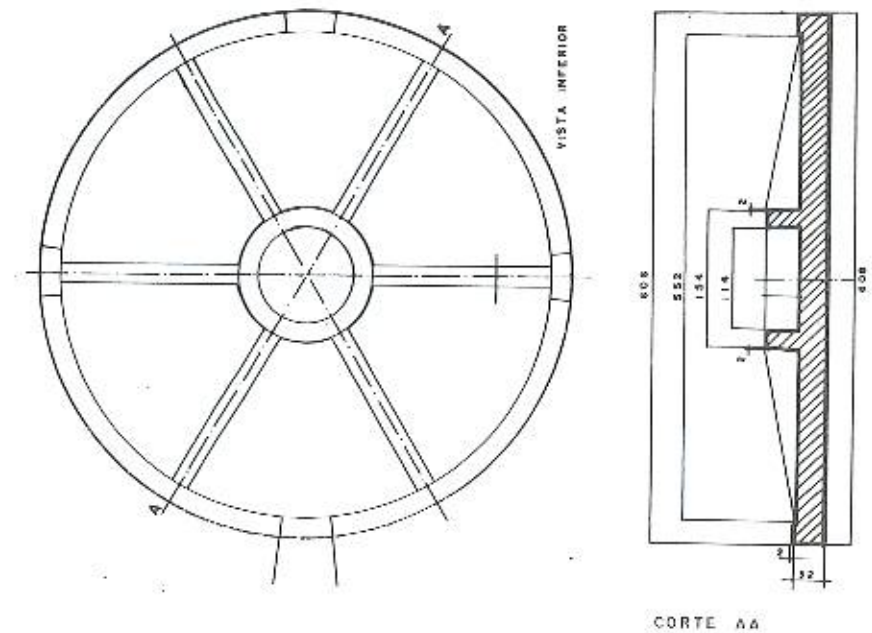


Fig. 5.14-A — Tampão médio (tipo MD), planta e corte.

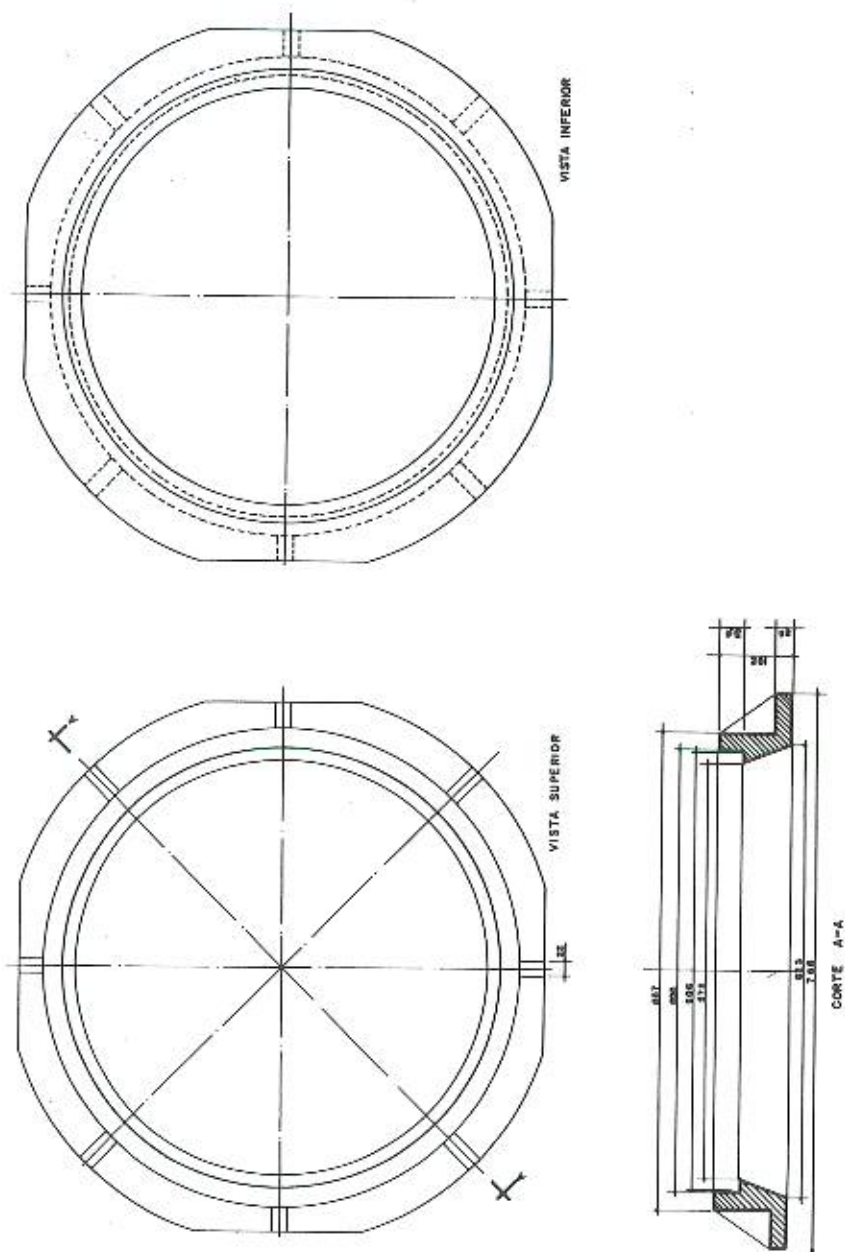


FIG. 5.14 -B— Tampão médio (tipo MD), caixilho.

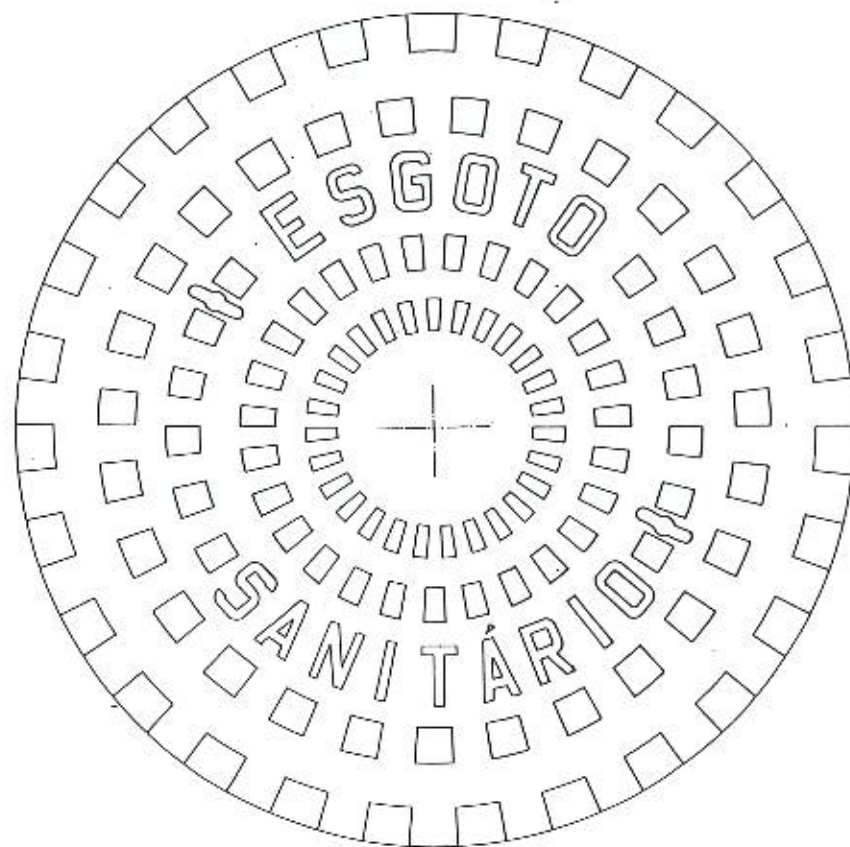


Fig. 5.14-C — Tampão pesado (tipo PS), planta.

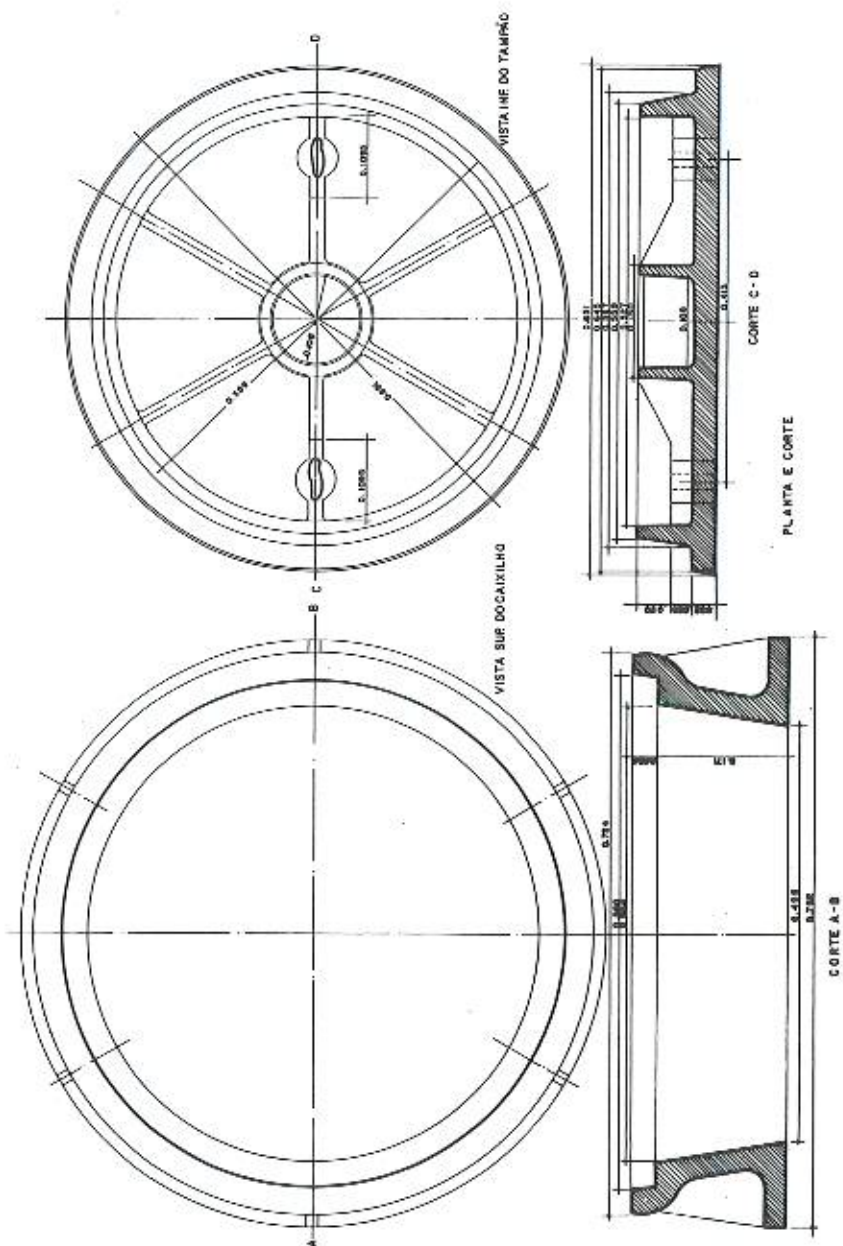


Fig. 5.14-D — Tampão pesado (tipo PS), planta e corte.

5.2.4.5 Degraus de ferro fundido

A especificação ES-12 da CEDAE fixa os característicos mínimos exigíveis no recebimento de degraus de ferro fundido, assim como estabelece seu uso:

- *degrau n.º 1*: na câmara de trabalho dos poços de visita feitos com anéis pré-fabricados de concreto armado;
- *degrau n.º 2*: na câmara de acesso (chaminé de entrada) dos poços de visita feitos com anéis pré-fabricados de concreto armado;

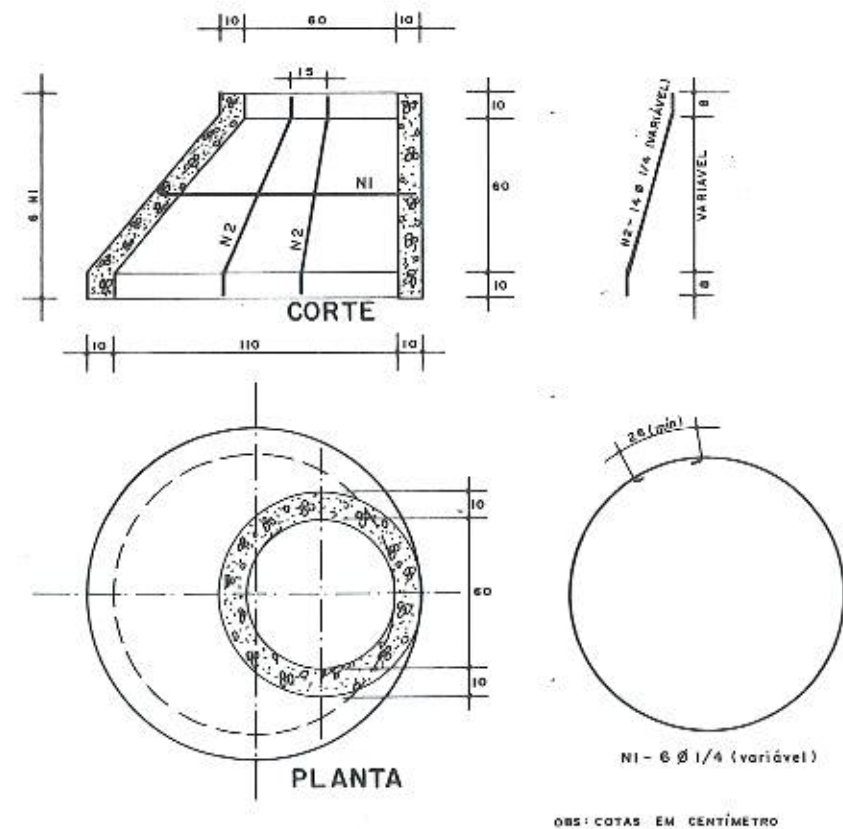


Fig. 5.13 — Anel de redução

- *degrau n.º 3*: nos poços de visita fabricados em alvenaria ou concreto armado, de dimensões até 140 × 140 cm;
- *degrau n.º 4*: nos poços de visita fabricados em alvenaria ou concreto armado de dimensões superiores a 140 × 140 cm.

Entre outras exigências, deverão ser satisfeitas as seguintes condições:

- serem fabricados em ferro fundido cinzento do tipo 30-FF de acordo com a EB-126;
- apresentar os seguintes pesos em quilogramas, admitindo-se uma tolerância de 5% para menos (tabela 5.4);

N.º	Peso
1	3,0
2	2,4
3	2,9
4	4,6

TABELA 5.4 — Pesos dos degraus

- as dimensões deverão obedecer à figura 5.15.

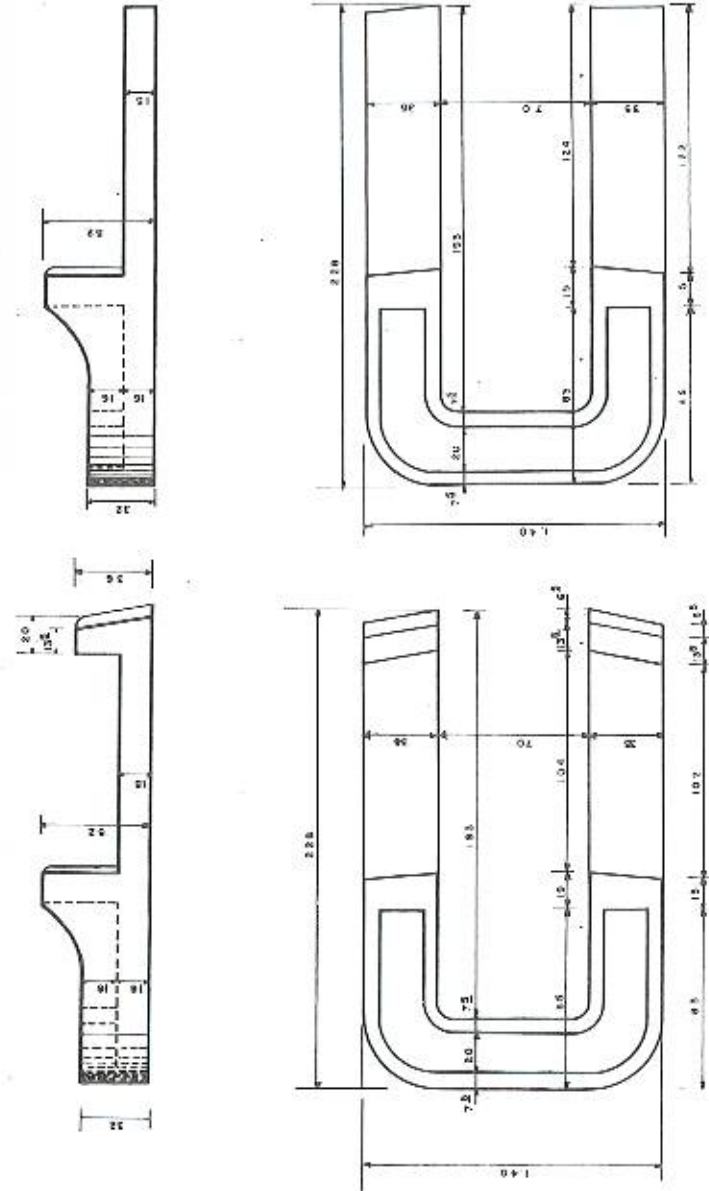
5.2.4.6 Bloco maciço de concreto

A especificação ES-8 da CEDAE fixa os característicos mínimos exigíveis no recebimento de blocos maciços de concreto para utilização em poços de visita, caixas de areia etc. -

As dimensões e tolerâncias deverão obedecer aos valores indicados na tabela 5.5.

Dimensão	Medida (mm)	Tolerância
Comprimento	400	+ 5 mm
Altura	200	
Largura	100	

TABELA 5.5 — Dimensões



Nº 1

(CORPO DOS PVS DE ANÉ(S)

Nº 3

(PVS DE ALVENARIA OU CONCRETO ARMADO)

NOTA
COTAS EM MILÍMETROS

Fig. 5.15 — Degraus de ferro fundido.

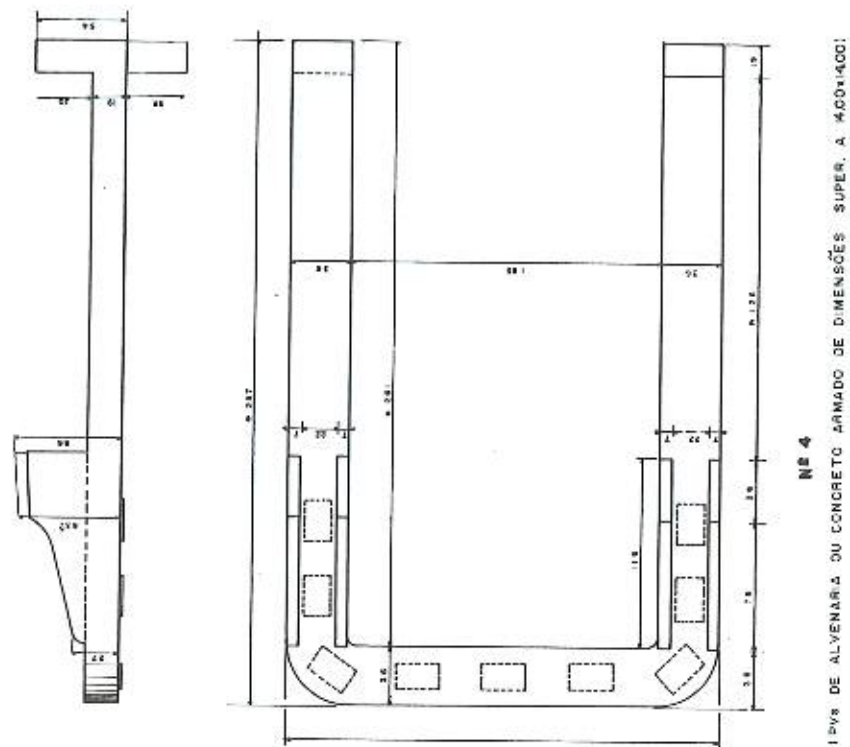
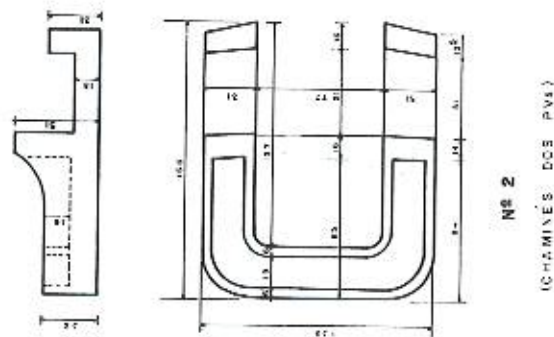


Fig. 5.15 (cont.) — Degraus de ferro fundido.



Para cada lote de 10.000 unidades será retirada uma amostra representativa constituída por 20 blocos; enviados ao laboratório, serão separados 15 que deverão ser submetidos aos ensaios de:

- *compressão*: para resistência à compressão, média dos resultados obtidos para 10 corpos de prova (5 corpos de prova deverão ser ensaiados de modo que as faces de trabalho sejam as de dimensões 100×400 e os 5 restantes tendo como faces de trabalho as de 200×400) representativos de um mesmo lote, a carga de rutura média deverá ser igual a 100 kg/cm^2 ; nenhum corpo de prova deverá romper com carga inferior a 80 kg/cm^2 ;
- *absorção*: A absorção, média dos resultados obtidos para 5 corpos de prova, não deverá ultrapassar 8% do peso seco; individualmente, nenhum corpo de prova deverá apresentar absorção superior a 8,8% do peso seco.

5.2.4.7 Tijolos maciços de barro

Deverão atender à EB-19, ser de 1.ª categoria e do tipo 1.

5.3 TUBOS E POÇOS DE QUEDA

Quando a diferença de nível entre um coletor afluente e o fundo do poço de visita (degrau) for superior a 70 cm, deverá ser construído um tubo de queda para reduzir não só a turbulência mas, também, permitir a um homem trabalhar no interior do poço sem banhar-se nos esgotos.

As figuras 5.16 A e B apresentam duas formas de efetuar a ligação.

A construção dos “tubos de queda” fica limitada aos diâmetros e materiais para os quais são fabricadas peças especiais (curvas, cruzetas, junções); quando estas não existirem, podemos lançar mão dos poços de queda, conforme mostram as figuras 5.17 A e B.

5.4 SIFÕES INVERTIDOS

Quando a canalização de esgotos é interceptada por algum obstáculo irremovível, recorre-se ao expediente de re-

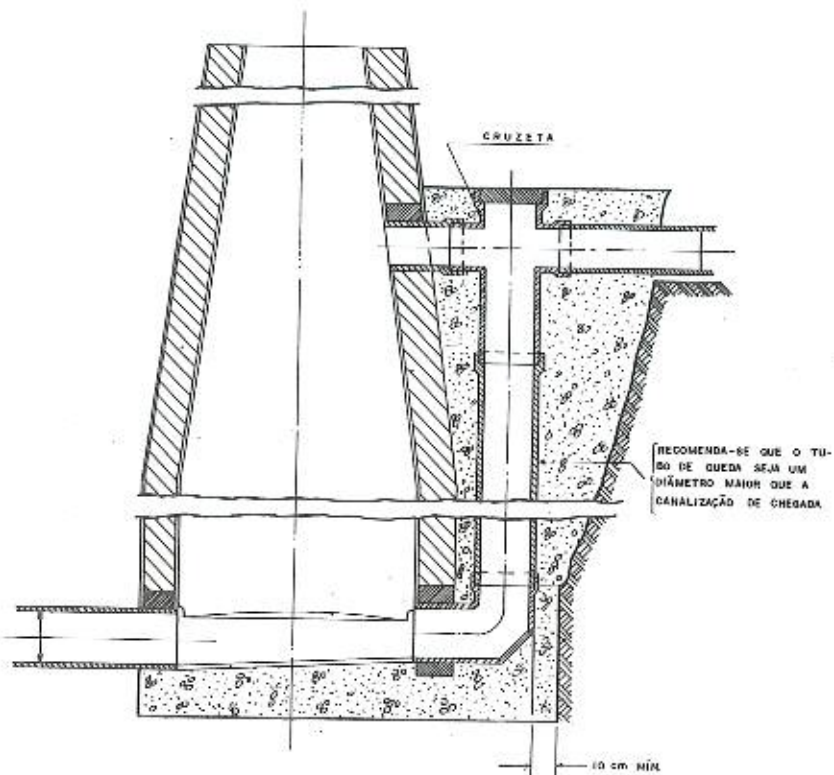


Fig. 5.16-A — Tubo de queda com ligação por cruzeta.

baixar o coletor fazendo-o funcionar como conduto forçado; são os sifões invertidos.

Basicamente é constituído por uma bateria de tubos (pelo menos dois) entre dois poços de visita de concreto armado fundidos no local, denominados *câmara de entrada* (PV de montante) e *câmara de saída* (PV de jusante).

Os condutos forçados deverão:

- ter diâmetro mínimo de 150 mm;
- ser capazes de resistir à pressão interna (via de regra são usados tubos de ferro fundido, aço ou concreto armado);
- ser projetados para permitir velocidades mínimas de 0,90 m/seg (para evitar obstruções).

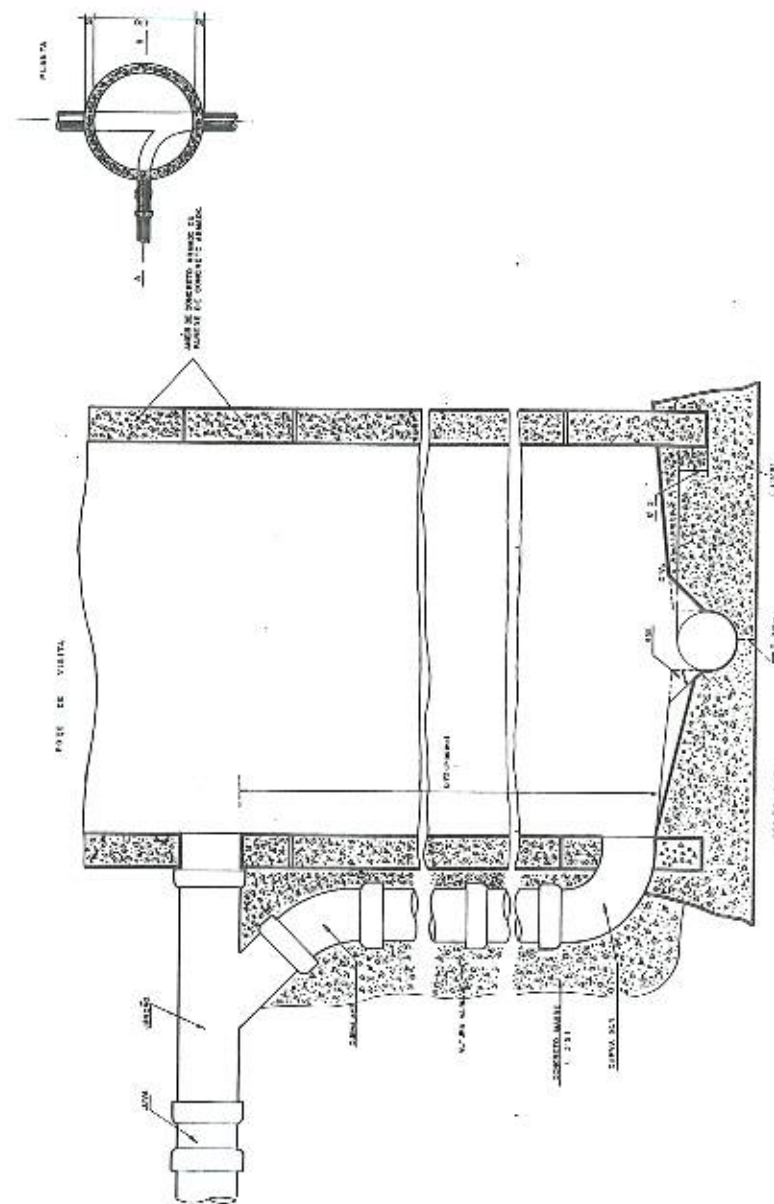


Fig. 5.16-B — Tubo de queda com ligação por junção.

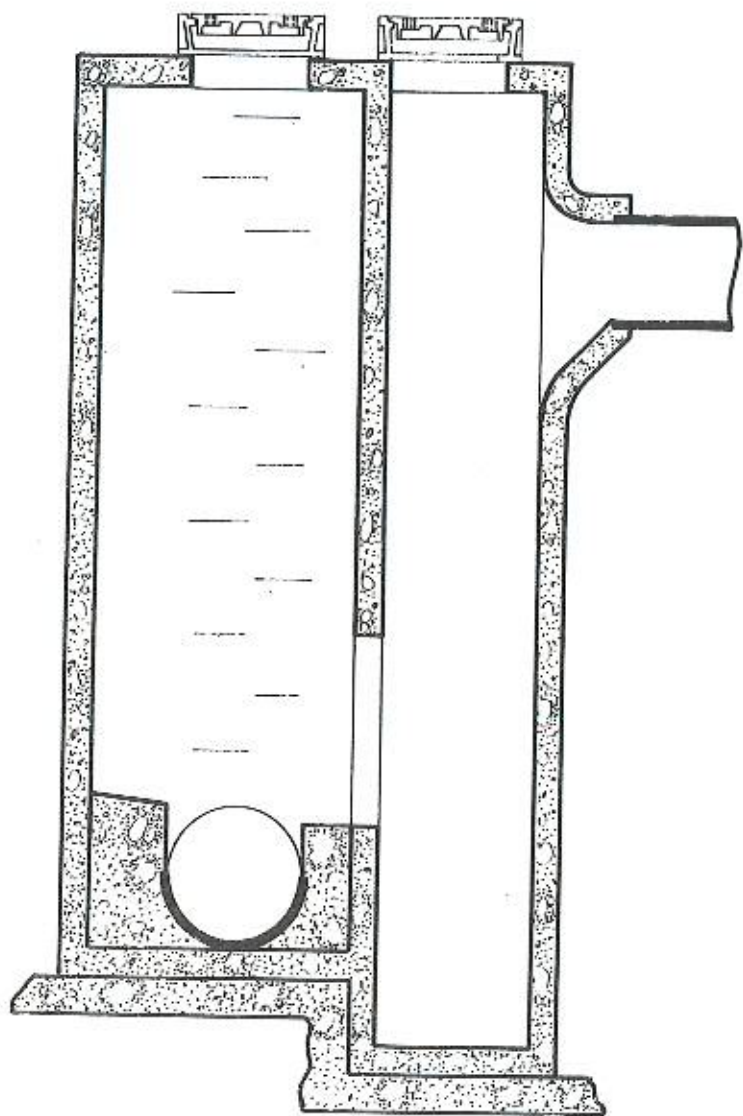


Fig. 5.17-A — Poco de queda.

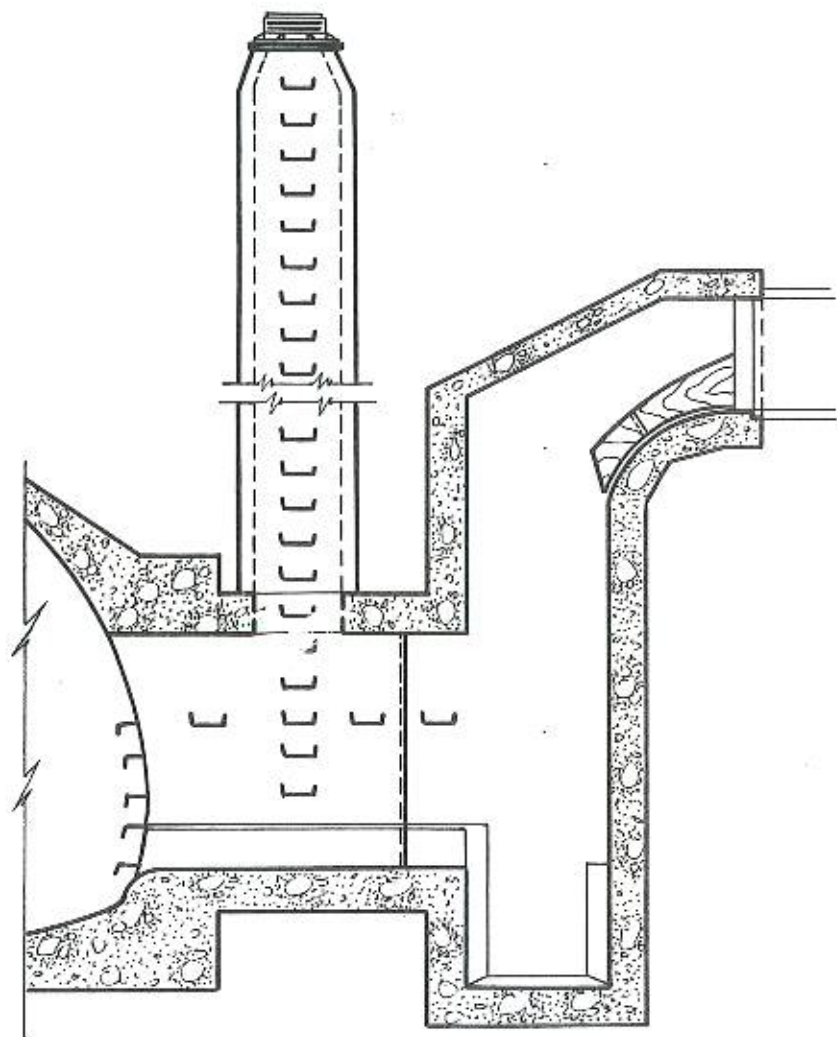


Fig. 5.17-B — Poco de queda profundo.

Os poços de visita deverão:

- ser projetados de forma a permitir o isolamento, inspeção e limpeza de qualquer conduto forçado;
- ser dimensionados pelo espaço necessário aos condutos forçados;
- atender às demais exigências já vistas para os poços de concreto armado fundidos no local.

Devido à variação de fluxo, deverão ser previstos, nos PV^s de montante, vertedores que permitam aos condutos forçados trabalharem sempre à plena capacidade, desaguardo para o septo vizinho somente o fluxo excedente, isto é, quando sua capacidade de escoamento estiver superada.

Nos PV^s de jusante deverão ser previstos septos convergentes para a tubulação efluente de maneira a evitar redemoinhos e possíveis acumulações de detritos sólidos durante os períodos em que não estiverem em operação; além disso, as linhas d'água (geratrizes internas inferiores) dos condutos forçados e da tubulação efluente deverão ficar rebaixadas, em relação à tubulação afluyente ao PV de montante, do valor correspondente às perdas de carga normais e localizadas.

Poderão ser previstos "ladrões" (tubos de extravasamento), para a hipótese de haver obstrução ou sobrecarga.

A figura 5.18 apresenta o desenho de um sifão invertido.

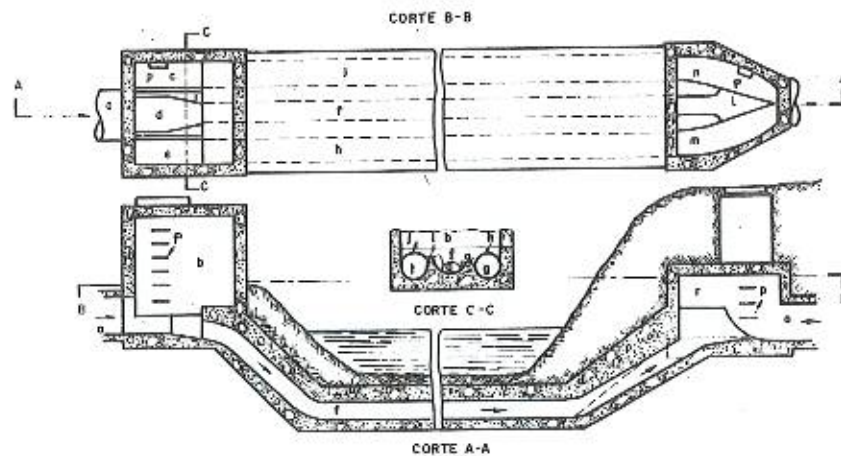


Fig. 5.18 — Sifão invertido.

- a = tubulação afluyente ao PV de montante;
- b = câmara de trabalho do PV de montante;
- c = septo correspondente a um conduto forçado;
- d = septo que é um prolongamento do tubo afluyente e que se liga a um conduto forçado;
- e = septo correspondente a um conduto forçado;
- f = conduto forçado;
- g = vertedor;
- h = conduto forçado;
- i = vertedor;
- j = conduto forçado;
- k = câmara de trabalho do PV de jusante;
- l = septo de saída correspondente a um conduto forçado;
- m = septo de saída correspondente a um conduto forçado;
- n = septo de saída correspondente a um conduto forçado;
- o = tubulação efluente do PV de jusante;
- p = degraus de ferro fundido.

5.5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BOTAFOGO, Luiz de Souza; COSTA, Paulo da & NINA, Eduardo Della — Especificações Gerais para Assentamento de Coletores, DES-SURSAN, 1964.
- BUREAU OF ENGINEERING — Standards for Construction, City of Los Angeles, Department of Public Works, USA.
- BUREAU OF ENGINEERING — Standards of Construction, City of Pittsburg, Department of Public Works, USA.
- DRUCKER, César; OLIVEIRA, Roberto Gomes de; SA, Sidney Rosas de; IGNACIO, Joaquim; LYRIO, José Luiz Galvão de Oliveira; NINA, Adhemar Della; FERREIRA, Hélio Dias; PONTES, Pedro José; COSTA, Walter Pinto & PINHO, Rubens Pereira — Construção de Redes de Esgotos Sanitários, CETESB, São Paulo, 1970.
- EMPRESA DE SANEAMENTO DA GUANABARA (ESAG) — Especificações.
- MOTTA, Adilson Coutinho Seroa da — Apostilas do Curso de Aperfeiçoamento de Obras Hidráulicas — Engenharia Sanitária, Escola de Engenharia da UFRJ.
- AZEVEDO NETTO, J. M. de; PERA, Armando Fonzari; HESS, Max Lothar; HESPANHOL, Ivanildo; PANNUTI, Ettore Luiz & MARTINS, José A. — Projetos de Sistemas de Esgotos Sanitários, CETESB, São Paulo, 1971.
- NINA, Adhemar Della — Especificações, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1967.

NINA, Eduardo Della — Construção de Redes Urbanas de Esgotos, Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1966.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION — Design and Construction of Concrete Sewers, USA, 1968.

STEEL, Ernest W. — Abastecimento d'água e sistemas de esgotos, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1966.

STUDLEY, Elbridge G. & AARONS, Aarons — Current Design Practices in Los Angeles City, Water Pollution Control Federation Conference, USA, 1965.

Capítulo 6

SINALIZAÇÃO

6.1 APRECIÇÃO GERAL

A preservação da vida humana deve ser o objetivo principal durante a construção de uma obra; dentro desse princípio e se considerarmos serem os logradouros um importante fator da vida econômica e social de uma cidade, concluímos que qualquer obstáculo à livre circulação e à segurança de veículos e pedestres no leito das vias públicas deverá ser imediata e devidamente sinalizado.

A sinalização deverá atender a dois princípios gerais que são:

- o máximo de segurança para os veículos, pedestres e trabalhadores;
- o mínimo inconveniente para o público.

Todas as obras deverão ser programadas de comum acordo com o órgão responsável pelo trânsito.

Conforme a área que impedirem na via e sua posição na mesma, os bloqueios (desvios de trânsito) serão:

- totais: (fig. 6.1);
- parciais: centrais (figs. 6.2);
laterais (figs. 6.3).

O bloqueio deverá ser feito por meio de cercas que deverão abranger todo o perímetro da obra, em condições que permitam o fluxo de trânsito sem risco de acidentes para os veículos e pedestres; poderão ser fixas (fig. 6.4) ou móveis (fig. 6.5).

Nos casos de bloqueio total deverão ser empregadas cercas pintadas em quadrados de 60 cm de lado (fig. 6.6) ou

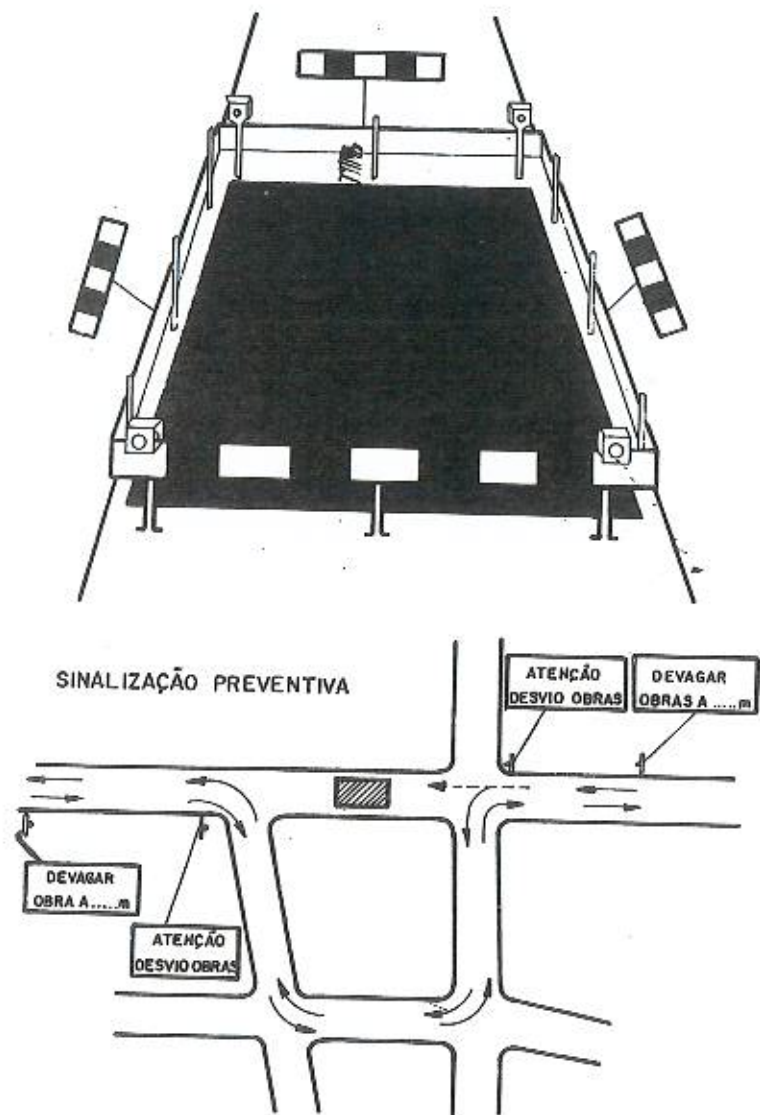


Fig. 6.1 — Bloqueio total e sinalização preventiva.

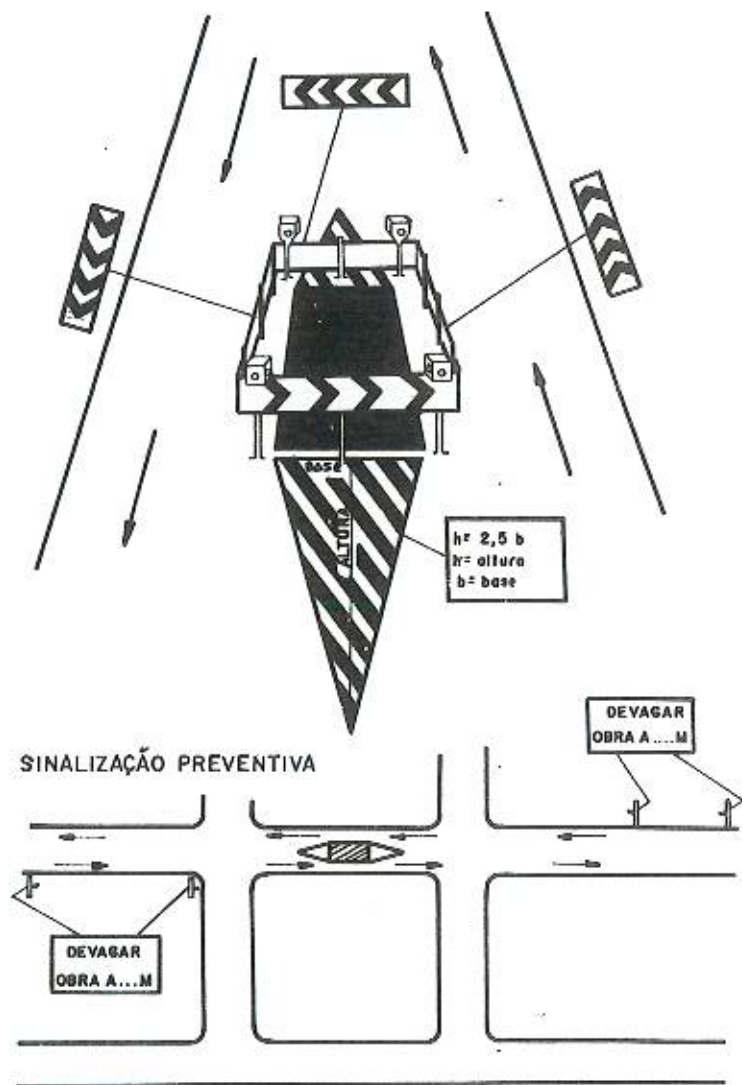
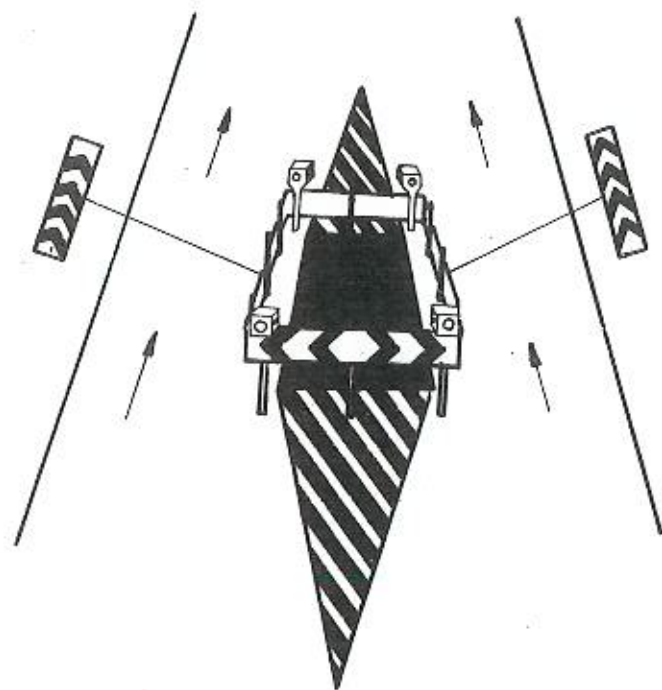


Fig. 6.2-A — Bloqueio central para via de mão dupla e sinalização preventiva.



SINALIZAÇÃO PREVENTIVA

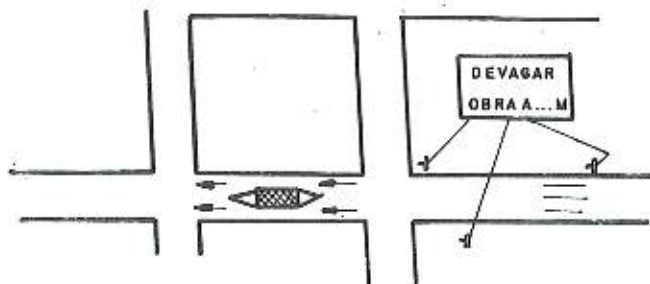
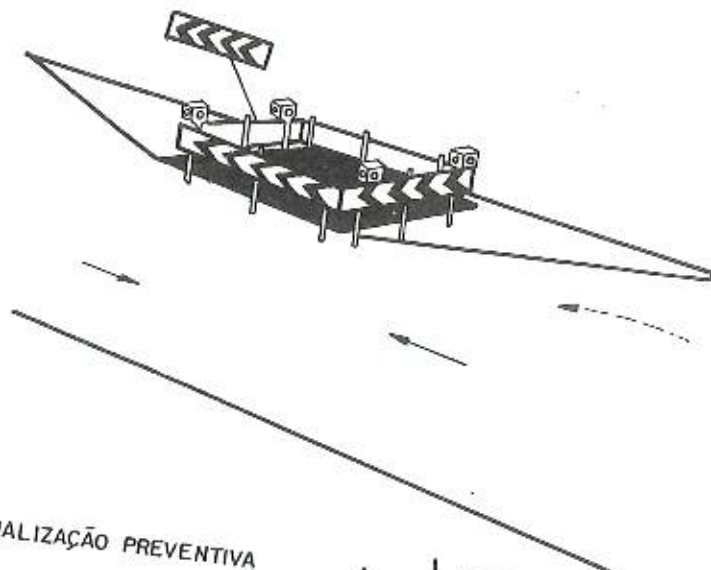


Fig. 6.2-B — Bloqueio central para via de mão única e sinalização preventiva.

paralelogramos de 30 cm de largura (figs. 6.4 e 6.5) pintadas alternadamente nas cores vermelho-escarlate e branco.

Nos casos de bloqueio parcial, as cercas terão o fundo pintado na cor branca, com os indicativos de mão de direção pintados em cor vermelho-escarlate (fig. 6.6).

Os bloqueios assim formados deverão ser sinalizados e iluminados por semáforos (figs. 6.7) colocados nos ângulos extremos dos mesmos além de, intermediariamente, serem es-



SINALIZAÇÃO PREVENTIVA

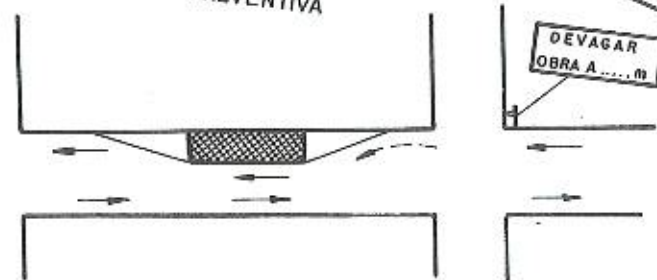


Fig. 6.3-A — Bloqueio lateral para via de mão dupla e sinalização preventiva.

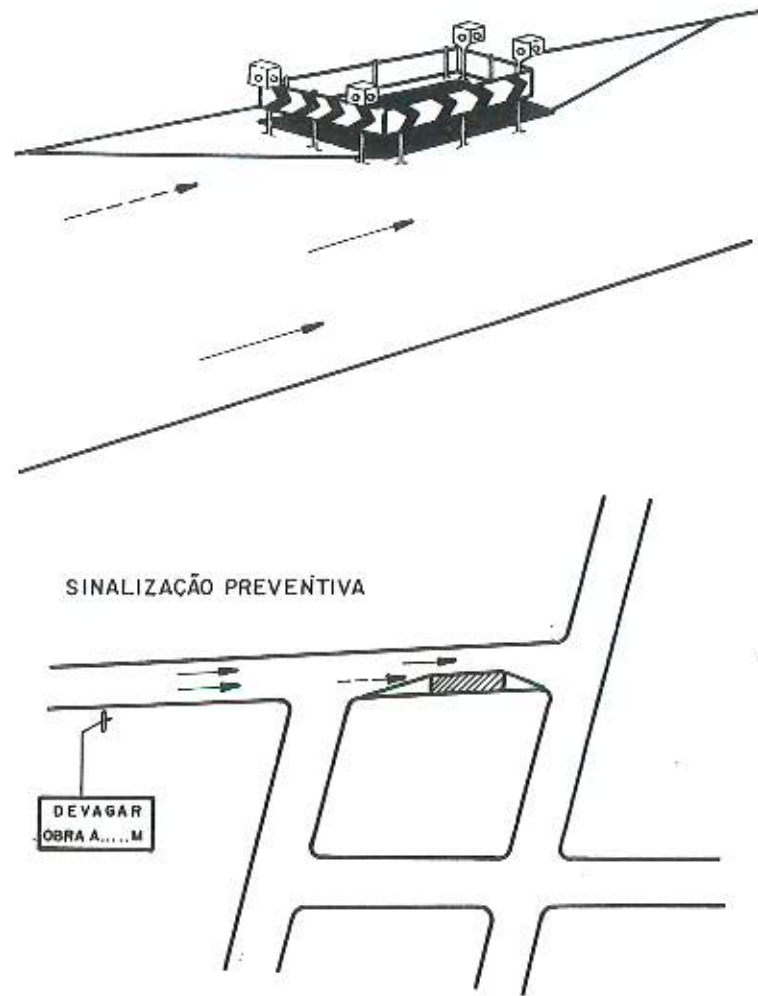
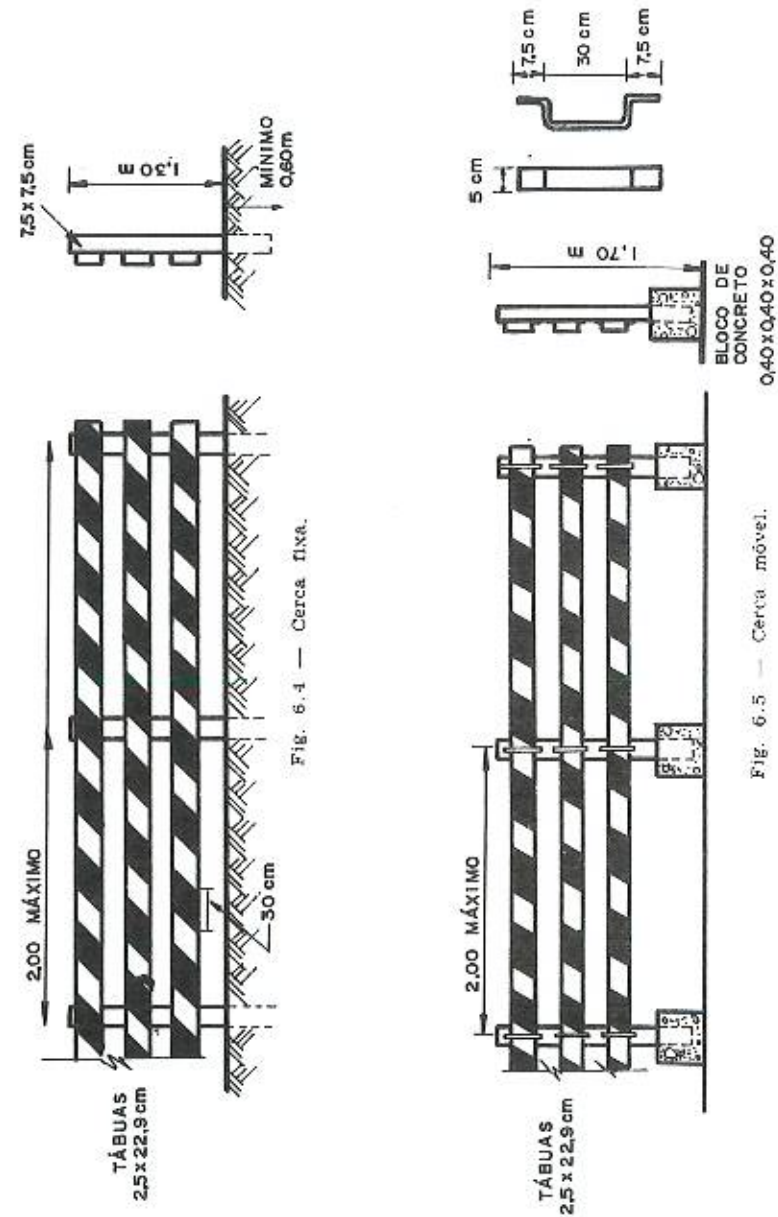


Fig. 6.3-B — Bloqueio lateral para via de mão única e sinalização preventiva.

paçados de 15 m, no máximo; a iluminação deverá ser feita por lâmpadas elétricas.

No local do bloqueio deverá existir, obrigatoriamente, recursos para iluminação de emergência para os casos de falhas ou interrupção de energia elétrica.



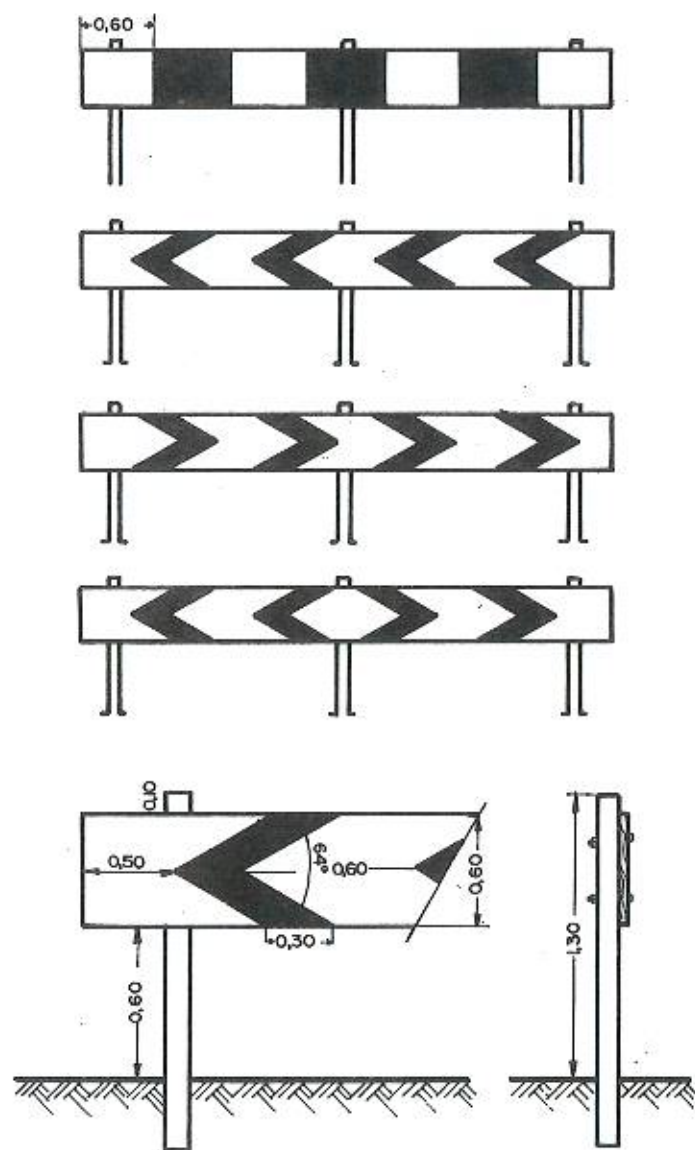


Fig. 6.6 — Pintura para cercas com bloqueio total e parcial.



Fig. 6.7-A — Pendente vermelho aramado.



Fig. 6.7-B — Balde plástico vermelho.

Onde houver comprovada dificuldade para colocação de fiação elétrica para os semáforos ou onde não existir energia elétrica, os mesmos poderão ser substituídos por: lanternas alimentadas por baterias, lampiões a querosene, lamparinas ou, simplesmente, latas com estopa embebida numa mistura de óleo queimado com óleo diesel.

A *sinalização preventiva de advertência* (ATENÇÃO, DEVAGAR, OBRAS A 200 m etc.) constará de placas com avisos, em madeira ou metal, com as dimensões de 80 × 40 cm (fig. 6.8), pintadas na cor azul e dizeres brancos; os avisos devem ser objetivos e concisos, com letras bem pintadas, com 10 cm de altura; tais placas serão colocadas (figs. 6.1 a 6.3 e 6.9) conforme orientação do órgão competente.

Além da sinalização descrita, deverá ser demarcada no pavimento da via uma sinalização gráfica para auxiliar o desvio dos veículos, pintada de cor amarela, formando um triângulo zebrado em sua área interna (figs. 6.2-A e 6.3).

A sinalização preventiva de advertência para as obras de emergência (realizáveis em prazo inferior a 3 dias) poderá ser feita por meio de placas portáteis (fig. 6.10), cavaletes (fig. 6.11), cones de borracha (fig. 6.12) etc.

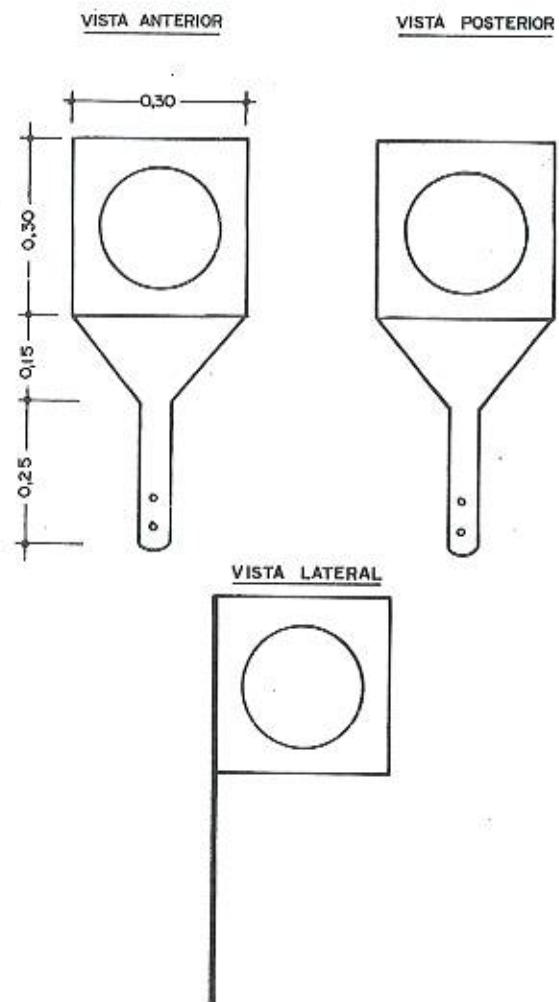


Fig. 6.7-C — Caixa de metal ou madeira com visores em vidro ou plástico vermelho.



Fig. 6.8 — Placas.

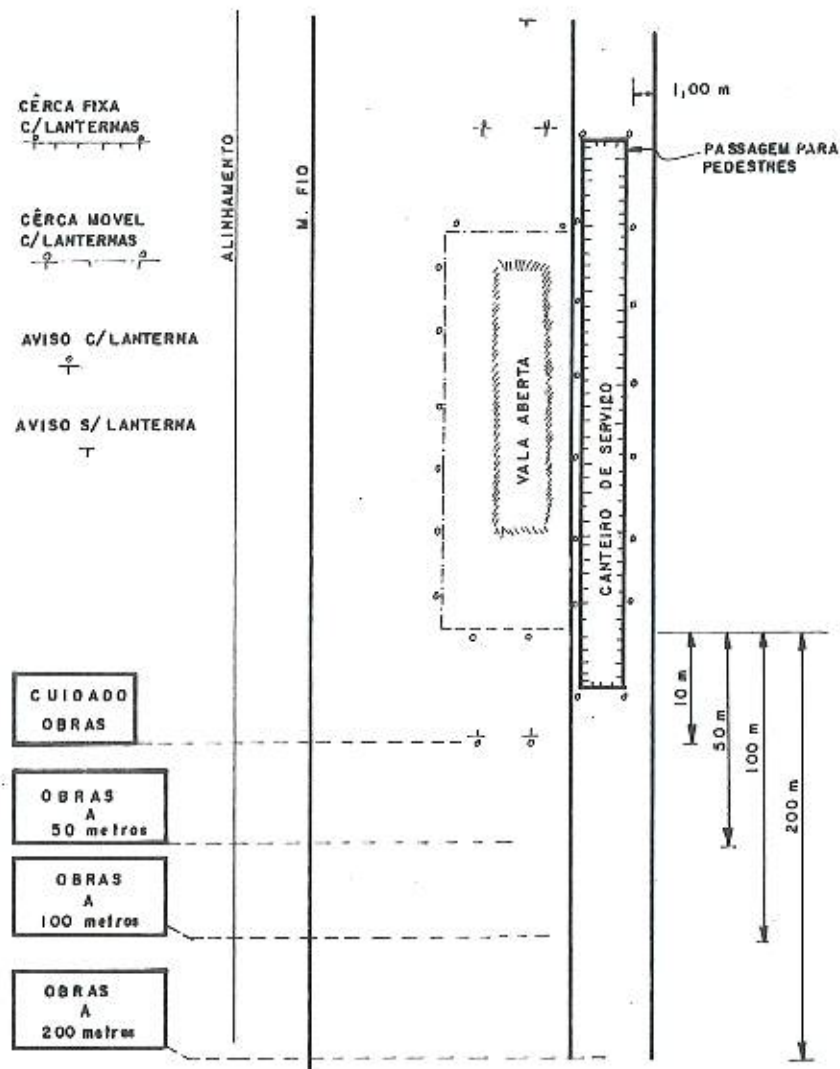


Fig. 6.9-A — Sinalização para o caso de obstrução parcial em logradouro de mão única.

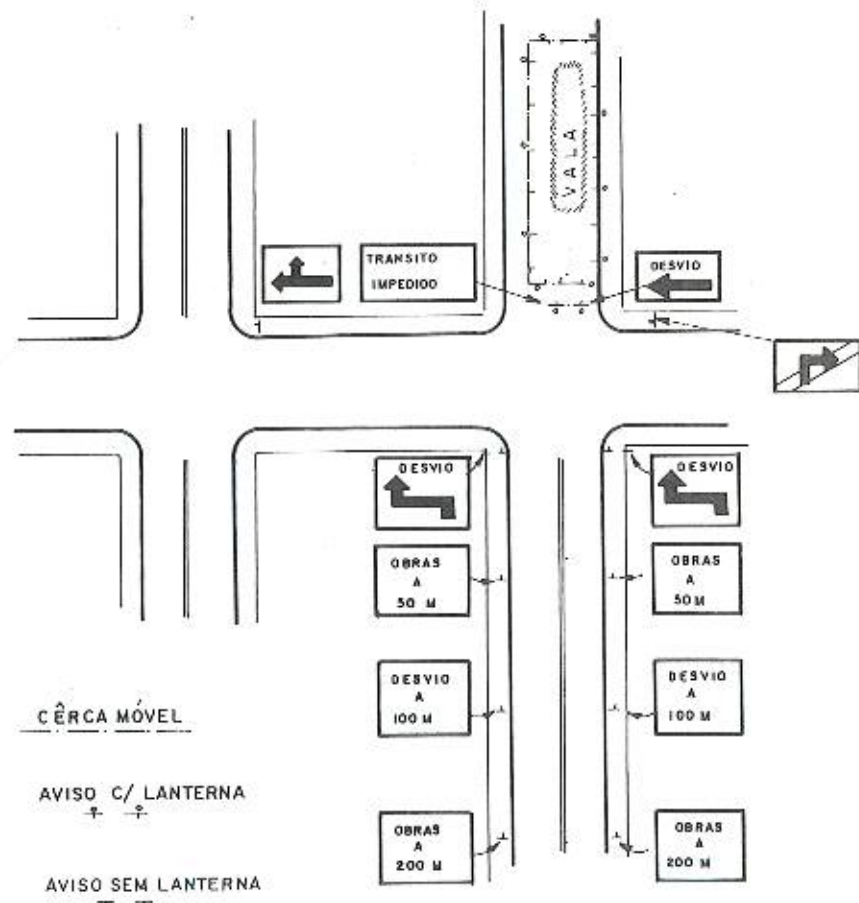
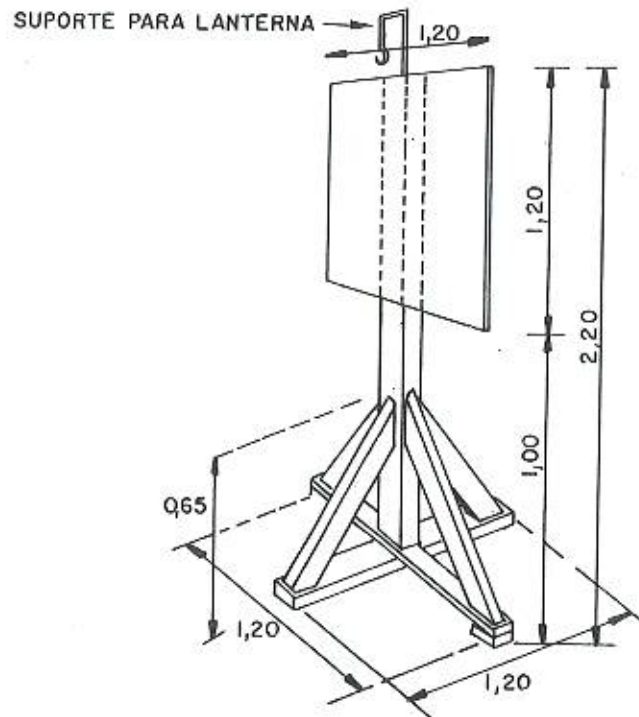


Fig. 6.9-B — Sinalização para o caso de obstrução total em logradouro, com desvio do trânsito.

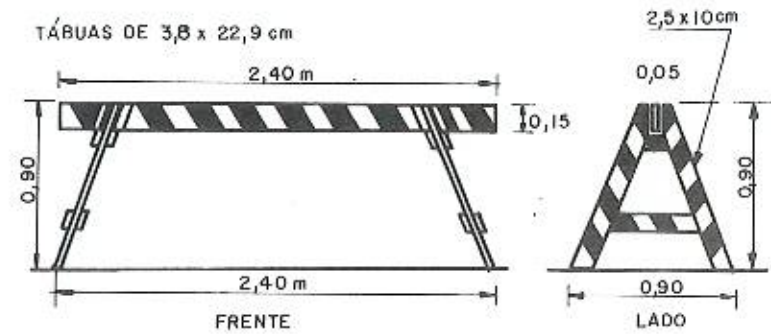
PLACAS E AVISOS:



SUPORTE PARA PLACA PORTATIL EM MADEIRA

Fig. 6.10 — Placas portáteis.

CAVALETE DE MADEIRA DESMONTÁVEL



CAVALETE EM TUBOS DE FERRO DOBRÁVEL

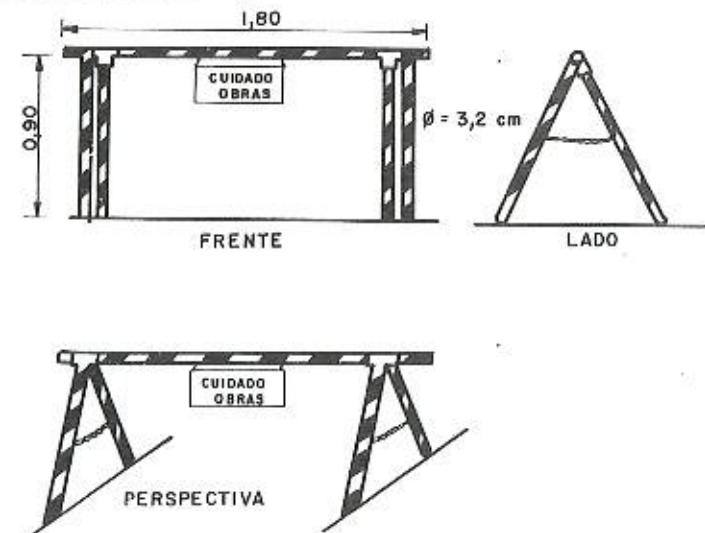


Fig. 6.11 — Cavaletes.

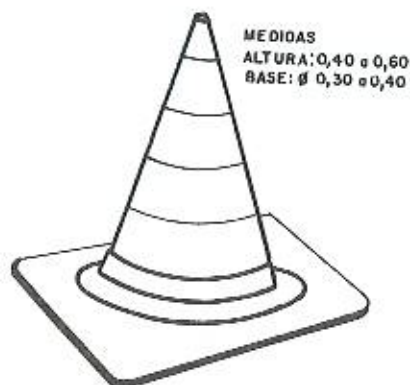


Fig. 6.12 — Cone de sinalização.

6.2 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CONSELHO NACIONAL DO TRANSITO — Resolução n.º 402/68.
- DECRETO "E" N.º 4.926, DE 09-06-1971 — Aprova o Regimento Interno da Comissão Coordenadora de Obras e Reparções em Vias Públicas, Estado da Guanabara.
- DRUCKER, César; OLIVEIRA, Roberto Gomes; SA, Sidney Rósas; IGNACIO, Joaquim; LYRIO, José Lutz Galvão de Oliveira; NINA, Adhemar Della; FERREIRA, Hélio Dias; PONTES, Pedro José; COSTA, Walter Pinto & PINHO, Rubens Pereira — Construção de Redes de Esgotos Sanitários, CETESB, São Paulo, 1970.
- NINA, Eduardo Della — Construção de Redes Urbanas de Esgotos, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1966.
- WIENDL, Wolfgang G. — Tubulações para água, São Paulo, CETESB, 1973.

Capítulo 7

CARGAS VERTICAIS EXTERNAS ATUANTES SOBRE TUBULAÇÕES ENTERRADAS

7.1 APRECIÇÃO GERAL

7.1.1 Considerações

As cargas verticais externas atuantes sobre um tubo dependem de várias grandezas como: altura, característica e peso do aterro sobre o tubo, método de assentamento, profundidade e largura da vala na qual o tubo é assente, classe de aterro e tipo de instalação.

Várias experiências (Anson Marston, Merlin G. Spangler, Schlick, Messrs, Curral, Ames, Kogler, M. Woellmy etc.) e teorias (Anson Marston, Merlin G. Spangler, Otto Stolzenburg, M. Woellmy, M. Enyedi Bela, Klein, Pruska etc.) foram desenvolvidas para estudar a ação das cargas de terra sobre os tubos.

Nosso trabalho baseia-se, principalmente, nos estudos levados a efeito no Iowa State College of Agriculture — USA, pelas equipes dos professores Anson Marston e Merlin G. Spangler, e tem um objetivo mais prático que teórico, razão porque deixamos de apresentar as demonstrações das equações que, entretanto, podem ser encontradas na bibliografia citada.

7.1.2 Simbologia

É adotada quase integralmente a simbologia usada nos boletins do Iowa State Experiment Station. Assim:

Simb.	Discriminação	Unid.
a	espessura de material granular sob o tubo	cm
a'	espessura da camada de concreto sobre o tubo	cm
B _e	diâmetro externo do tubo	m
B _d	largura da vala medida na geratriz superior do tubo	m
B _i	diâmetro interno nominal do tubo	m
B _r	largura máxima da escavação do túnel	m
b	unidade de comprimento da seção transversal da parede do tubo - 1 cm	cm
C ₀	coeficiente de carga para tubos salientes positivos ou nulos	
C ₁	coeficiente de carga para tubos em vala	
C ₂	coeficiente de carga para tubos salientes negativos ou em valas imperfeitas	
C ₃	coeficiente de influência de integração das equações de Boussinesq	
C ₄	coeficiente de carga para tubos em túnel	
c	coeficiente de coesão do solo	kg/m ²
D	esforço resistente do tubo no ensaio dos três cutelos	kg/m
D _r	fator de retardo da deflexão	
d	espessura da parede dos tubos flexíveis	cm
E	módulo de elasticidade do material do tubo	kg/cm ²
E'	módulo de reação do solo	kg/cm ²
EI	fator de rigidez para os tubos flexíveis	kg/cm ² /cm
e	base natural de logaritmos - 2,71828	
e'	espessura do concreto de berço	cm
F _i	fator de impacto	
F _s	coeficiente de segurança	
g	valor da intensidade da sobrecarga uniformemente distribuída	kg/m ²
H	altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo	m
H ₀	altura de igual recalque	m
H _t	altura do topo do túnel ao nível do terreno natural	m
h	comprimento da área sobre a qual atua a sobrecarga uniformemente distribuída	m
I	momento de inércia da seção transversal da parede do tubo por unidade de comprimento	cm ⁴ /cm
K	parâmetro (que é uma função do ângulo de repouso do material da base)	

Simb.	Discriminação	Unid.
k	relação entre a pressão ativa lateral e a pressão vertical (relação de Rankine)	
L	comprimento efetivo do tubo	m
L _r	fator de carga	
l ₀	largura de transição	m
l	largura da área sobre a qual atua a sobrecarga uniformemente distribuída	m
m	fração de B _r sobre a qual atua a pressão lateral. Pode ser ou não igual a p	
N-N'	fatores que são função da distribuição da carga e reação vertical	
P	sobrecarga concentrada	kg
p	razão de saliência positiva	
p'	razão de saliência negativa	
q	relação entre a pressão lateral total e a carga vertical total	
r	raio médio do tubo	cm
r _{ca}	razão de recalque	
s	relação entre a seção de ferro e a seção de concreto	%
v	módulo de resistência passiva do solo nos lados do tubo	kg/cm ² /cm
W ₀	esforço produzido pelo peso da terra sobre a parte superior do tubo	kg/m
W _r	esforço produzido pelo peso da terra sobre a parte superior do tubo flexível	kg/cm
W _{ca}	esforço produzido sobre o tubo por uma sobrecarga concentrada	kg/m
W _{ca}	esforço produzido sobre o tubo por uma sobrecarga uniformemente distribuída	kg/m
W ₀	esforço produzido pelo terreno sobre um tubo em túnel	kg/m
x-x'	fatores que são função da área de projeção vertical do tubo na qual a pressão ativa lateral é produzida pelo material do aterro	
Z	pressão lateral total	kg/m
Δx	deflexão horizontal e vertical do tubo flexível	cm
μ	coeficiente de atrito interno do material de aterro	
μ'	coeficiente de atrito entre o material do aterro e os lados da vala	
γ	peso específico do material de aterro	kg/m ³

7.2 TIPOS DE INSTALAÇÕES

São três os tipos de instalações comumente encontradas:

7.2.1 *tubos em vala*: são aqueles assentes sobre o fundo de uma vala, em terreno natural, sendo fixadas as duas seguintes condições:

- a largura da vala, medida na geratriz superior do tubo, não deve exceder a largura de transição da cava;
- o terreno em que as valas forem abertas deve ser firme e não exercer empuxo ativo (figs. 7.1);

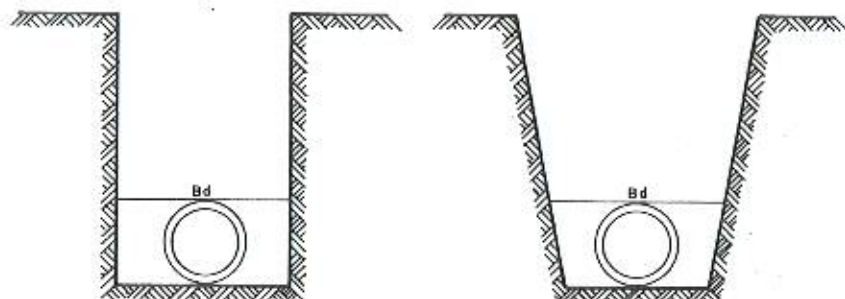


Fig. 7.1-A

Fig. 7.1-B

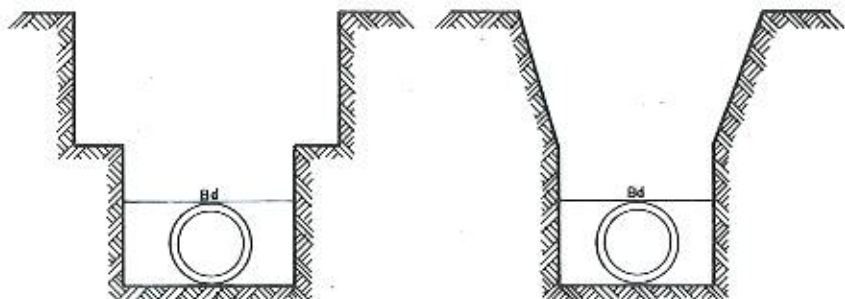


Fig. 7.1-C

Fig. 7.1-D

7.2.2 *tubos salientes*: são os assentes sobre terreno que recebe aterro ou instalados em vala cuja largura ultrapasse a largura de transição.

São divididos em quatro classes:

- *tubos salientes positivos*: são aqueles em que a geratriz superior do tubo está acima do nível do terreno natural e são cobertos com aterro (fig. 7.2);



Fig. 7.2-A



Fig. 7.2-B



Fig. 7.3



Fig. 7.4

- *tubos salientes nulos*: são aqueles instalados em valas de relativa largura e profundidade tal que a geratriz superior do tubo está num mesmo nível do terreno natural e são cobertos com aterro (fig. 7.3);
- *tubos salientes negativos*: são aqueles instalados em valas de relativa largura e profundidade tal que a geratriz superior do tubo está abaixo do nível do terreno natural e são cobertos por uma altura de aterro acima da geratriz superior que seja apreciavelmente maior que a distância da geratriz superior ao nível do terreno natural (fig. 7.4);
- *tubos salientes negativos em vala imperfeita*: são aqueles instalados numa vala de relativa largura e profundidade, aberta em terreno previamente compactado, com a geratriz superior do tubo acima do nível do terreno natural e abaixo do aterro inicial, sendo cobertos por uma

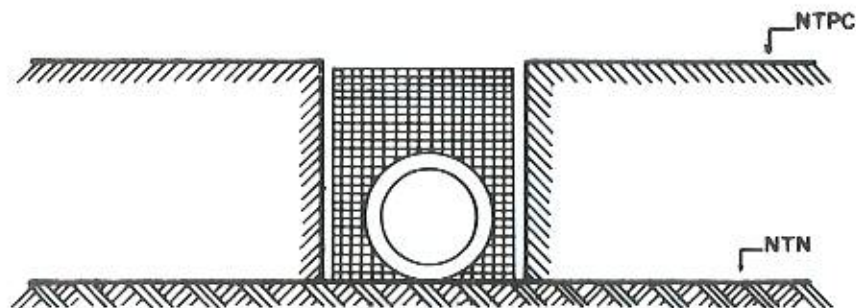


Fig. 7.5

altura de aterro acima da geratriz superior do tubo que seja apreciavelmente maior que a distância da geratriz superior ao nível do aterro previamente compactado (fig. 7.5);

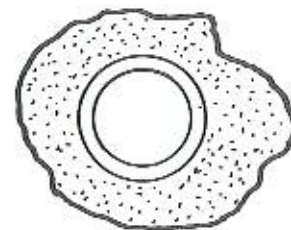


Fig. 7.6

7.2.3 *tubos em túnel*: são aqueles assentes no interior de um túnel, sendo o espaço entre o tubo e o terreno natural preenchido com material compactado (fig. 7.6).

7.2.4 Os tubos são diferenciados, ainda, da seguinte forma:

- *tubos rígidos*: são aqueles que, quando submetidos a cargas externas, aparecem fendilhamentos prejudiciais, assim que a deformação de um de seus diâmetros, vertical ou horizontal, de sua seção transversal, seja superior a 0,1% (tubos cerâmicos, tubos de concreto, tubos de cimento-amianto);
- *tubos semi-rígidos*: são aqueles que, quando submetidos a cargas externas aparecem fendilhamentos prejudiciais, assim que a deformação de um de seus diâmetros, verti-

cal ou horizontal, de sua seção transversal, seja superior a 3% (tubos de ferro fundido);

- *tubos flexíveis*: são aqueles que, quando submetidos a cargas externas, podem atingir deformações superiores a 3% de um de seus diâmetros, vertical ou horizontal, de sua seção transversal, antes que apareçam fendilhamentos prejudiciais (tubos de aço, tubos plásticos); os tubos de aço revestidos de esmalte ou cimento não podem defletir mais que 3%, sendo classificados, então, como tubos semi-rígidos. Esta limitação é válida, também, por causa das juntas mecânicas.

7.3 MÉTODOS DE ASSENTAMENTO

7.3.1 Tubos em vala

São previstos quatro classes de bases para o assentamento de tubos em vala:

7.3.1.1 Classe A (base especial)

7.3.1.1.1 *Berço comum de concreto*: o tubo é assente num berço de concreto, armado ou não, com tensão média de rutura à compressão de 150 kg/cm²; a espessura de concreto sob o tubo não deve ser inferior a 1/4 do seu diâmetro interno ou 10 cm; o concreto deve se estender verticalmente,

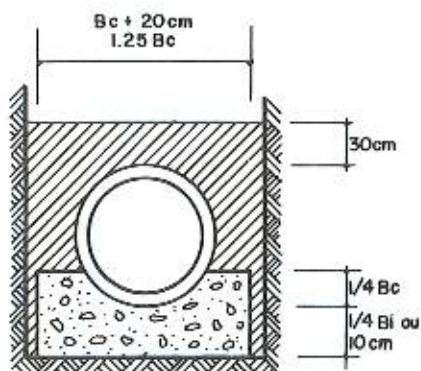


Fig. 7.7 — Berço comum de concreto — classe A.

B c mm	a (mín) cm
≤ 700	8
800-1500	10
≥ 1600	15

TABELA 7.1

pelos lados do tubo, a uma altura mínima de 1/4 do seu diâmetro externo; a largura mínima do berço deve ser igual a 1,25 vezes seu diâmetro externo ou este mais 20 cm.

A vala deve ser preenchida, com reaterro colocado a mão, até uma altura mínima sobre a geratriz superior do tubo, de 30 cm (fig. 7.7).

7.3.1.1.2 *Berço invertido de concreto*: o tubo é assente sobre uma base de material granular cuja espessura (a) sob o tubo não deve ser inferior ao valor indicado na tabela 7.1; a base deve envolver metade do tubo.

A parte superior do tubo deve ser envolvida por concreto, armado ou não, com tensão média de rutura à compressão de 150 kg/cm²; a espessura de concreto sobre o tubo não deve ser inferior a 1/4 do seu diâmetro interno ou 10 cm; a largura mínima de concreto deve ser igual a 1,25 vezes seu diâmetro externo ou este mais 20 cm.

A vala deve ser preenchida, com reaterro colocado a mão, até uma altura mínima, sobre a geratriz superior do tubo, equivalente a 1/8 da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo ou 15 cm (fig. 7.8).

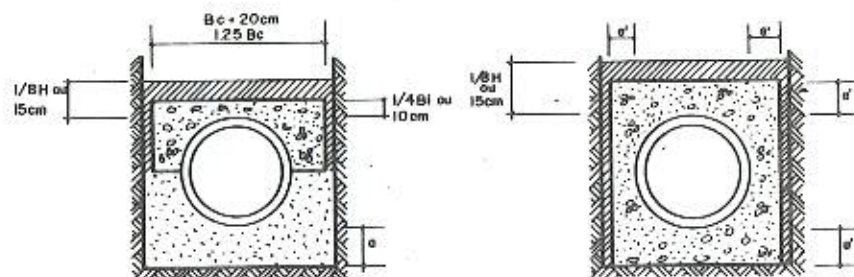


Fig. 7.8 — Berço invertido de concreto — classe A. Fig. 7.9 — Berço envoltório de concreto — classe A.

7.3.1.1.3 *Berço envoltório de concreto*: o tubo é assente num berço de concreto não armado, com tensão média de rutura à compressão de 210 kg/cm²; a espessura (e') de concreto sob o tubo não deve ser inferior ao valor indicado na tabela 7.2; o concreto deve se estender, verticalmente, pelos lados do tubo, a uma altura mínima (a') acima da geratriz superior do tubo; a largura mínima do berço deve ser

igual ao diâmetro externo do tubo mais duas vezes a espessura (e') indicada pela tabela 7.2.

A vala deve ser preenchida, com reaterro colocado a mão, até uma altura mínima sobre a geratriz superior do tubo equivalente a $1/8$ da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo ou 15 cm (fig. 7.9).

7.3.1.1.4 Berço parcial de concreto

— *tipo 1*: o tubo é cuidadosamente assente sobre uma base de terra, formando uma fundação conformada para se adaptar à parte inferior do tubo numa largura mínima de 50% do seu diâmetro externo; o tubo é envolvido por uma camada de concreto, com tensão média de ruptura à compressão de 150 kg/cm^2 , de altura mínima equivalente ao diâmetro externo do tubo mais 8 cm; a largura mínima do bloco de concreto deve ser igual ao diâmetro externo do tubo mais duas vezes a espessura (e') indicada na tabela 7.2.

A vala deve ser preenchida, com reaterro colocado a mão, até uma altura mínima sobre a geratriz superior do tubo equivalente a $1/8$ da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo ou 15 cm (fig. 7.10);

ØI (mm)	e' (cm)	e' (cm)
150	10	10
200	10	10
225	10	10
250	10	10
300	10	10
375	10	10
400	12	12
450	12	12
500	12	12
525	12	12
600	15	15
700	20	15
800	20	15
900	23	15
1000	25	15
1100	25	15
1200	25	15

TABELA 7.2

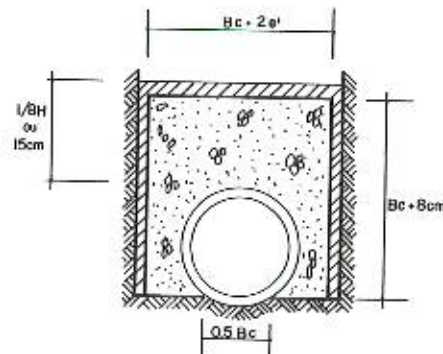


Fig. 7.10 — Berço parcial de concreto — tipo 1 — classe A.

— *tipo 2*: o tubo é cuidadosamente assente sobre uma base de terra, formando uma fundação conformada para se adaptar à parte inferior do tubo numa largura mínima de 50% do seu diâmetro externo; as laterais do tubo são envolvidas por uma camada de concreto, com tensão média de ruptura à compressão de 150 kg/cm^2 , de altura mínima equivalente a 75% do diâmetro externo do tubo; a largura mínima do berço deve ser igual ao diâmetro externo do tubo mais duas vezes a espessura (e') indicada na tabela 7.2.

A vala deve ser preenchida, com reaterro colocado a mão, até uma altura mínima sobre a geratriz superior do tubo equivalente a $1/8$ da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo ou 15 cm (fig. 7.11);

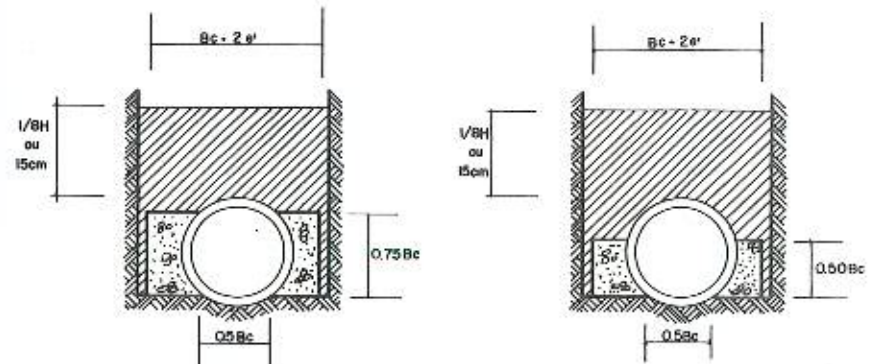


Fig. 7.11 — Berço parcial de concreto tipo 2 — classe A. Fig. 7.12 — Berço parcial de concreto tipo 3 — classe A.

— *tipo 3*: o tubo é cuidadosamente assente sobre uma base de terra, formando uma fundação conformada para se adaptar à parte inferior do tubo numa largura mínima de 50% do seu diâmetro externo; as laterais do tubo são envolvidas por uma camada de concreto, com tensão média de ruptura à compressão de 150 kg/cm^2 , de altura mínima equivalente a 50% do diâmetro externo do tubo; a largura mínima do berço deve ser igual ao diâmetro externo do tubo mais duas vezes a espessura (e') indicada na tabela 7.2.

A vala deve ser preenchida, com reaterro colocado a mão, até uma altura mínima sobre a geratriz superior do tubo equi-

valente a $1/8$ da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo ou 15 cm (fig. 7.12);

— *tipo 4*: o tubo é cuidadosamente assente sobre uma base de terra, formando uma fundação conformada para se adaptar à parte inferior do tubo numa largura mínima de 50% do seu diâmetro externo; as laterais do tubo são envolvidas por uma camada de concreto, com tensão média de rutura à compressão de 150 kg/cm², de altura mínima equivalente a 38% do diâmetro externo do tubo; a largura mínima do berço deve ser igual ao diâmetro externo do tubo mais duas vezes a espessura (e') indicada na tabela 7.2.

A vala deve ser preenchida, com reaterro colocado a mão, até uma altura mínima sobre a geratriz superior do tubo equivalente a $1/8$ da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo ou 15 cm (fig. 7.13).

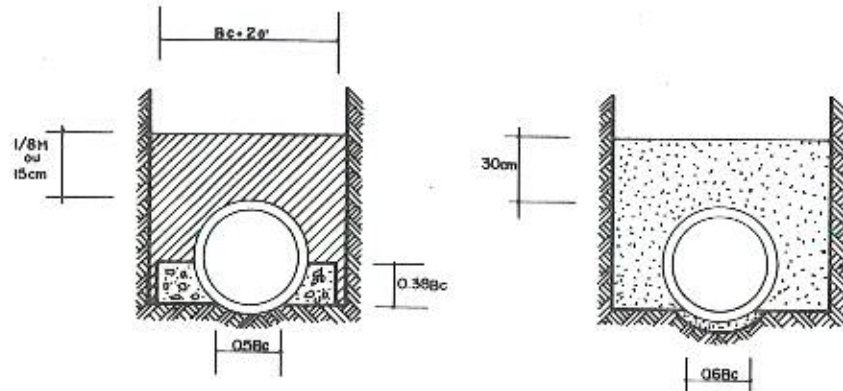


Fig. 7.13 — Berço parcial de concreto tipo 4 — classe A. Fig. 7.14 — Base de 1.ª classe — tipo 1 — classe B.

7.3.1.2 Classe B (base de 1ª classe)

— *tipo 1*: o tubo é cuidadosamente assente sobre uma base de material granular fino, formando uma fundação convenientemente conformada para se adaptar à parte inferior do tubo numa largura mínima de 60% do seu diâmetro externo.

A vala deve ser aterrada, até uma altura mínima de 30 cm acima da geratriz superior do tubo, com material gra-

nular cuidadosamente colocado a mão, de modo a preencher todo o espaço sob e adjacente ao tubo, sendo completamente compactado em camadas de, no máximo, 15 cm de espessura (fig. 7.14);

— *tipo 2*: o tubo deve ser cuidadosamente assente sobre uma base de material granular cuja espessura (a) sob o tubo não deve ser inferior aos valores indicados na tabela 7.1; a base deve envolver a metade do tubo.

A parte superior do tubo deve ser envolvida por reaterro socado, conforme indicado na figura 7.15.

O assentamento deve ser completado com um reaterro colocado a mão, até uma altura sobre a geratriz superior do tubo equivalente a $1/8$ da altura de aterro sobre a geratriz superior do tubo ou 15 cm (fig. 7.15);

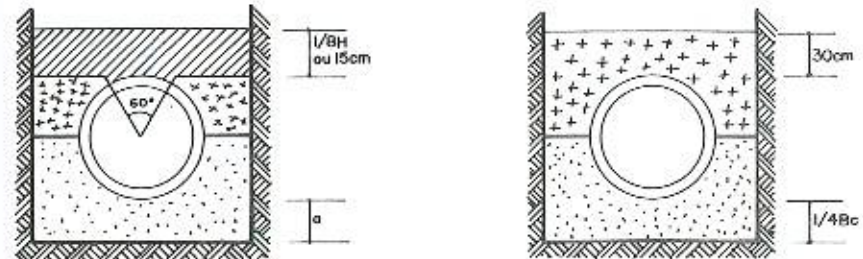


Fig. 7.15 — Base de 1.ª classe — tipo 2 — classe B. Fig. 7.16 — Base de 1.ª classe — tipo 3 — classe B.

— *tipo 3*: o tubo deve ser cuidadosamente assente sobre uma base de material granular cuja espessura sob o tubo não deve ser inferior a $1/4$ do diâmetro externo do tubo; a base deve envolver a metade do tubo.

A parte superior do tubo deve ser envolvida por um reaterro cuidadosamente compactado, até uma altura mínima sobre a geratriz superior de 30 cm (fig. 7.16).

7.3.1.3 Classe C (base comum ou ordinária)

— *tipo 1*: o tubo deve ser assente, com cuidado ordinário, sobre uma base de terra, formando uma fundação conformada para se adaptar à parte inferior do tubo numa largura mínima de 50% do seu diâmetro externo.

A vala deve ser reaterrada, até uma altura mínima de 15 cm acima da geratriz superior do tubo, com material granular, de modo a preencher todo o espaço sob e adjacente ao tubo, sendo completamente compactado em camadas de, no máximo, 15 cm (fig. 7.17);

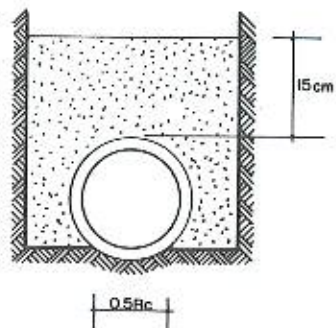


Fig. 7.17 — Base comum ou ordinária — tipo 1 — classe C.

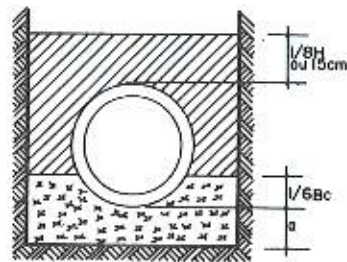


Fig. 7.18 — Base comum ou ordinária — tipo 2 — classe C.

— *tipo 2*: o tubo deve ser assente, com cuidado ordinário, sobre uma base de reaterro socado cuja espessura sob o tubo não deve ser inferior ao valor indicado na tabela 7.1; a base deve se estender verticalmente pelos lados do tubo, a uma altura equivalente a $1/6$ do seu diâmetro externo.

A vala deve ser preenchida, com reaterro de material colocado a mão, até uma altura mínima sobre a geratriz superior do tubo equivalente a $1/8$ da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo ou 15 cm (fig. 7.18).

OBS.: deve-se preferir o uso de material granular na base de reaterro socado, devendo somente ser dispensado quando o subgreide for constituído de solo não coesivo.

7.3.1.4 Classe D (base imprópria ou impermeável)

— *tipo 1*: o tubo é assente sem cuidado suficiente, sobre o fundo chato da vala, não se tendo preparado o solo para que a parte inferior do tubo repouse convenientemente, deixando-se de reaterrar ao seu redor com material granular ao menos parcialmente compactado (fig. 7.19);

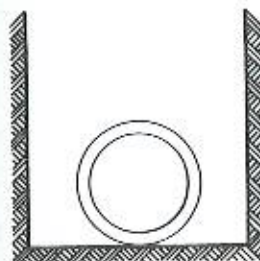


Fig. 7.19 — Base imprópria ou impermeável — tipo 1 — classe D.

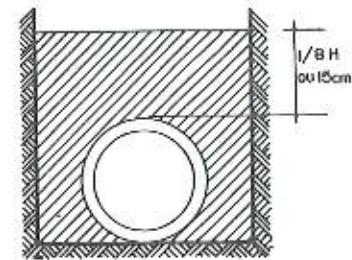


Fig. 7.20 — Base imprópria ou impermeável — tipo 2 — classe D.

— *tipo 2*: o tubo é assente sem cuidado suficiente, sobre o fundo chato da vala, não se tendo preparado o solo para que a parte inferior do tubo repouse convenientemente.

A vala é reaterrada, até uma altura mínima sobre a geratriz superior do tubo equivalente a $1/8$ da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo ou 15 cm, com material colocado a mão (fig. 7.20).

7.3.1.5 Notas

7.3.1.5.1 Os métodos básicos de assentamento são os constantes dos itens 7.3.1.1, 7.3.1.2, 7.3.1.3 e 7.3.1.4 — tipo 1 — sendo as demais alternativas obtidas desses quatro que, entretanto, requerem maior trabalho manual na sua execução.

7.3.1.5.2 O *material granular* deve ser constituído de pedra britada ou cascalho miúdo com um mínimo de 95% passando na peneira de 12,7 mm de abertura nominal da malha e não menos que 95% retido na peneira de 4,8 mm de abertura nominal; deve ser colocado em camadas sucessivas de 15 cm, no máximo, e compactado à pá.

7.3.1.5.3 O *reaterro socado* deve ser cuidadosamente escolhido do material escavado, livre de detritos, matéria orgânica e pedras, compactado para uma densidade máxima de 95% (método AASHO T-99).

O material granular pode ser substituído no todo ou em parte por reaterro socado, exceto sob o tubo, e não se deve

elevar verticalmente pelos lados do tubo a uma altura superior a 1/6 do diâmetro externo do tubo, a contar da sua geratriz inferior.

7.3.1.5.4 O reaterro colocado a mão deve ser constituído de material cuidadosamente escolhido, livre de detritos e pedras.

7.3.2 Tubos salientes

7.3.2.1 Considerações

Os métodos para assentamento dos tubos salientes são definidos separadamente daqueles para os tubos em vala pois que, nos primeiros, existem outros elementos a considerar, quais sejam:

- *prisma interior*: é o prisma do material do aterro diretamente sobre o tubo e entre os planos verticais tangentes aos lados do tubo (fig. 7.21);
- *prisma exterior*: é aquele ao lado do plano vertical tangente ao tubo e que delimita o prisma interior; tem largura ilimitada (fig. 7.21);

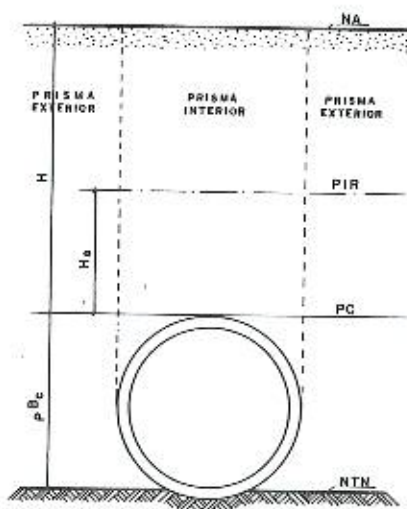
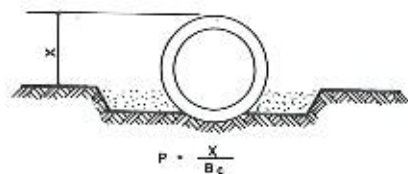


Fig. 7.21



RAZÃO DA SALIÊNCIA POSITIVA

Fig. 7.22-A

- *plano de igual recalque*: é o plano horizontal no aterro e sobre o qual os recalques do solo dos prismas interior e exteriores são iguais (fig. 7.21);
- *altura de igual recalque*: é a distância entre a geratriz externa superior do tubo e o plano de igual recalque (fig. 7.21); a altura de igual recalque pode ser calculada pelas equações:

$$H_e = B_c \sqrt{\frac{-r_{sd} \times p}{k_{\mu}}}$$

para o caso de valas incompletas com empuxo ativo ou

$$H_e = \pm r_{sd} \times p \frac{H}{B_c}$$

Usa-se o sinal (+) quando a razão de recalque for positiva e o sinal (-) quando for negativa;

- *plano crítico*: é o plano horizontal no material do aterro ao nível da geratriz superior do tubo, no começo da construção do aterro e antes dos recalques começarem a se desenvolver (fig. 7.21);
- *razão de recalque*: é uma relação numérica adimensional obtido pela relação matemática de cinco fatores lineares e foi determinada, "a priori", por um raciocínio, não sendo sujeita a uma evidência matemática:

$$r_{sd} = \frac{(d_5 + d_3 - (d_2 + d_1))}{d_5}$$

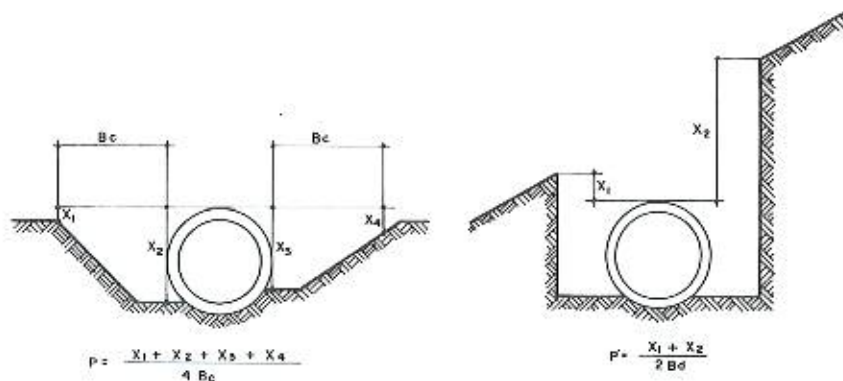
- onde:
- d_1 = recalque do tubo junto à fundação;
 - d_2 = deformação do tubo;
 - d_3 = recalque do terreno natural adjacente ao tubo;
 - d_4 = recalque do plano crítico;
 - d_5 = deformação por compressão das colunas de solo adjacentes ao tubo, isto é, entre o plano crítico e o terreno natural.

O fator d_1 não está na expressão, pois $d_1 = d_1 + d_2$.

Os valores recomendados à razão de recalque, após observações e trabalhos experimentais executados pelo Iowa Engineering Experimental Station e Public Roads Administration, são os seguintes:

- para tubos rígidos assentes em rocha ou terrenos não compressíveis — $r_{rel} = + 1,0$;
- para tubos rígidos assentes em terrenos comuns ou ordinários — $r_{rel} = + 0,5$ a $+ 0,8$;
- para tubos rígidos assentes em fundações depressíveis comparáveis ao greide natural adjacente — $r_{rel} = 0$ a $+ 0,5$;
- para tubos rígidos assentes em valas imperfeitas — $r_{rel} = - 2,0$ a 0 ;
- para tubos flexíveis com aterro lateral pouco compactado — $r_{rel} = - 0,4$ a 0 ;
- para tubos flexíveis com aterro lateral bem compactado — $r_{rel} = - 0,2$ a $+ 0,8$ (*).

Se a razão de recalque é positiva significa que os esforços de cisalhamento somados ao plano crítico são maiores que aqueles somados à geratriz superior do tubo e vice-versa.



RAZÃO DA SALIÊNCIA POSITIVA

Fig. 7.22-B

RAZÃO DA SALIÊNCIA NEGATIVA

Fig. 7.23

(*) Usualmente é adotado o valor zero.

Razão de saliência

a) razão de saliência positiva: é a relação existente entre a distância vertical que vai da face do terreno natural à geratriz superior do tubo dividida pelo diâmetro externo do tubo. É aplicada para razões positivas e nulas dos tubos salientes (figs. 7.22);

b) razão de saliência negativa: é a relação existente entre a distância vertical que vai da face do terreno natural à geratriz superior do tubo, dividida pela largura da vala. É aplicada para razões negativas dos tubos salientes (fig. 7.23).

Por conveniência, o Iowa State College grupa, em quatro casos, as condições de carga no campo:

— *condição de saliência completa*: quando a geratriz superior do tubo se coloca em posição abaixo do plano crítico e quando a altura do aterro é menor que a altura teórica de igual recalque (fig. 7.24);

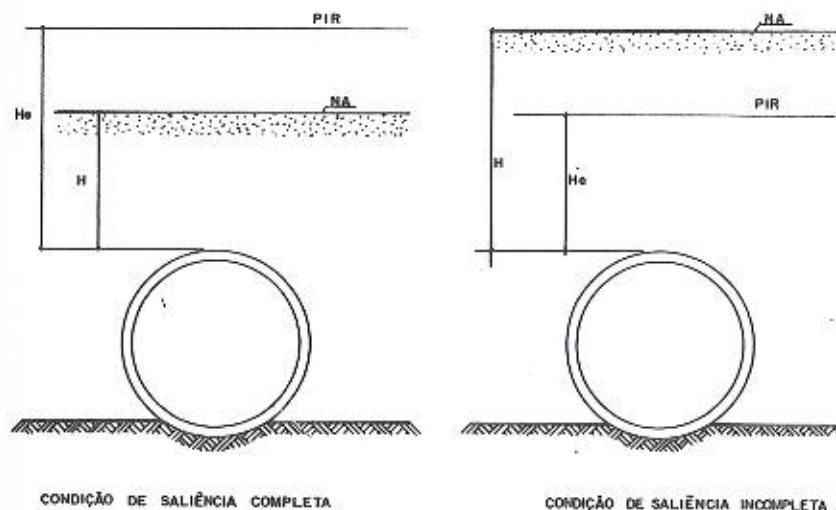
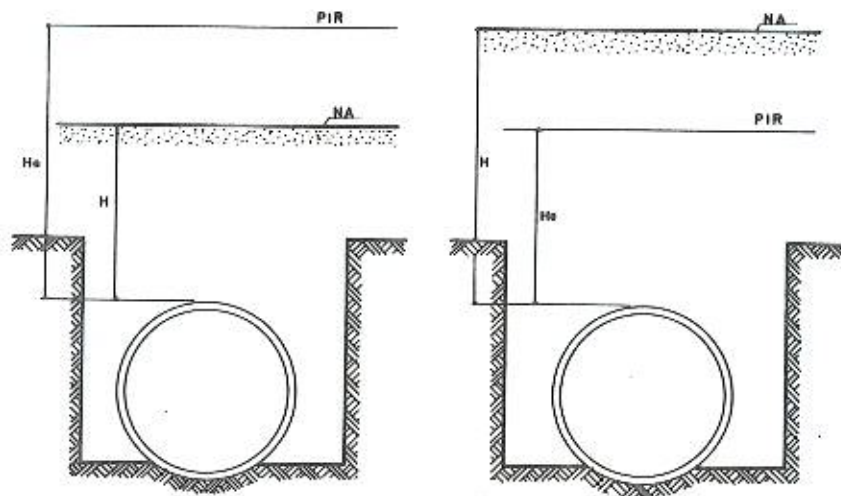


Fig. 7.24

Fig. 7.25

— *condição de saliência incompleta*: quando a geratriz superior do tubo se coloca em posição abaixo do plano crítico e quando a altura do aterro é maior que a altura teórica de igual recalque (fig. 7.25);

— *condição de vala completa:* quando a geratriz superior do tubo se coloca em posição acima do plano crítico e quando a altura do aterro é menor que a altura teórica de igual recalque (fig. 7.26);



CONDICÃO DE VALA COMPLETA

Fig. 7.26

CONDICÃO DE VALA INCOMPLETA

Fig. 7.27

— *condição de vala incompleta:* quando a geratriz superior do tubo se coloca em posição acima do plano crítico e quando a altura do aterro é maior do que a altura teórica de igual recalque (fig. 7.27).

Definidos tais elementos podemos passar às bases que são, também, em número de quatro.

7.3.2.2 Classe A (base especial)

O tubo é assente num berço de concreto, armado ou não, com tensão média de rutura à compressão de 150 kg/cm^2 ; a espessura do concreto sob o tubo não deve ser inferior a $1/4$ do seu diâmetro interno; o concreto deve se estender verticalmente, pelos lados do tubo, a uma altura mínima de $1/4$ do

seu diâmetro externo; a largura mínima do berço deve ser igual ao seu diâmetro externo mais 20 cm.

Quando o subgredie for constituído de material rochoso, a espessura mínima de concreto sob o tubo deve ser de 15 cm (fig. 7.28).

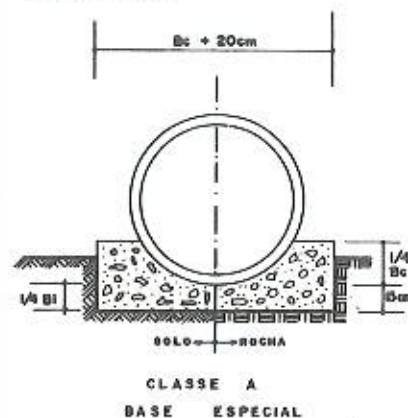


Fig. 7.28

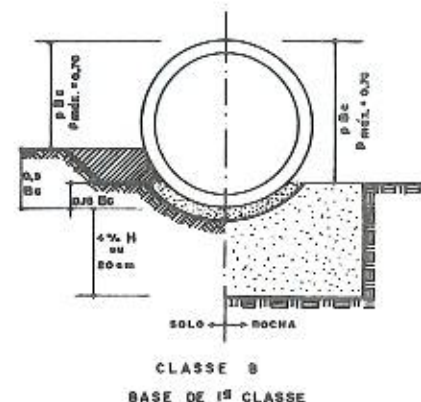


Fig. 7.29

7.3.2.3 Classe B (base de 1ª classe)

O tubo, tendo uma razão de saliência máxima de 0,70, é cuidadosamente assente sobre material granular fino, formando uma fundação convenientemente conformada para se adaptar à parte inferior do tubo em, pelo menos, 15% da altura correspondente a seu diâmetro externo; o material do aterro, ao redor do tubo, dever-se-á elevar a uma altura correspondente a 30% de seu diâmetro externo, a contar da geratriz inferior, e deverá ser perfeitamente socado em camadas sucessivas de, no máximo, 15 cm.

Quando o subgredie for constituído de material rochoso, o tubo deve ser assente sobre um colchão de solo levemente compactado e conformado da maneira acima descrita, cuja espessura sob o tubo deve ser de 4% da altura de aterro sobre a geratriz superior do tubo com um mínimo de 20 cm (fig. 7.29).

7.3.2.4 Classe C (base comum ou ordinária)

O tubo é assente com cuidado ordinário sobre uma base de terra, formando uma fundação convenientemente conformada para se adaptar à parte inferior do tubo em, pelo menos, 10% da altura correspondente a seu diâmetro externo, sendo a superfície sob e adjacente ao tubo envolvida por material granular colocado a pá, de modo a encher todo o espaço vazio.

Quando o subgreide for constituído de material rochoso, o tubo deve ser assente sobre um colchão de solo levemente compactado e conformado da maneira acima descrita, cuja espessura sob o tubo deve ser de 4% da altura do aterro sobre a geratriz superior do tubo com um mínimo de 20 cm (fig. 7.30).

7.3.2.5 Classe D (base imprópria ou impermeável)

O tubo é assente com pequeno ou nenhum cuidado, não se tendo preparado o solo para que a parte inferior do tubo repouse convenientemente, deixando-se de envolver por material granular, para encher todo o espaço vazio, a superfície sob e adjacente ao tubo.

Quando o subgreide for constituído de material rochoso, o tubo deve ser assente sobre um colchão de solo levemente

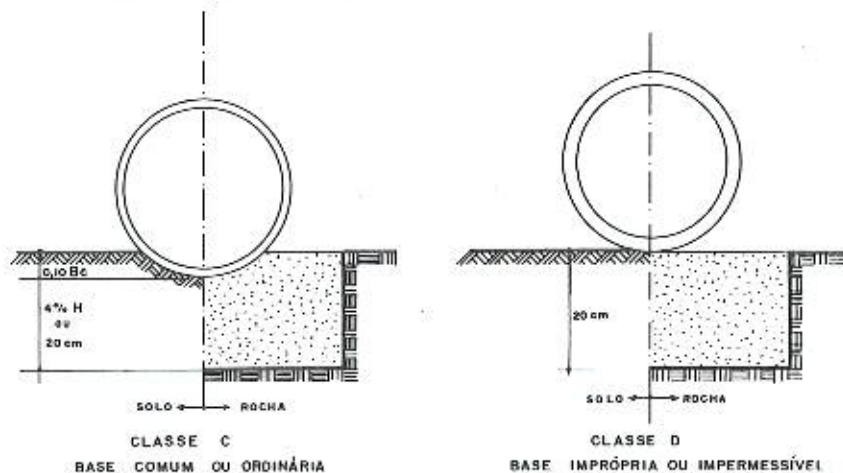


Fig. 7.30

Fig. 7.31

compactado, na forma acima descrita, cuja espessura sob o tubo deve ser de 20 cm (fig. 7.31).

7.3.2.6 Operação de reaterro

Tubos salientes positivos

O aterro deverá ser compactado em camadas máximas de 15 cm e numa distância, para cada lado do tubo, equivalente a 3,60 m com um mínimo de duas vezes o diâmetro externo do tubo; o aterro deve se estender verticalmente, pelos lados do tubo, a uma altura mínima de 30 cm sobre a geratriz superior do tubo. O material de aterro sob e adjacente ao tubo deve ser cuidadosamente compactado mecanicamente; o aterro, nos lados do tubo e numa distância equivalente a um diâmetro interno, deve ser constituído de material regular.

O restante do aterro pode ser compactado através de rolo compressor ou qualquer outro método aprovado, paralelamente aos lados do tubo, tomando-se as devidas precauções para evitar deslocamentos ou prejuízos ao tubo (fig. 7.32).

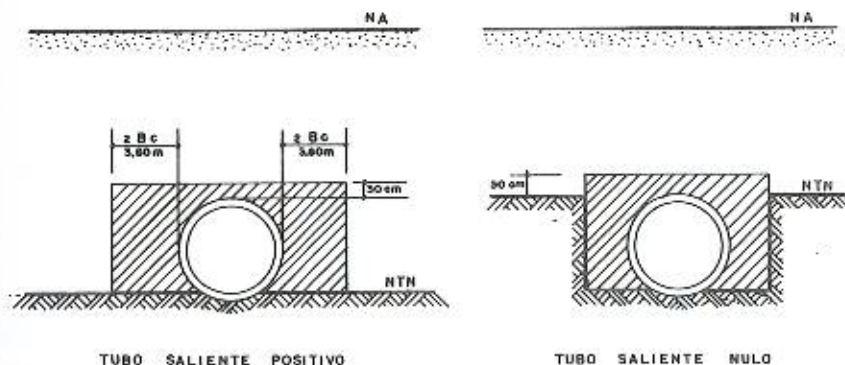


Fig. 7.32

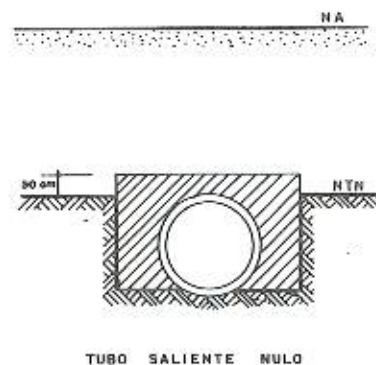


Fig. 7.33

Tubos salientes nulos

O aterro deve ser colocado e compactado em camadas máximas de 15 cm em ambos os lados do tubo, elevando-se a uma altura mínima de 30 cm sobre a geratriz superior do tubo. O material de aterro sob e adjacente ao tubo deve ser

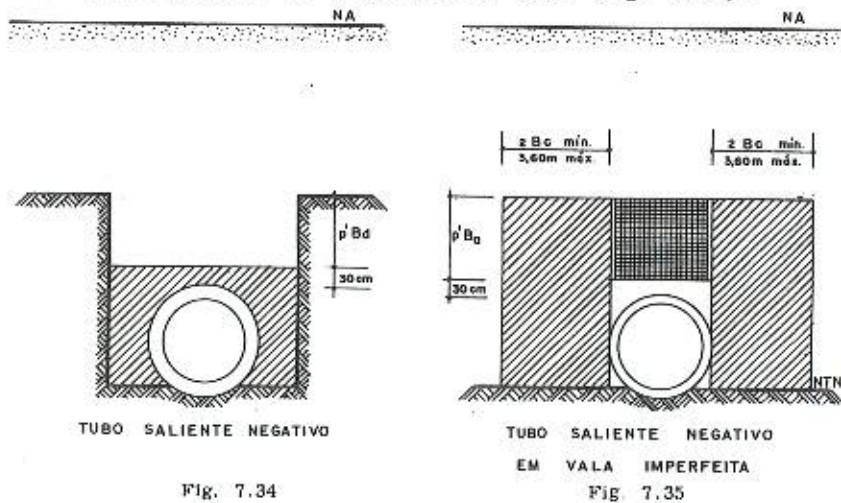
cuidadosamente compactado mecanicamente; o aterro, nos lados do tubo e numa distância equivalente a um diâmetro interno, deve ser constituído de material regular.

O restante do aterro pode ser compactado através de rolo compressor ou qualquer outro método aprovado, paralelamente aos lados do tubo, tomando-se as devidas precauções para evitar deslocamentos ou prejuízos ao tubo (fig. 7.33).

Tubos salientes negativos

O aterro deve ser colocado e compactado em camadas máximas de 15 cm em ambos os lados do tubo, elevando-se a uma altura mínima de 30 cm sobre a geratriz superior do tubo. O material de aterro sob e adjacente ao tubo deve ser cuidadosamente compactado mecanicamente; o aterro, nos lados do tubo e numa distância equivalente a um diâmetro interno, deve ser constituído de material regular.

O restante do aterro pode ser compactado através de rolo compressor ou qualquer outro método aprovado, paralelamente aos lados do tubo, tomando-se as devidas precauções para evitar deslocamentos ou prejuízos ao tubo (fig. 7.34).



Tubos salientes negativos em valas imperfeitas

Deverá ser construído um aterro inicial, compactado em camadas máximas de 15 cm, com uma largura máxima equi-

valente ao diâmetro externo do tubo mais 7,20 m, e mínima de 5 vezes seu diâmetro externo; a altura de aterro deve ser equivalente ao diâmetro externo do tubo, mais 30 cm e mais a parcela $p' B_e$.

Abre-se uma vala no aterro assim construído, assenta-se o tubo e o reaterro da vala deve ser colocado e compactado em camadas máximas de 15 cm, em ambos os lados do tubo, elevando-se a uma altura mínima de 30 cm sobre a geratriz superior do tubo. O material de aterro sob e adjacente ao tubo deve ser cuidadosamente compactado mecanicamente; o aterro, nos lados do tubo e numa distância equivalente a um diâmetro interno, deve ser constituído de material regular.

O restante do aterro pode ser compactado através de rolo compressor ou qualquer outro método aprovado, paralelamente aos lados do tubo, tomando-se as devidas precauções para evitar deslocamentos ou prejuízos ao tubo (fig. 7.35).

NOTA: o aterro nos lados do tubo e numa distância equivalente a um diâmetro interno e que se eleva 30 cm acima da geratriz superior do tubo deve ser escolhido do solo escavado ou ser um material granular fino. Não deve conter pedras que fiquem retidas na peneira de 5 cm de abertura de malha, pedaços de argila altamente plástica ou quaisquer outros materiais inservíveis.

O material granular deve ser constituído de pedra britada ou cascalho miúdo com um mínimo de 95% passando na peneira de 12,7 mm e não menos que 95% retido na peneira de 4,8 mm.

7.3.3 Tubos em túnel

O espaço entre o tubo e o terreno natural deverá ser preenchido com material compactado, que deverá penetrar em todos os vazios existentes.

O material de enchimento poderá ser concreto, areia ou argamassa de cimento e areia.

7.4 CARGAS CAUSADAS PELO REATERRO

O Professor Anson Marston desenvolveu métodos para determinar a carga vertical sobre tubos enterrados, devida ao peso da terra, para todas as condições construtivas comumente encontradas, sendo a fórmula do tipo

$$W_c = \omega CB^2$$

7.4.1 Tubos em vala

Tubos rígidos

A equação para cálculo da carga produzida é:

$$W_c = \omega C_d B_d^2$$

$$\text{sendo } C_d = \frac{1 - e^{-2 k_{\mu'} \frac{H}{B_d}}}{2 k_{\mu'}}$$

obtido diretamente do gráfico 7.1 em função de H/B_d e do tipo de solo.

Tubos flexíveis

Neste caso, como o aterro lateral do tubo absorve considerável parcela de carga, a fórmula apresenta a forma seguinte:

$$W_c = \omega C_d B_d B_c$$

Largura da vala

As "Especificações Gerais de Assentamento de Coletores" da Companhia Estadual de Águas e Esgotos — CEDAE, especificam: "a largura da vala será igual ao diâmetro interno do coletor acrescido de 0,60 m para diâmetros até 0,40 m e de 0,80 m para diâmetros superiores a 0,40 m. Estes valores serão adotados para profundidades até 2,00 m. Para cada metro ou fração além dos dois metros de profundidade, a largura será aumentada de 0,10 m. A pedido da Empreiteira e a critério do Engenheiro Fiscal, a largura da vala poderá ser aumentada ou diminuída, de acordo com as condições do terreno ou em face de outros fatores que se apresentarem na ocasião".

Existem diferentes fórmulas para determinar a largura ideal da vala como, por exemplo:

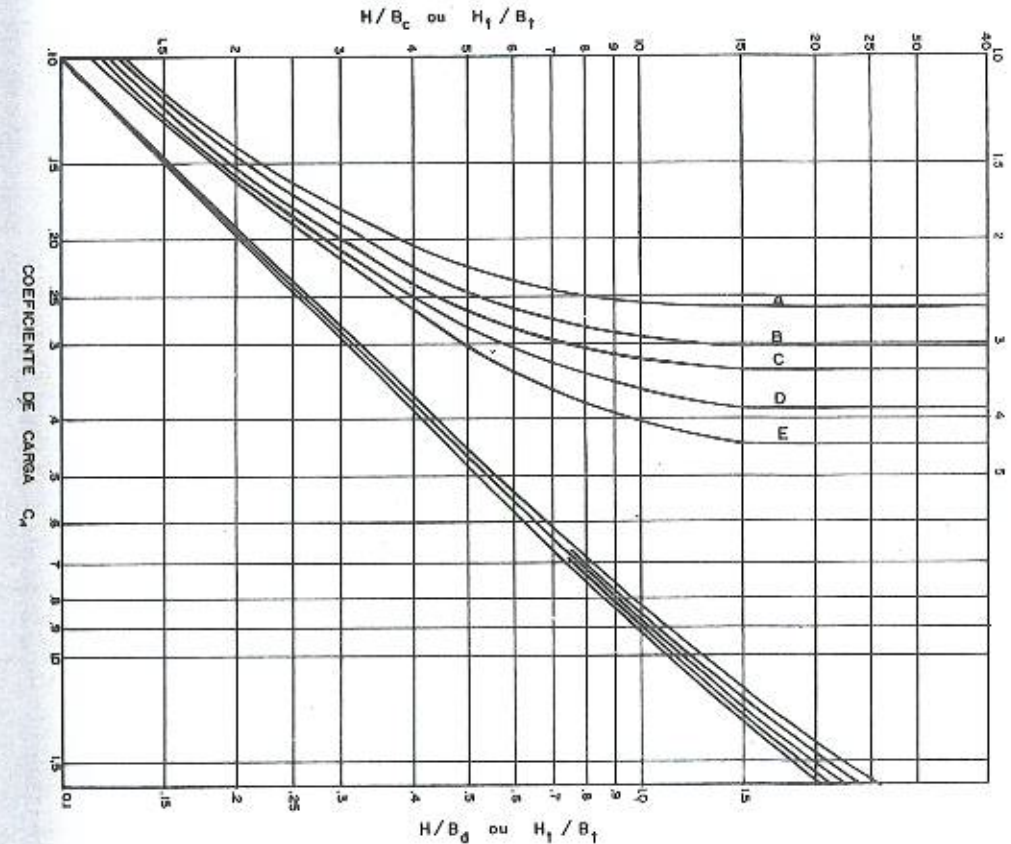


Gráfico 7.1

- CURVA A: C_d para k_{μ} e $k_{\mu'} = 0,1924$ para material granular sem coesão
- CURVA B: C_d para k_{μ} e $k_{\mu'} = 0,1650$ máximo para areia e cascalho
- CURVA C: C_d para k_{μ} e $k_{\mu'} = 0,1500$ máximo para solo saturado
- CURVA D: C_d para k_{μ} e $k_{\mu'} = 0,1300$ máximo para argila
- CURVA E: C_d para k_{μ} e $k_{\mu'} = 0,1100$ máximo para argila saturada

$$B_a = B_i + 2 (0,150 \text{ ou } 0,300 \text{ m}) \text{ (Guerrin)};$$

$$B_a = 1,34 B_i + 0,200 \text{ m (fórmula americana)};$$

$$B_a = 1,40 B_i + 0,160 \text{ m (M. Dubosch)};$$

$$B_a = 1,50 B_i + 0,300 \text{ m (Steel)}.$$

Largura de transição

O acréscimo na largura da vala, considerando-se constante outros fatores, leva ao aumento das cargas sobre os tubos; o cálculo dessas cargas é executado de acordo com os tubos em vala até um limite, quando o cálculo passa a ser feito de acordo com a teoria dos tubos salientes.

Esse limite, onde ocorre esse fato, é denominado "largura de transição", a partir da qual as valas que excedem essa largura têm o cálculo das cargas constante e feito para a largura de transição.

Esta largura pode ser determinada pelos gráficos 7.2 em função de H/B_c e do produto $r_{sd} \times p$, sendo este produto determinado em referência ao fundo da vala.

7.4.2 Tubos salientes

As equações para cálculo das cargas produzidas pelo peso da terra sobre os tubos, quer rígidos ou flexíveis, são:

7.4.2.1 Positivos ou nulos

— quando $H \leq H_c$ sem empuxo ativo

$$W_c = \omega C_c B_c^2$$

$$\text{sendo } C_c = \frac{e^{+ 2 k_\mu (H/B_c)} - 1}{\pm 2 k_\mu}$$

— quando $H \leq H_c$ com empuxo ativo

$$W_c = \omega C_c B_c^2$$

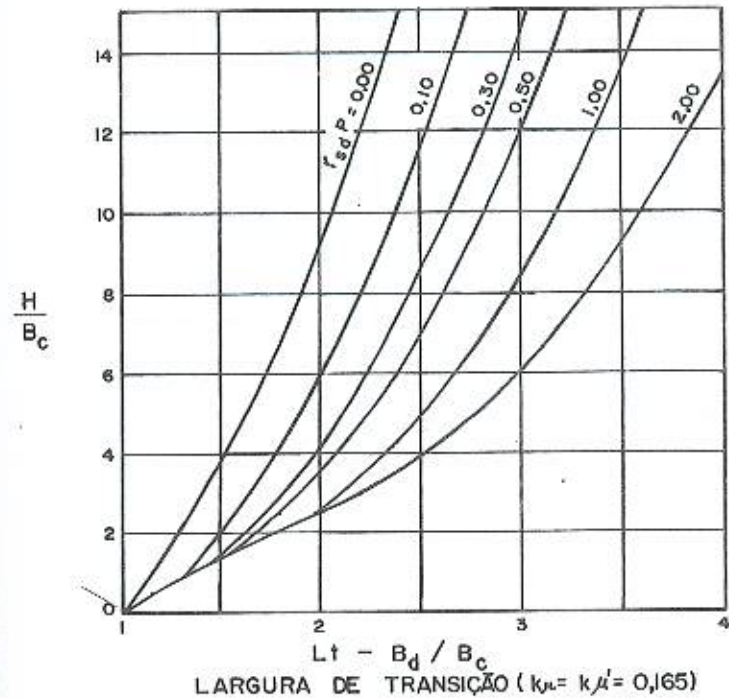


Gráfico 7.2-A

Material	Valor kg/m ³
Argila fofa	196
Argila média	1.225
Argila compacta	4.900
Areia seca, solta	000
Areia, silte	490
Areia densa	1.470
Solo saturado	490

TABELA 7-3

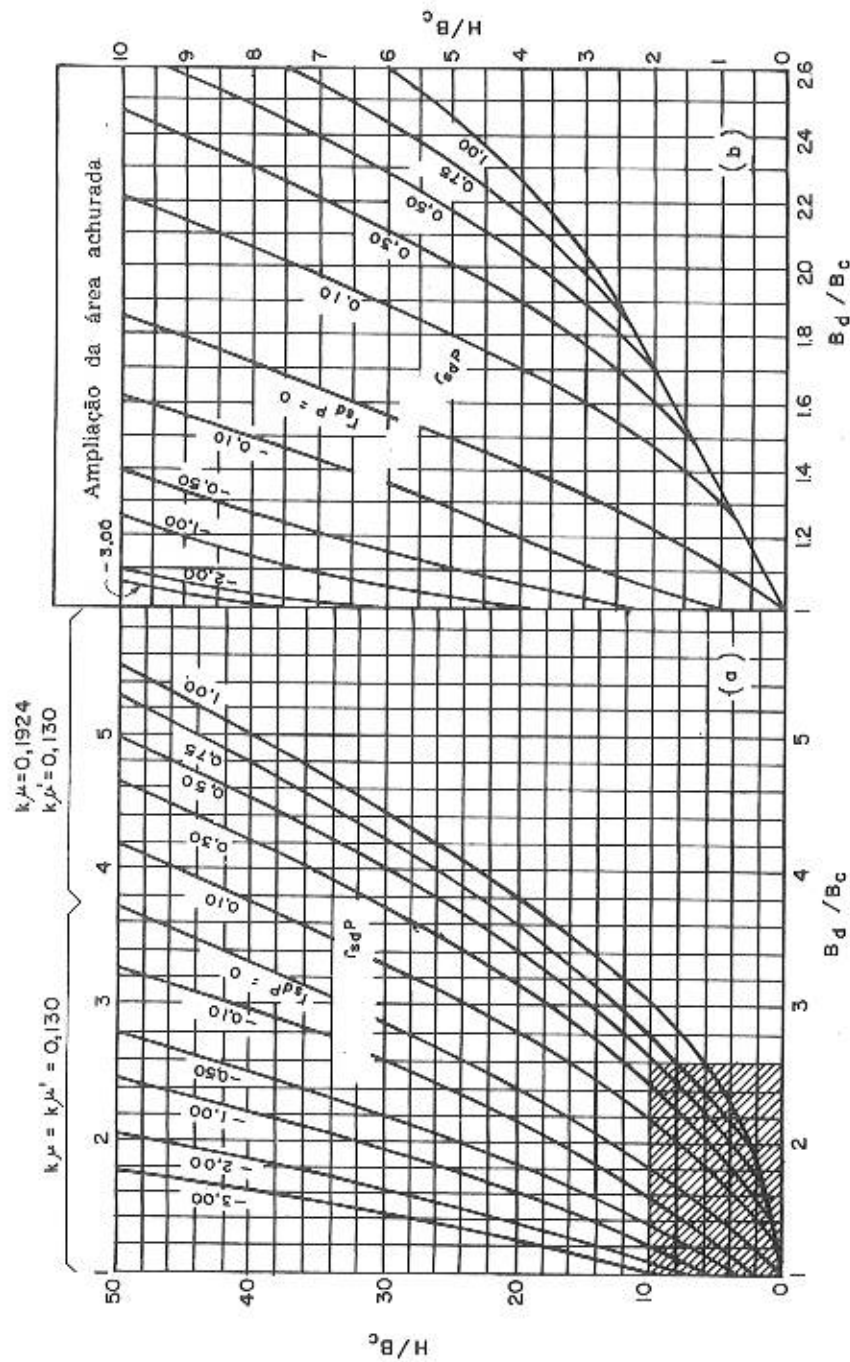


Gráfico 7.2-B — Largura de transição.

$$\text{sendo } C_c = \frac{H}{B_c} - k\mu \left(\frac{H}{B_c} \right)^2$$

— quando $H > H_c$ sem empuxo ativo

$$W_c = \omega C_c B_c^2$$

$$\text{sendo } C_c = \frac{e^{\pm z k\mu \frac{H_c}{B_c}} - 1}{\pm 2 k\mu} +$$

$$+ \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_c}{B_c} \right) e^{\pm z k\mu \frac{H_c}{B_c}}$$

— quando $H > H_c$ com empuxo ativo

$$W_c = \omega C_c B_c^2$$

$$\text{sendo } C_c = \frac{H}{B_c} \left(1 - 2 k\mu \frac{H_c}{B_c} \right) + k\mu \left(\frac{H_c}{B_c} \right)^2$$

NOTAS

- o valor de C_c , para os diversos casos, é obtido diretamente do gráfico 7.3 em função de H/B_c e do produto $r_{sd} \times p$;
- usa-se o sinal (+) quando as razões de recalque são positivas e o sinal (-) quando negativas.

7.4.2.2 Negativos

$$W_c = \omega C_n B_c^2$$

sendo o valor de C_n obtido diretamente dos gráficos 7.4 em função de H/B_c , r_{sd} e p' .

Para cálculos mais econômicos faz-se uso da seguinte fórmula:

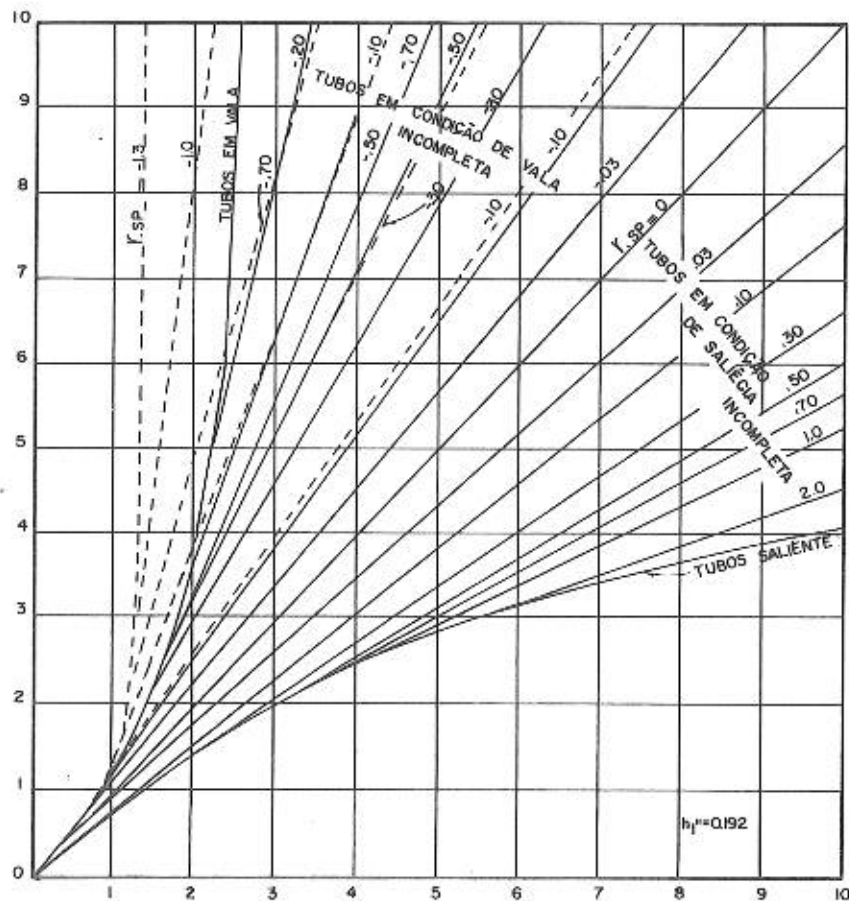


Gráfico 7.3 — Coeficiente de carga C . As linhas tracejadas referem-se a materiais que exercem empuxo ativo.

$$W_c = \omega C_n B_d B'_d$$

sendo recomendados os seguintes valores para B'_d

($B_d = 0,20$ m) para tubos até 800 mm de diâmetro interno;
 ($B_d = 0,30$ m) para tubos acima de 800 mm de diâmetro interno.

Isto resulta do fato de que o reaterro entre o tubo e o lado da vala reduz em cerca de 50% a intensidade média da carga vertical produzida pelo reaterro sobre o plano horizontal que passa pela geratriz superior do tubo. Esta suposição é razoável, se o reaterro lateral for bem compactado.

7.4.2.3 Negativos em valas imperfeitas

$$W_c = \omega C_n B_c^2$$

sendo o valor de C_n obtido diretamente dos gráficos 7.4 em função de H/B_c , r_{so} e p' .

7.4.3 Tubos em túnel

A equação para cálculo da carga produzida é:

$$W_t = C_t B_t (\omega B_t - 2c)$$

$$\text{sendo que } C_t = \frac{1 - e^{-2k\mu' H_t/B_t}}{2k\mu'}$$

é obtido diretamente do gráfico 7.1 em função de H_t/B_t e do tipo de solo.

A tabela 7.3 apresenta alguns valores para o coeficiente de coesão de alguns tipos de solo.

7.4.3.1 Notas

— a aplicação da equação acima para cálculo do esforço produzido sobre um tubo em túnel pelo peso da terra, admite ser o túnel construído em terreno homogêneo, não submetido a esforços e pressões internas. Quando o tú-

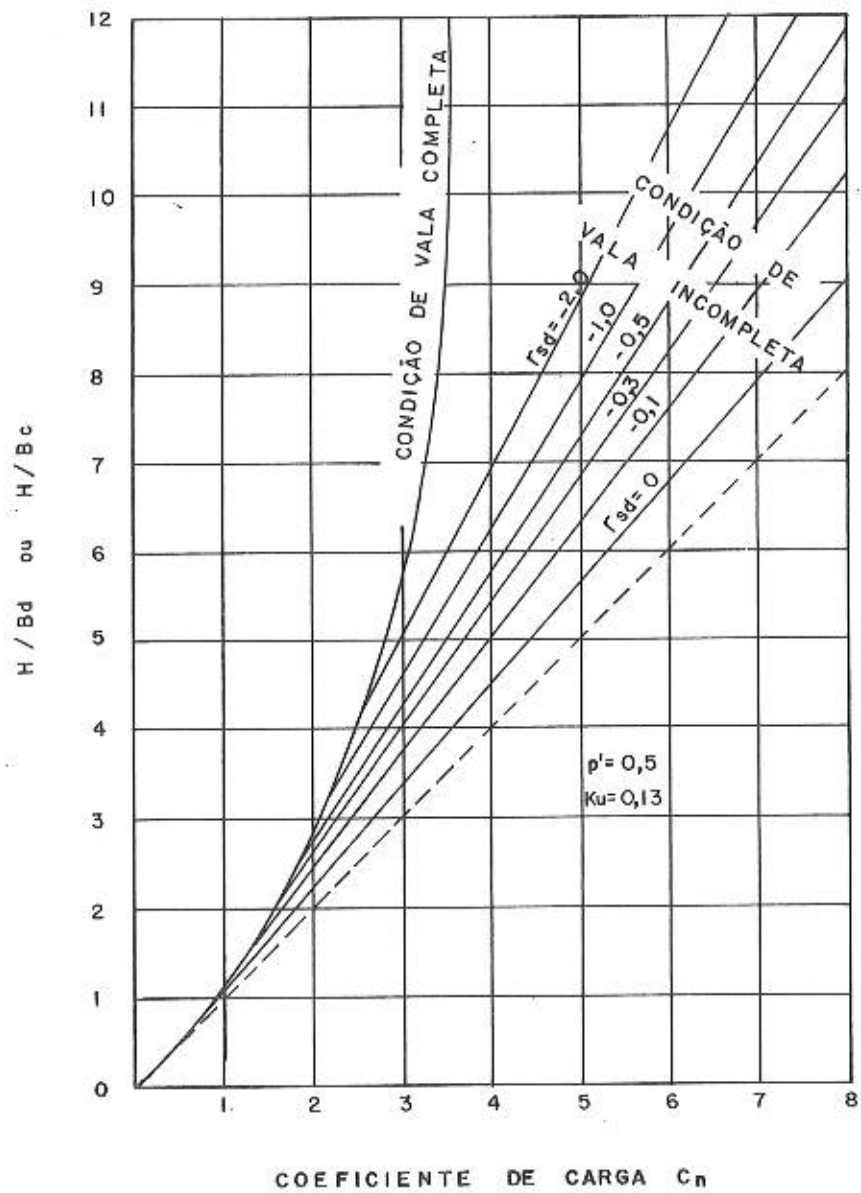


Gráfico 7.4-A

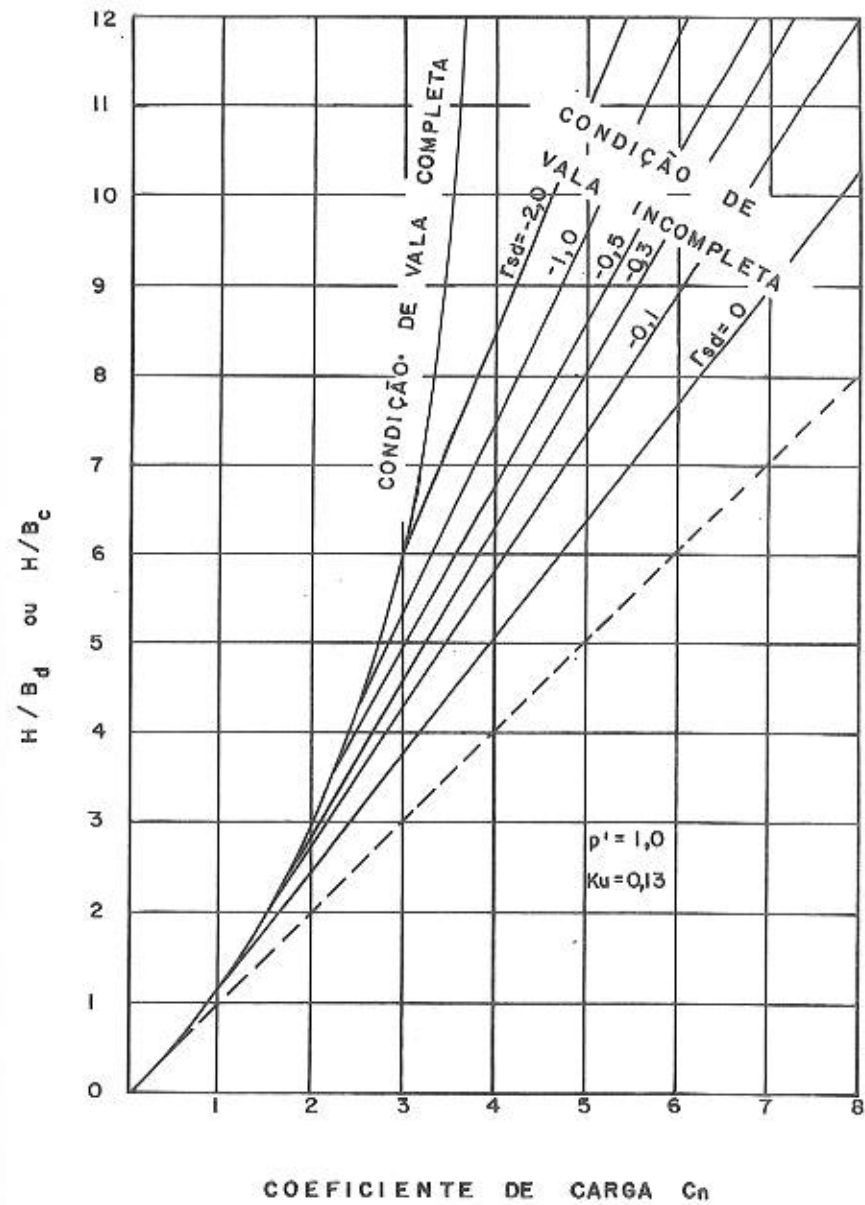


Gráfico 7.4-B

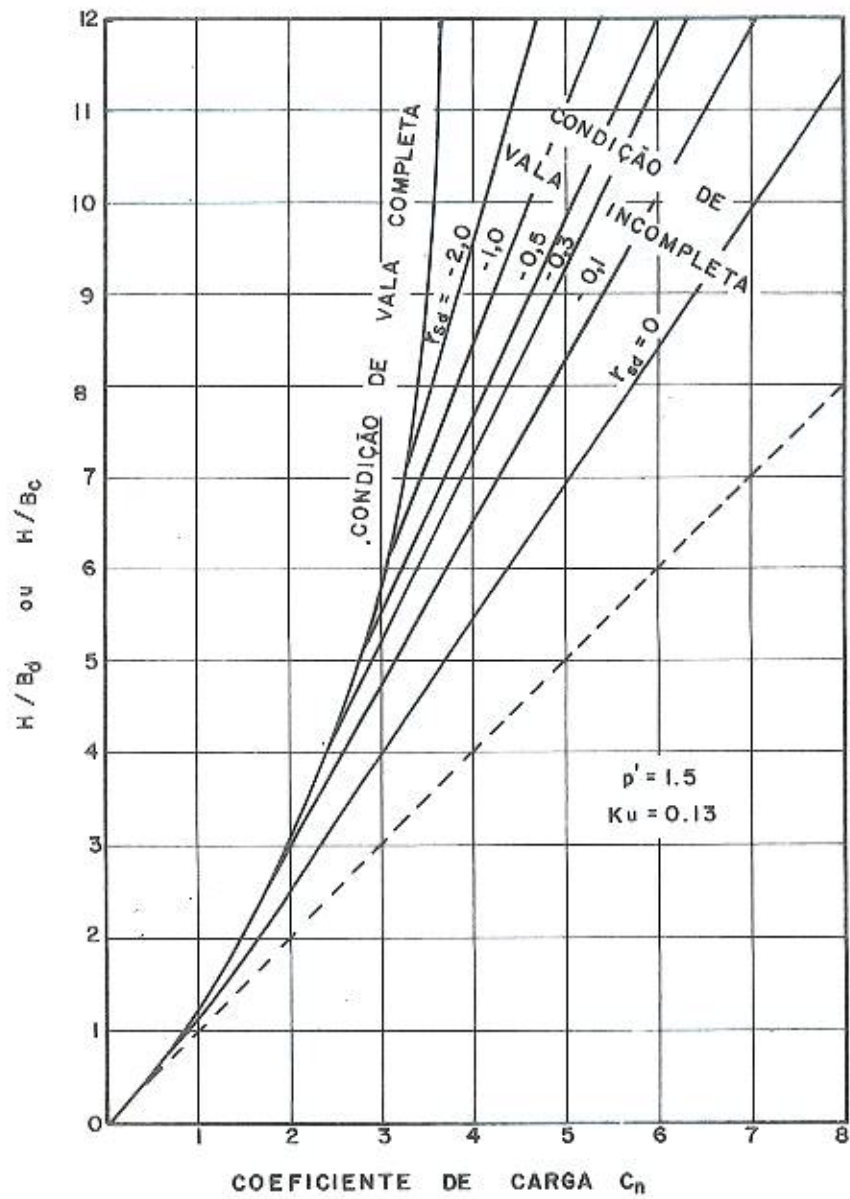


Gráfico 7.4-C

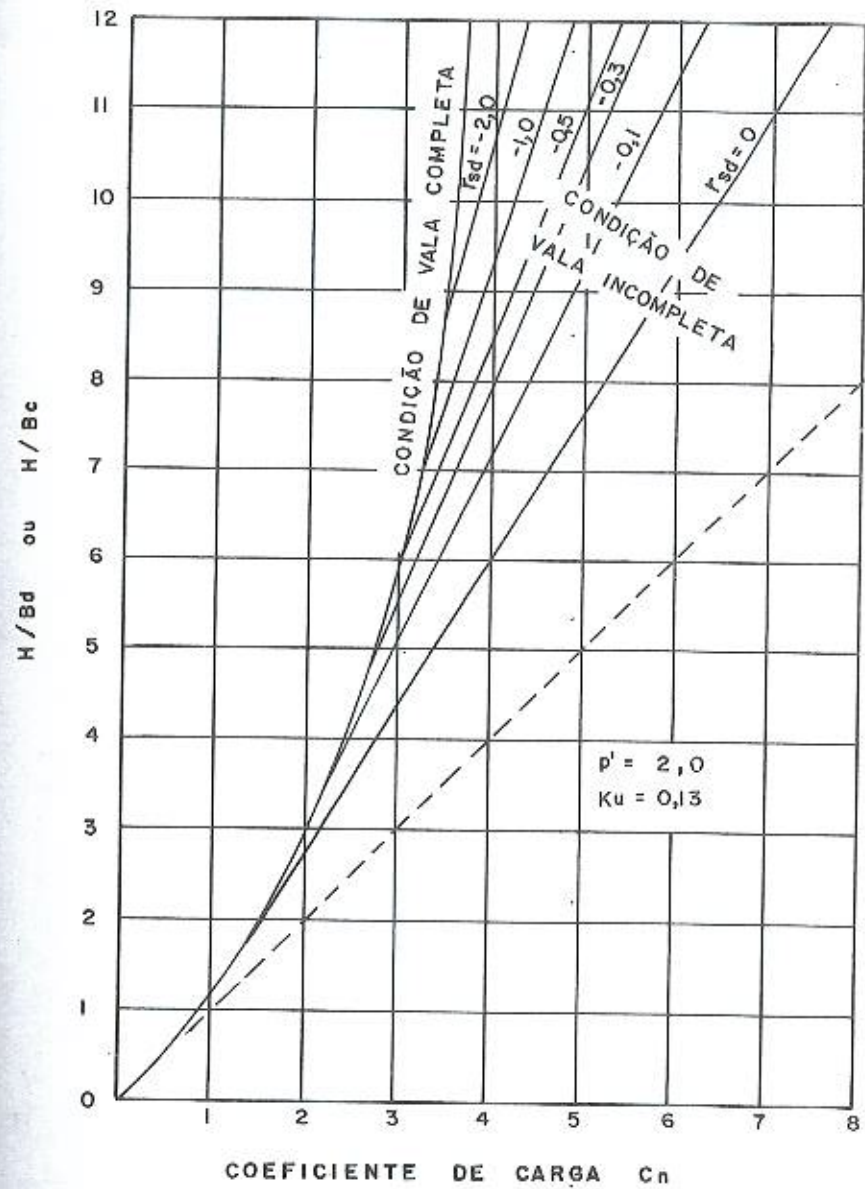


Gráfico 7.4-D

nel for construído em terreno constituído por solo que possa pressionar o tubo como, por exemplo, algumas argilas ou xistos, ela não se aplica;

- quando o túnel for construído de tal forma a resultar um excessivo "overbreak", a equação para cálculo do W_t também não se aplica, devendo ser eliminado o fator de coesão, o que nos leva à aplicação da fórmula do item 7.4.1 para os tubos em vala.

7.5 CARGAS CAUSADAS PELA SOBRECARGA

7.5.1 Carga concentrada

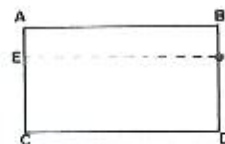
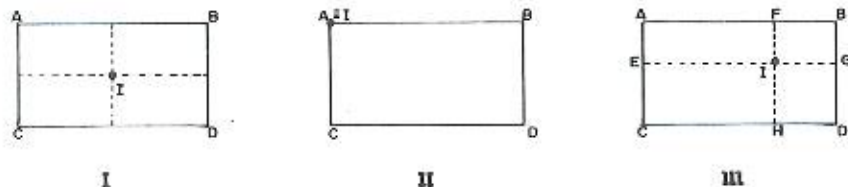
D. H. Holl desenvolveu, para as equações de Boussinesq, de distribuição de tensão num meio elástico, uma integração que permitiu chegar à expressão:

$$W_{sc} = \frac{P \times F_i}{L} \times C_s \times 10^{-3}$$

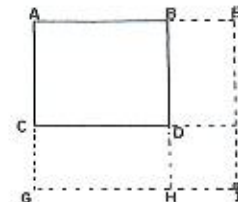
A área de atuação do esforço produzido pela sobrecarga sobre a tubulação é representada pelo "comprimento efetivo do tubo" e a largura correspondente será, no caso de galeria retangular, a sua largura externa e , no caso de galeria circular, a projeção do diâmetro externo sobre o plano horizontal que passa pela geratriz superior do tubo (fig. 7.36).

O valor de C_s para o caso de cargas verticais centradas sobre o tubo é obtido diretamente da tabela 7.4, desenvolvida por Nathan Newmark, em função de $Bc/2H$ e $L/2H$.

Se a carga for deslocada lateral e longitudinalmente, a carga sobre o tubo poderá ser avaliada pela soma algébrica dos efeitos dos vários retângulos da área de carga; neste caso, é mais conveniente trabalhar com cargas sob um vértice do retângulo de carga; dividindo-se por 4 os valores da tabela, obter-se-á C_s para um retângulo com vértice sob a carga, ou seja:



IV



V

- I) Usar diretamente a tabela
- II) $ABCD = \frac{1}{4} (IBCD)$
- III) $ABCD = \frac{1}{4} (FBGI + IGDH + EICH + AFEI)$
- IV) $ABCD = \frac{1}{4} (ABEI + EICD)$
- V) $ABCD = \frac{1}{4} (AEIG - BEIH - CFGI + DFIH)$

7.5.2 Carga uniformemente distribuída

A integração da equação de Boussinesq, por D. H. Holl, levou à expressão:

$$W_{sd} = C_s \cdot g \cdot B_c \cdot F_l \times 10^{-3}$$

A área de atuação do esforço produzido pela sobrecarga sobre a tubulação é representada pelo comprimento unitário e largura correspondente, no caso de galerias retangulares, à largura externa da galeria e , no caso de galerias circulares, à projeção do diâmetro externo sobre o plano horizontal que passa pela geratriz superior do tubo (fig. 7.37).

O valor de C_s para as cargas uniformemente distribuídas, centradas sobre o tubo, é obtido diretamente da tabela 7.4, desenvolvida por Nathan Newmark, em função de $1/2 H$ e $h/2 H$.

Se a carga for deslocada lateral e longitudinalmente, a carga sobre o tubo poderá ser avaliada pela soma algébrica dos efeitos dos vários retângulos da área de carga; neste caso, é mais conveniente trabalhar com cargas sob um vértice do retângulo de carga; dividindo-se por 4 os valores da tabela,

D m	h / 2H OU L / 2H																						
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	∞
0,1	19	37	53	67	79	89	97	103	108	112	117	120	122	123	124	125	126	126	126	126	126	126	126
0,2	37	72	103	131	155	174	189	202	211	219	229	236	240	242	244	246	247	248	248	248	248	248	248
0,3	53	103	149	190	224	252	274	292	306	318	333	342	348	352	355	358	359	360	360	360	360	360	360
0,4	67	131	190	241	284	320	349	373	391	405	425	438	445	450	454	458	460	461	461	462	462	462	462
0,5	79	155	224	284	336	379	414	441	463	481	505	520	530	536	540	545	547	549	549	550	550	550	550
0,6	89	174	252	320	379	428	467	499	524	544	572	590	601	608	613	619	622	624	624	625	625	625	625
0,7	97	189	274	349	414	467	511	546	584	615	639	658	661	669	674	681	685	687	688	688	688	688	688
0,8	103	202	292	373	441	499	546	584	615	639	673	696	710	719	725	733	736	739	740	740	740	740	740
0,9	108	211	306	391	463	524	574	615	647	673	711	734	749	759	766	775	779	782	783	783	783	783	783
1,0	112	219	318	405	481	544	597	639	673	701	740	766	782	793	800	809	814	817	817	818	818	818	818
1,2	117	229	333	425	505	572	628	674	711	740	783	811	829	841	849	860	865	869	869	870	871	871	871
1,4	120	236	342	438	520	590	648	696	734	766	811	841	860	873	882	895	900	904	905	906	906	906	906
1,6	122	240	348	445	530	601	661	710	749	782	829	860	881	895	904	918	924	928	929	930	930	930	930
1,8	123	242	352	450	536	608	669	719	759	793	841	873	895	909	919	933	940	945	946	947	947	947	947
2,0	124	244	355	454	540	613	674	725	766	800	849	882	904	919	930	945	951	956	958	959	959	959	959
2,5	125	246	358	458	545	619	681	733	775	809	860	895	918	933	945	960	968	974	976	976	977	977	977
3,0	126	247	359	460	547	622	685	736	779	814	865	900	924	940	951	968	978	982	984	985	986	986	986
4,0	126	248	360	461	549	624	687	739	782	817	869	904	928	945	956	974	982	989	992	993	993	994	994
5,0	126	248	360	461	549	624	688	740	783	817	869	905	929	946	958	976	984	992	994	995	996	997	997
6,0	126	248	360	462	550	625	688	740	783	818	870	906	930	947	959	976	985	993	995	997	998	998	998
8,0	126	248	360	462	550	625	688	740	783	818	871	906	930	947	959	977	986	993	996	998	999	999	999
10,0	126	248	360	462	550	625	688	740	783	818	871	906	930	947	959	977	986	994	997	998	999	999	1000
∞	126	248	360	462	550	625	688	740	783	818	871	906	930	947	959	977	986	994	997	998	999	1000	1000

COEFICIENTE DE INFLUÊNCIA

TABELA 7.4

obter-se-á C_s para um retângulo com vértice sob a carga, conforme indicado no item 7.5.1.

7.5.3 Notas

Define-se *comprimento efetivo do tubo* como sendo o comprimento sobre o qual o cálculo da carga média, devido a um tráfego de carga unitária na superfície, produz no tubo o mesmo esforço que o produzido pela carga verdadeira que varia de intensidade de ponto para ponto.

Poucas pesquisas informam alguma coisa sobre qual seria esse valor. Tentativas de recomendação indicam usar, para o comprimento efetivo do tubo, o valor de 0,915 m (3 pés) para tubos de comprimento útil maiores que 0,915 m, e usar o valor do comprimento útil para tubos menores que 0,915 m.

O tráfego de veículos produz cargas dinâmicas com efeito sobre os tubos. Tais efeitos são considerados através do coeficiente de impacto, para o qual recomendam-se os valores indicados na tabela 7.5.

Cargas	F_i
Estáticas	1,00
Rodovias	1,50
Ferrovias	1,75
Aeroportos:	
- pista de decolagem	1,00
- pista de taxiagem e praça de manobra	1,50

TABELA 7.5 — Coeficiente de impacto

O coeficiente de influência representa a parcela da sobrecarga concentrada ou distribuída transmitida ao conduto e depende do diâmetro externo do tubo, do comprimento efetivo e da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo, no caso da carga concentrada e, no caso da carga uniformemente distribuída, da largura e comprimento da área sobre

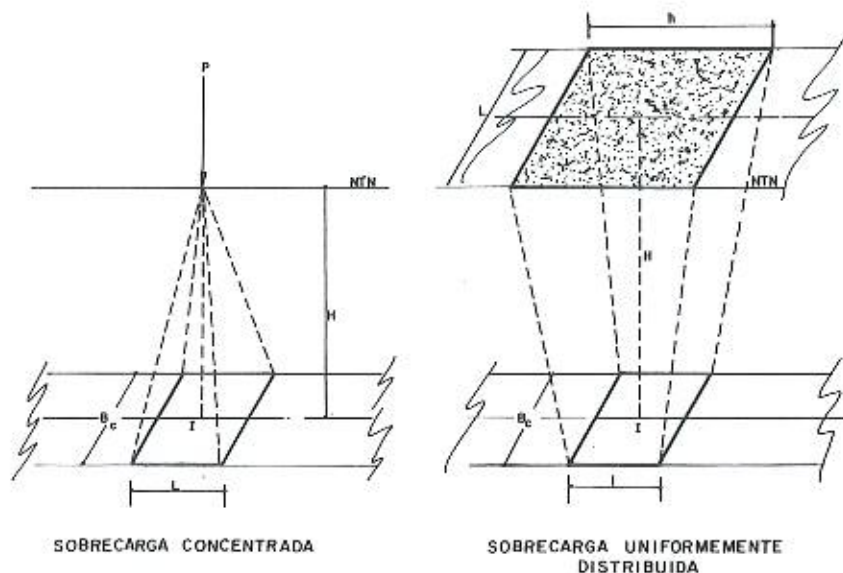


Fig. 7.36

Fig. 7.37

a qual atua a sobrecarga e, ainda, da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo.

O coeficiente de influência, obtido da tabela 7.4, representa a solução para as integrações de Boussinesq para esforços verticais.

7.6 ESFORÇOS RESISTENTES

7.6.1 Tubos rígidos

7.6.1.1 Considerações

Denomina-se "fator de carga" ou "fator de equivalência", para determinadas condições de assentamento, a relação existente entre a carga de rutura do tubo, no campo, e a carga de rutura obtida no ensaio dos três cutelos.

O fator de carga é uma conveniente forma de exprimir o esforço de rutura no campo, em termos de sua resistência no ensaio dos três cutelos.

O cálculo dos tubos em função da carga de rutura obtida no ensaio dos três cutelos e do fator de carga simplifica grandemente os cálculos em relação ao processo clássico.

Para condições agressivas, em que o tubo deverá sofrer medidas adequadas de proteção, pode-se considerar, para os tubos de concreto armado, o fator de carga como sendo a relação existente entre a carga no campo e a carga de trinca, obtida no ensaio dos três cutelos.

A carga de trinca é definida como correspondendo ao momento em que, em virtude do aumento de carga, for verificado em qualquer ponto do tubo em ensaio, trinca ou trincas com abertura de 0,2 mm e 300 mm de comprimento. Mede-se a abertura da trinca por meio de um calço padrão feito de chapa de aço de 0,2 mm de espessura, afilado na ponta para 1,6 mm de largura, com cantos arredondados e com conicidade 1:4. Considera-se a trinca de 0,2 mm de abertura quando o calço padrão penetrar, sem dificuldade, 1,6 mm com pequenos intervalos, na distância de 300 mm; deve ser, no mínimo, 2/3 da carga de rutura.

7.6.1.2 Tubos em vala

Pela definição de fator de carga temos:

$$L_r = \frac{Wc}{D} \quad \therefore D = \frac{Wc}{L_r}$$

ou, considerando-se o coeficiente de segurança:

$$D = \frac{Wc}{L_r} \times F_s$$

O fator de carga para cada tipo de base foi experimentalmente determinado, sendo recomendados os valores da tabela 7.6.

7.6.1.3 Tubos salientes

O fator de carga para tubos salientes envolve maior número de condições que para os tubos em vala.

Faço ao grande número de possíveis combinações das reações de distribuição e dos efeitos das pressões laterais, foi

necessário suplementar, através de estudos teóricos, as investigações práticas para determinar o fator de carga, cujas fórmulas foram desenvolvidas no Iowa State College.

Tubos salientes positivos e nulos

Temos:

$$L_r = \frac{1,431}{N - x q}$$

$$\text{sendo } q = \frac{m k}{C_c} \left(\frac{H}{B_c} + \frac{m}{2} \right)$$

No caso de instalações nulas, usa-se para q 50% de seu valor.

Calculado L_r obtemos:

$$D = \frac{W_c}{L_r} F_s$$

Tubos salientes negativos

Temos:

$$L_r = \frac{1,431}{N - x q}$$

$$\text{sendo } q = \frac{Z}{W_c}$$

$$\text{onde } Z = \left(H + \frac{m B_c}{2} \right) \frac{w k m B_c}{2}$$

$$\text{daí } D = \frac{W_c}{L_r} F_s$$

Tubos salientes negativos em valas imperfeitas

Temos:

$$L_r = \frac{1,431}{N - x q}$$

$$\text{onde } q = \frac{m k}{C_c} \left(\frac{H}{B_c} + \frac{m}{2} \right)$$

$$\text{obtemos } D = \frac{W_c}{L_r} \times F_s$$

7.6.1.4 Notas

- os parâmetros x , x' , N , N' são obtidos através das tabelas 7.7 e 7.8 (os valores de x' são usados, somente, para as bases classe A);
- os parâmetros ω , k , μ' , para alguns tipos de solo, podem ser obtidos através da tabela 7.9; o valor de k pode ainda ser calculado pela equação de Rankine:

$$k = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu}$$

- trabalhos experimentais de Spangler mostraram que se pode adotar, independente do tipo de base, o valor de 1,5 para o fator de carga para a sobrecarga concentrada;
- para os tubos rígidos, exceto os tubos de concreto armado, recomenda-se usar o valor do coeficiente de segurança igual a 1,50; para os tubos de concreto armado, o valor recomendado é 1,33. Caso se relacione a carga no campo com a carga de trinca obtida no ensaio dos três cutelos, o valor 1,00 é o adotado.

7.6.2 Tubos flexíveis

7.6.2.1 Considerações

A resistência suporte dos tubos flexíveis apresenta-se de forma diferente que para os tubos rígidos, pois, enquanto nes-

tes últimos, a carga é absorvida pela resistência do tubo, nos primeiros a carga é absorvida pela resistência inerente do tubo mais a pressão de resistência passiva do solo que se opõe à deflexão do tubo.

A ação básica da deflexão de um tubo sujeito a cargas é a seguinte: o diâmetro vertical diminui e o horizontal aumenta, pressionando o tubo contra o solo lateral adjacente.

Quanto maior a resistência lateral do solo menor será a deflexão do tubo e sua possibilidade de fendilhamento.

Um limite máximo de 5% para a deflexão do diâmetro nominal do tubo é considerado um valor aceitável para projeto, muito embora seja necessário determinar sua validade para os vários diâmetros de tubos.

7.6.2.2 Deflexão

Uma fórmula que permite calcular a deflexão do tubo, estabelecida por M. G. Spangler e denominada "Iowa Deflection Formula" é a seguinte:

$$\Delta x = D_r \frac{K \cdot W_r \cdot r^3}{E I + 0,061 \cdot E' \cdot r^3} \cdot F_s$$

7.6.2.3 Notas

- o parâmetro D_r é um fator empírico, recomendando-se adotar um valor de 1,25 a 1,50;
- os valores de K são dados na tabela 7.10;
- valores do módulo de elasticidade para alguns materiais são dados na tabela 7.11;
- o momento de inércia da seção transversal da parede do tubo, por unidade de comprimento do tubo, pode ser calculado pela fórmula:

$$I = \frac{b d^3}{12}$$

sendo $b = 1 \text{ cm}$

$$I = \frac{d^3}{12}$$

As tabelas 7.13, 7.14 e 7.15 fornecem os momentos de inércia das seções transversais das paredes dos tubos de poliéster, armados com fibra de vidro e enchimento de areia siliciosa, tubos de aço e tubos de PVC rígido, respectivamente;

- o módulo de reação do solo é dado pela fórmula

$$E' = v \times r$$

Algumas observações permitem recomendar os valores da tabela 7.12 em função da densidade relativa para o ensaio de Proctor, densidade esta que deve se estender, a

Classes	L_r
berço comum de concreto não armado, com aterro ligeiramente socado	2,20
berço comum de concreto não armado, com aterro cuidadosamente socado	2,80
berço comum de concreto armado (s = 0,4%)	3,50
berço comum de concreto armado (s = 1,0%)	4,80
berço invertido de concreto não armado, com aterro ligeiramente socado	2,20
berço invertido de concreto não armado, com aterro cuidadosamente socado	2,80
berço invertido de concreto armado (s = 0,4%)	3,50
berço invertido de concreto armado (s = 1,0%)	4,80
berço envoltório de concreto	4,50
berço parcial de concreto, tipo 1	3,20
berço parcial de concreto, tipo 2	2,70
berço parcial de concreto, tipo 3	2,30
berço parcial de concreto, tipo 4	2,10
base de 1.ª classe, tipo 1	1,90
base de 1.ª classe, tipo 2	1,90
base de 1.ª classe, tipo 3	1,90
base comum ou ordinária, tipo 1	1,50
base comum ou ordinária, tipo 2	1,50
base imprópria ou impermissível, tipo 1	1,10
base imprópria ou impermissível, tipo 2	1,15

TABELA 7.6 — Fatores de carga para tubos em vala

m	x	x'
0	0	0,150
0,3	0,217	0,743
0,5	0,423	0,856
0,7	0,594	0,811
0,9	0,655	0,678
1,0	0,638	0,638

TABELA 7.7

Base	N	N'
classe A *	—	0,421 a 0,505
classe A **	—	0,505 a 0,636
classe B	0,707	—
classe C	0,840	—
classe D	1,310	—

* berço de concreto armado

** berço de concreto não armado

TABELA 7.8

Tipo de solo	ω (kg/m ²)	k	μ'
material granular sem coesão	1.600	0,33	0,60
areia e cascalho	1.920	0,33	0,50
solo saturado	1.760	0,37	0,40
argila seca	1.850	0,33	0,40
argila saturada	2.080	0,37	0,30
argila encharcada	1.920	0,37	0,30
solo úmido parcialmente compactado	1.440	0,33	0,50
argila úmida parcialmente compactada	2.000	0,33	0,40
areia seca	1.670	0,33	0,50
areia encharcada	1.920	0,33	0,50

TABELA 7.9

Ângulo de repouso (graus)	K
0	0,110
30	0,108
45	0,105
60	0,102
120	0,090
180	0,083

TABELA 7.10

Material	E (kg/cm ²)
Aço	210 x 10 ⁴
PVC rígido	2,5 x 10 ⁴
Poliéster com fibra de vidro e areia silicosa	17,6 x 10 ⁴

TABELA 7.11

Dens. rel. (%)	E' (kg/cm ²)
0	18
85 *	28
85	50
90	70
95	100

* a altura de aterro compactado corresponde a 70% do diâmetro externo do tubo

TABELA 7.12

Tubos de poliéster armados com fibra de vidro e enchimento de areia silicosa			
B _i (mm)	d (cm)	I (cm ⁴ /cm)	EI (kg.cm ² /cm)
200	0,43	0,0067	1.175
250	0,43	0,0067	1.175
300	0,46	0,0081	1.425
350	0,48	0,0093	1.630
400	0,51	0,0111	1.953
450	0,53	0,0124	2.188
500	0,53	0,0124	2.188
550	0,56	0,0147	2.585
600	0,61	0,0189	3.334
700	0,69	0,0275	4.832
800	0,79	0,0411	7.241
900	0,89	0,0588	10.354
1.000	0,99	0,0809	14.247
1.100	1,05	0,0966	17.008
1.200	1,12	0,1172	20.635

TABELA 7.13

Tubos de aço		
d (cm)	I (cm ⁴ /cm)	EI (kg.cm ² /cm)
0,476	0,0090	18.900
0,635	0,0213	44.730
0,794	0,0334	70.140
0,952	0,0719	150.990
1,111	0,1143	240.030
1,270	0,1707	358.470
1,429	0,2432	510.720
1,587	0,3306	694.260
1,746	0,4436	931.560
1,905	0,5130	1.077.300

TABELA 7.14

Tubos de PVC rígido											
B _c mm	Classe 20				Classe 15				Classe 12		
	d (cm)	I (cm ⁴ /cm)	EI (kg/cm ² /cm)	d (cm)	I (cm ⁴ /cm)	EI (kg/cm ² /cm)	d (cm)	I (cm ⁴ /cm)	EI (kg/cm ² /cm)	I (cm ⁴ /cm)	EI (kg/cm ² /cm)
60	0,43	0,0066	165	0,33	0,0030	75	0,27	0,0016	40		
75	0,54	0,0131	328	0,42	0,0062	155	0,34	0,0033	83		
95	0,61	0,0189	473	0,47	0,0087	218	0,39	0,0049	123		
110	0,79	0,0411	1.028	0,61	0,0189	473	0,50	0,0104	260		
140	1,00	0,0833	2.083	0,78	0,0395	988	0,64	0,0218	545		
160	1,14	0,1235	3.088	0,89	0,0587	1.468	0,73	0,0324	810		
200	1,43	0,2437	6.093	1,11	0,1140	2.850	0,91	0,0628	1.570		
250	1,79	0,4779	11.948	1,39	0,2238	5.595	1,14	0,1235	3.088		
300	2,14	0,8167	20.418	1,67	0,3881	9.703	1,37	0,2143	5.358		

TABELA 7.15

cada lado do tubo, a uma distância equivalente a dois diâmetros do tubo e, para cima, a uma altura mínima de 30 cm acima da geratriz superior do tubo, exceção feita ao caso indicado na tabela 7.12.

A colocação do aterro deve ser metódico e uniforme, alternadamente de um lado e do outro do tubo, e ser apilado em camadas máximas de 15 cm.

De forma nenhuma o tubo deverá ser assente sobre uma base rígida;

- as tabelas 7.13, 7.14 e 7.15 apresentam, ainda, os fatores de rigidez para os tubos mencionados;
- recomenda-se usar o valor de 1,25 para o coeficiente de segurança, aplicável a uma deflexão máxima de 5%.

7.7 TABELAS

7.7.1 Tabelas 7.16 a 7.47

Apresentam as cargas máximas aproximadas, para tubos em vala, causadas pelo reaterro, sobre tubos cerâmicos para esgotos.

Para cada tipo de solo, as cargas são obtidas em função da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo e da largura da vala medida na geratriz externa superior do tubo.

A coluna com a largura de transição representa a largura crítica aonde as cargas em vala alcançam seu valor máximo e são iguais e constantes a partir daí.

As cargas causadas pela sobrecarga não estão incluídas.

7.7.2 Tabelas 7.48 a 7.51

Apresentam as cargas máximas aproximadas, para tubos em vala, causadas pelo reaterro, sobre tubos de concreto.

Para cada tipo de solo, as cargas são obtidas em função da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo e da largura da vala medida na geratriz externa superior do tubo.

Aonde a largura da vala excede a largura de transição, o valor é constante e calculado pela largura de transição.

As cargas causadas pela sobrecarga não estão incluídas.

7.7.3 Tabelas 7.52 e 7.53

Apresentam as percentagens aproximadas da sobrecarga total transmitida ao conduto para os vários fatores de impacto.

A sobrecarga uniformemente distribuída foi calculada como atuando sobre um quadrado de 1,00 m de lado.

As percentagens são obtidas em função do diâmetro interno nominal ou diâmetro externo do tubo e da altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo.

Os cálculos das percentagens foram feitos para o caso da carga centrada sobre o tubo e para o comprimento efetivo igual a 0,915 m.

Quase sempre, exceto para condutos de grande diâmetro, a percentagem de carga transmitida é insignificante, quando a altura de recobrimento for superior a 2,00 m.

7.7.4 Tabela 7.54

Apresenta valores do fator de carga para as quatro classes de base, para tubos salientes positivos e nulos, para um valor fixo de k e várias relações entre a altura de reaterro sobre a geratriz superior do tubo e seu diâmetro externo, além de várias razões de recalque e de saliência.

Em termos práticos, valores intermediários dos tabelados podem ser interpolados.

7.7.5 Tabela 7.55

Apresenta a carga máxima aproximada, suportada pelos tubos cerâmicos para esgotos, calculada de acordo com a resistência média mínima à compressão diametral fixada pela Especificação Brasileira EB-5/1955.

A carga é obtida em função do diâmetro interno nominal do tubo e do fator de carga.

Foi adotado o coeficiente de segurança igual a 1,5.

7.7.6 Tabela 7.56

Apresenta a carga máxima aproximada, suportada pelos tubos de concreto simples, de seção circular, calculada de acordo com a resistência média mínima à compressão diametral fixada pela Especificação Brasileira EB-6/1943.

A carga é obtida em função do diâmetro interno nominal do tubo e do fator de carga.

Foi adotado o coeficiente de segurança igual a 1,5.

7.7.7 Tabelas 7.57 e 7.58

Apresentam as cargas máximas aproximadas, suportadas pelos tubos de concreto armado de seção circular, calculadas de acordo com as resistências mínimas para a carga de rutura ($F_r = 1,33$) e média mínima para a carga de trinca ($F_t = 1,00$) fixadas pela Especificação Brasileira EB-103/1957.

A carga é obtida em função do diâmetro interno nominal do tubo e do fator de carga.

7.7.8 Tabelas 7.59 e 7.60

Apresentam as cargas máximas aproximadas, suportadas pelos tubos de pressão de cimento-amianto (EB-109/1972) e tubos de cimento-amianto para esgotos sanitários (EB-69/1952), calculadas de acordo com as resistências mínimas à compressão diametral, fixadas pelas especificações.

A carga é obtida em função do diâmetro interno nominal do tubo e do fator de carga.

Foi adotado o coeficiente de segurança igual a 1,5.

7.7.9 Tabela 7.61

Apresenta a carga máxima aproximada, suportada pelos tubos de poliéster armados com fio de vidro e enchimento de areia siliciosa.

As Especificações Brasileiras P-EB-318/1972 e P-EB-600/1972 fixam valores mínimos para o fator de rigidez ligeiramente menores que os adotados neste trabalho.

Foi adotado $D_r = 1,5$ e r como sendo a metade do diâmetro interno.

7.7.10 Tabelas 7.62 a 7.64

Apresentam as cargas máximas aproximadas, suportadas pelos tubos de PVC rígido, série B (para redes e adutoras) de acordo com a EB-183/1972.

Foi adotado $D_r = 1,5$ e r como sendo a metade do diâmetro externo.

B _e = 150 mm		MATERIAL: GRANULAR SEM COESÃO										w = 1600 kg/m ³	
H (cm)	mm	B d (cm)										L _t (cm)	
		46	53	61	69	76	84	91	107				
150	690	875										53	
180	735	930	1013									56	
210	786	1005	1185									58	
240	825	1070	1355									61	
270	862	1125	1400	1537								64	
300	893	1170	1470	1700								66	
330	920	1212	1520	1835	1885							71	
360	945	1251	1575	1900	2060							71	
390	960	1275	1605	1955	2240							74	
420	973	1300	1625	1985	2410							76	
450	983	1310	1635	2030	2440	2590						79	
480	990	1325	1680	2060	2490	2750						81	
510	990	1335	1700	2085	2540	2920						84	
540	993	1350	1715	2110	2580	3100						84	
570	993	1355	1730	2140	2610	3110	3260					86	
600	1005	1365	1745	2160	2650	3160	3300					89	
630	1005	1365	1745	2175	2670	3180	3640					91	
660	1006	1370	1760	2200	2690	3200	3710	3810				94	
690	1006	1380	1770	2210	2715	3225	3750	3990				97	
720	1020	1390	1775	2230	2740	3245	3790	4150				97	
750	1020	1385	1780	2240	2745	3260	3830	4340				99	
780	1035	1385	1800	2250	2760	3295	3870	4505	102			102	
810	1035	1385	1805	2250	2770	3300	3880	4680	102			102	
840	1050	1385	1805	2260	2775	3315	3900	4875	104			104	
870	1051	1395	1815	2260	2775	3320	3923	5060	104			104	
900	1065	1395	1815	2285	2785	3330	3945	5200	107			107	

TABELA : 7.16

B _e = 150 mm		MATERIAL: SOLO SATURADO										w = 1760 kg / m ³	
H (cm)	mm	B d (cm)										L _t (cm)	
		46	53	61	69	76	84	91	107				
150	775	908										51	
180	866	1105										53	
210	940	1155	1286									56	
240	990	1228	1475									58	
270	1040	1300	1642	1665								64	
300	1080	1368	1710	1865								64	
330	1105	1426	1775	2065								66	
360	1130	1466	1830	2225								69	
390	1155	1500	1880	2280	2430							71	
420	1163	1535	1930	2339	2610							74	
450	1180	1550	1965	2389	2805							74	
480	1188	1575	2000	2430	2860	2985						79	
510	1195	1600	2030	2479	3010	3180						79	
540	1205	1610	2050	2510	3060	3370						81	
570	1213	1615	2080	2560	3100	3550						84	
600	1220	1630	2100	2575	3140	3680	3750					86	
630	1220	1650	2110	2610	3170	3730	3930					86	
660	1220	1650	2110	2615	3200	3770	4125					89	
690	1228	1656	2140	2650	3220	3810	4310					89	
720	1235	1656	2145	2670	3240	3850	4500					91	
750	1235	1665	2160	2680	3260	3880	4550	4690				94	
780	1235	1665	2160	2700	3270	3910	4590	4890				97	
810	1245	1675	2180	2710	3290	3930	4625	5060				97	
840	1255	1675	2180	2715	3300	3970	4650	5260				94	
870	1255	1675	2180	2720	3320	3985	4675	5450				102	
900	1255	1675	2180	2730	3340	3990	4690	5640				102	

TABELA : 7.17

B _e = 150 mm		MATERIAL: AREILHA SECA										w = 1850 kg / m ³	
H (cm)	mm	B d (cm)										L _t (cm)	
		46	53	61	69	76	84	91	107				
150	900											44	
180	968	1090										48	
210	1055	1280										51	
240	1125	1463										53	
270	1185	1505	1650									56	
300	1237	1583	1840									58	
330	1280	1645	2100									61	
360	1315	1695	2120	2210								64	
390	1350	1740	2190	2410								66	
420	1365	1775	2240	2590								69	
450	1385	1805	2290	2785								71	
480	1400	1835	2330	2835	2975							71	
510	1420	1860	2380	2895	3165							74	
540	1435	1885	2410	2940	3360							74	
570	1445	1900	2440	2990	3550							76	
600	1455	1920	2465	3030	3615	3740						79	
630	1463	1940	2485	3075	3680	3930						79	
660	1470	1955	2510	3110	3730	4120						81	
690	1480	1965	2530	3130	3770	4310						81	
720	1488	1970	2545	3155	3810	4500						84	
750	1488	1985	2550	3185	3860	4545	4680					86	
780	1488	1990	2560	3200	3875	4590	4875					86	
810	1496	1995	2570	3210	3905	4625	5070					89	
840	1496	2005	2575	3230	3930	4660	5260					89	
870	1496	2005	2590	3245	3940	4700	5450					91	
900	1496	2100	2595	3250	3965	4725	5450	5640				94	

TABELA : 7.16

B _e = 150 mm		MATERIAL: AREILHA ENCHARCADA										w = 1920 kg / m ³	
H (cm)	mm	B d (cm)										L _t (cm)	
		46	53	61	69	76	84	91	107				
150	8964											43	
180	1070											46	
210	1185	1260										48	
240	1275	1448										51	
270	1367	1639										53	
300	1420	1825										53	
330	1475	1870	2020									56	
360	1530	1945	2210									58	
390	1565	2020	2385									58	
420	1600	2070	2590									61	
450	1635	2125	2665	2790								64	
480	1655	2160	2740	2980								64	
510	1700	2200	2790	3165								66	
540	1710	2230	2845	3360								66	
570	1725	2270	2880	3490	3550							71	
600	1745	2300	2935	3550	3740							71	
630	1765	2320	2980	3600	3930							71	
660	1770	2340	2990	3640	4120							74	
690	1780	2365	3030	3670	4300							74	
720	1800	2385	3060	3710	4490							76	
750	1815	2405	3090	3750	4555	4690						79	
780	1825	2410	3095	3790	4610	4870						79	
810	1835	2430	3115	3820	4650	5060						81	
840	1845	2450	3135	3830	4680	5250						81	
870	1845	2450	3145	3850	4720	5440						84	
900	1855	2460	3150	3860	4750	5580	5650					86	

TABELA : 7.16

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m ³)												
B= 200 mm		MATERIAL: GRANITAR SEM COEIRO										w= 1630 kg/m ³
H (cm)	mm	B d (cm)						L _t (cm)				
		46	53	61	69	76	84	91	97	107	117	
150	690	825	1041									51
180	735	930	1146	1287								56
210	786	1005	1250	1475								68
240	825	1072	1323	1595	1715							71
270	862	1125	1400	1752	1925							74
300	893	1170	1470	1770	2090	2150						79
330	930	1212	1520	1835	2170	2372						81
360	945	1251	1575	1900	2260	2600						84
390	960	1275	1605	1955	2320	2750	2822					88
420	975	1300	1625	1995	2380	2830	3045					89
450	983	1310	1635	2030	2440	2900	3270					91
480	990	1325	1680	2060	2490	2960	3400					94
510	990	1335	1700	2085	2540	3020	3450	3720				97
540	993	1350	1715	2110	2580	3070	3515	3950				99
570	993	1355	1730	2140	2610	3110	3580	4180				102
600	1005	1385	1745	2160	2650	3140	3630	4310				102
630	1005	1385	1755	2175	2670	3180	3670	4410				104
660	1006	1370	1780	2200	2690	3200	3710	4480				107
690	1006	1380	1770	2210	2715	3225	3750	4500	4600			109
720	1020	1380	1775	2230	2740	3245	3780	4520	4620			112
750	1020	1385	1780	2240	2745	3260	3830	4540	4650			114
780	1035	1385	1800	2250	2760	3285	3870	4560	4680			117
810	1035	1385	1805	2250	2770	3300	3880	4560	4680			117
840	1035	1385	1805	2260	2775	3315	3900	4560	4680			118
870	1053	1395	1815	2260	2775	3320	3923	4560	4680			119
900	1065	1395	1815	2265	2785	3330	3945	4560	4680			122

TABELA 7.20

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m ³)												
B= 200 mm		MATERIAL: SOLO SATURADO										w= 1760 kg/m ³
H (cm)	mm	B d (cm)						L _t (cm)				
		46	53	61	69	76	84	91	97	107	117	
150	775	973	1342									61
180	866	1065	1390	1360								66
210	940	1155	1435	1515								66
240	990	1228	1530	1630								69
270	1040	1300	1642	1930	2065							71
300	1080	1368	1710	2030	2330							74
330	1105	1376	1775	2140	2575							76
360	1130	1466	1830	2210	2645	2810						79
390	1155	1500	1880	2280	2745	3055						81
420	1163	1535	1930	2330	2825	3300						86
450	1180	1550	1965	2389	2890	3370	3340					86
480	1188	1575	2000	2430	2960	3450	3385					89
510	1195	1600	2030	2479	3010	3510	4030					91
540	1205	1610	2050	2510	3060	3575	4150	4480				94
570	1213	1615	2080	2540	3100	3640	4210	4860				97
600	1220	1630	2100	2575	3140	3680	4290	4760				97
630	1220	1650	2110	2610	3170	3730	4360	4860				99
660	1220	1650	2130	2635	3200	3770	4420	4760				102
690	1228	1656	2140	2650	3220	3810	4460	4760				104
720	1245	1656	2165	2670	3240	3850	4500	4760				106
750	1245	1655	2160	2680	3280	3880	4590	4760				107
780	1245	1655	2180	2700	3270	3910	4590	4760				109
810	1245	1675	2180	2710	3280	3930	4625	4760				112
840	1245	1675	2180	2715	3300	3970	4650	4760				114
870	1245	1675	2180	2720	3320	3985	4675	4760				114
900	1245	1675	2180	2730	3340	3990	4690	4760				117

TABELA 7.21

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m ³)												
B= 200 mm		MATERIAL: ARGILA SECA										w= 1850 kg/m ³
H (cm)	mm	B d (cm)						L _t (cm)				
		46	53	61	69	76	84	91	107	117		
150	865	1055	1105									56
180	968	1200	1350									58
210	1055	1320	1585									61
240	1125	1425	1710	1835								64
270	1185	1505	1835	2075								66
300	1237	1585	1950	2320								69
330	1280	1645	2040	2415	2560							71
360	1315	1695	2120	2520	2805							74
390	1350	1740	2190	2610	3030							76
420	1365	1775	2240	2700	3190	3290						79
450	1385	1805	2280	2770	3290	3530						81
480	1400	1835	2330	2835	3360	3775						81
510	1420	1860	2380	2895	3430	3840						84
540	1435	1885	2410	2940	3510	4110	4260					84
570	1445	1890	2440	2980	3570	4190	4500					86
600	1455	1920	2455	3030	3615	4260	4740					89
630	1463	1940	2485	3075	3680	4325	4980					91
660	1470	1955	2510	3110	3730	4390	5110	5225				94
690	1480	1965	2530	3130	3770	4460	5175	5470	94			94
720	1488	1970	2565	3155	3810	4495	5225	5710	97			97
750	1488	1985	2550	3180	3840	4545	5275	5950	98			98
780	1488	1995	2580	3200	3875	4590	5310	6200	99			99
810	1496	1995	2570	3210	3905	4625	5350	6445	102			104
840	1496	2005	2575	3230	3930	4660	5380	6675	104			104
870	1496	2005	2590	3245	3940	4700	5420	6920	104			104
900	1496	2100	2595	3250	3965	4725	5450	7170	107			107

TABELA 7.22

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m ³)												
B= 200 mm		MATERIAL: ARGILA ENCHARGADA										w= 1920 kg/m ³
H (cm)	mm	B d (cm)						L _t (cm)				
		46	53	61	69	76	84	91	107	117		
150	990	1140										51
180	1080	1358										53
210	1185	1475	1600									56
240	1275	1600	1850									58
270	1367	1705	2020	2090								64
300	1420	1800	2180	2330								66
330	1475	1870	2290	2580								66
360	1530	1945	2395	2820								69
390	1585	2020	2505	2990	3065							71
420	1600	2070	2590	3120	3310							71
450	1635	2125	2665	3210	3550							74
480	1655	2160	2740	3280	3790							76
510	1700	2200	2790	3370	3970	4040						79
540	1710	2230	2845	3440	4070	4280						79
570	1725	2270	2880	3490	4180	4520						81
600	1745	2300	2915	3550	4250	4760						81
630	1745	2320	2960	3630	4325	5010						84
660	1770	2340	2990	3640	4400	5120	5250					86
690	1780	2365	3030	3670	4450	5210	5500					86
720	1800	2385	3080	3710	4510	5280	5740					89
750	1815	2405	3080	3750	4555	5370	5980					89
780	1825	2410	3085	3790	4610	5390	6230					91
810	1835	2430	3115	3820	4650	5440	6340	6460				94
840	1845	2450	3135	3830	4680	5500	6400	6700				94
870	1845	2450	3145	3850	4720	5560	6445	6960				97
900	1855	2460	3150	3860	4750	5580	6450	7200				97

TABELA 7.23

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)											
B _e 300 mm		MATERIAL: GRANULAS SEM COESÃO									
		w = 17% kg/m ³									
H (cm)	53	61	69	76	84	91	Bd (cm)				L _t (cm)
							67	75	82	92	
150	923	1010	1176	1379	1458						79
180	930	1146	1357	1453	1745	1798					86
210	1005	1250	1483	1750	1925	2130					86
240	1070	1325	1595	1885	2105	2365	2490				94
270	1125	1400	1702	2002	2262	2552	2790				97
300	1170	1470	1770	2090	2405	2710	3080				102
330	1212	1520	1835	2170	2520	2870	3420				104
360	1251	1575	1900	2260	2650	3000	3750				107
390	1275	1625	1955	2320	2750	3110	3975	4020			109
420	1300	1625	1995	2380	2830	3210	4090	4300			112
450	1310	1655	2035	2440	2900	3300	4260	4700			114
480	1325	1690	2060	2490	2960	3400	4370	5040			117
510	1335	1700	2085	2540	3020	3450	4490	5380			119
540	1350	1715	2110	2590	3070	3515	4610	5720			124
570	1355	1730	2140	2610	3110	3580	4670	6140			130
600	1365	1745	2160	2650	3140	3630	4730	6580			130
630	1365	1755	2175	2670	3190	3670	4810	7040			132
660	1370	1760	2200	2690	3200	3710	4890	7520			135
690	1380	1770	2210	2715	3225	3740	4980	8020			135
720	1390	1775	2230	2740	3245	3790	5080	8540			137
750	1395	1780	2240	2745	3260	3830	5140	9080			140
780	1395	1800	2250	2760	3285	3870	5210	9640			142
810	1385	1805	2250	2770	3300	3880	5290	10220			145
840	1385	1805	2260	2775	3315	3900	5380	10820			147
870	1395	1815	2260	2775	3320	3923	5480	11440			150
900	1395	1815	2265	2785	3330	3945	5580	12080			150

TABELA 7.26

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)											
B _e 300 mm		MATERIAL: SOLO SATURADO									
		w = 1700 kg/m ³									
H (cm)	53	61	69	76	84	91	Bd (cm)				L _t (cm)
							67	75	82	92	
150	973	1155	1350	1515							76
180	1065	1320	1530	1750	1855						81
210	1145	1435	1685	1950	2210						84
240	1228	1550	1820	2115	2425	2510					89
270	1320	1642	1950	2265	2625	2920					91
300	1348	1710	2050	2410	2775	3120	3060				97
330	1426	1775	2160	2530	2810	3300	3460				99
360	1466	1830	2210	2645	3060	3460	3820				102
390	1500	1830	2280	2745	3180	3580	4120				104
420	1535	1930	2339	2825	3280	3720	4420				107
450	1550	1965	2385	2890	3370	3830	4680				109
480	1575	2000	2430	2940	3450	3960	4940				112
510	1600	2030	2479	3010	3510	4050	5200				116
540	1610	2050	2510	3060	3575	4150	5470				117
570	1615	2060	2540	3100	3640	4230	5740				119
600	1630	2100	2575	3140	3680	4290	6010				119
630	1650	2110	2610	3170	3730	4360	6280				124
660	1650	2130	2635	3200	3770	4420	6550				127
690	1656	2140	2650	3220	3810	4480	6820				130
720	1656	2145	2670	3240	3850	4500	7090				132
750	1665	2160	2680	3260	3880	4550	7360				135
780	1665	2180	2700	3270	3910	4580	7630				135
810	1675	2180	2710	3290	3930	4625	7900				137
840	1675	2180	2715	3300	3970	4650	8170				140
870	1675	2180	2720	3300	3985	4675	8440				142
900	1675	2180	2730	3340	3990	4690	8710				142

TABELA 7.29

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)											
B _e 300 mm		MATERIAL: ARCILLA SECA									
		w = 1950 kg/m ³									
H (cm)	53	61	69	76	84	91	Bd (cm)				L _t (cm)
							67	75	82	92	
150	1055	1260	1480	1657							74
180	1200	1420	1660	1870	1905						74
210	1320	1565	1835	2090	2250						81
240	1425	1710	2010	2300	2595						84
270	1505	1835	2140	2490	2840						86
300	1585	1950	2280	2665	3040	3290					89
330	1645	2040	2415	2820	3230	3630					91
360	1695	2120	2520	2960	3390	3870	3990				94
390	1740	2190	2610	3080	3550	4350					97
420	1775	2240	2700	3190	3685	4700	4700				99
450	1805	2280	2770	3240	3825	4360	5050				102
480	1835	2330	2835	3360	3930	4480	5400				104
510	1860	2380	2895	3430	4000	4600	5750				107
540	1885	2420	2940	3510	4110	4725	6010				109
570	1900	2460	2980	3570	4190	4840	6175	6440			112
600	1920	2495	3030	3615	4260	4930	6340	6820			112
630	1940	2495	3075	3680	4325	5020	6475	7140			114
660	1955	2510	3110	3730	4390	5110	6600	7460			117
690	1965	2530	3130	3770	4440	5175	6700	7780			117
720	1970	2540	3155	3810	4495	5225	6815	8100			119
750	1985	2550	3185	3860	4545	5275	6920	8420			122
780	1990	2560	3200	3875	4590	5310	6990	8740			122
810	1995	2570	3210	3905	4625	5350	7060	9060			127
840	2005	2575	3230	3930	4660	5380	7130	9380			135
870	2005	2590	3245	3940	4700	5420	7185	9700			137
900	2100	2595	3250	3955	4725	5450	7210	10020			137

TABELA 7.30

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)											
B _e 300 mm		MATERIAL: ARCILLA ENCRASCADA									
		w = 1920 kg/m ³									
H (cm)	53	61	69	76	84	91	Bd (cm)				L _t (cm)
							67	75	82	92	
150	1150	1395	1558								66
180	1300	1565	1825	1945							71
210	1475	1730	2035	2285							74
240	1600	1960	2210	2610							76
270	1745	2020	2390	2810	2970						81
300	1800	2160	2555	3000	3310						84
330	1870	2290	2720	3170	3570	3780					86
360	1945	2395	2880	3315	3740	4030					89
390	2020	2505	2990	3460	3945	4395					89
420	2070	2590	3120	3600	4125	4740					91
450	2125	2665	3210	3740	4310	5080					94
480	2160	2740	3280	3850	4450	5390	5440				94
510	2200	2790	3370	3970	4590	5240	5800				97
540	2230	2845	3440	4070	4720	5400	6160				99
570	2270	2880	3490	4180	4850	5530	6520				102
600	2300	2915	3550	4240	4950	5660	6875				104
630	2320	2960	3600	4325	5050	5790	7245				107
660	2340	2990	3640	4400	5120	5890	7500	7685			109
690	2385	3030	3670	4450	5210	6090	7630	7945			109
720	2385	3060	3710	4510	5280	6280	7760	8280			112
750	2405	3080	3750	4555	5370	6155	7900	8630			112
780	2410	3095	3790	4610	5390	6250	8040	9000			114
810	2430	3115	3830	4650	5440	6340	8140	9365			117
840	2430	3135	3830	4680	5500	6400	8250	9725			119
870	2450	3145	3850	4720	5560	6445	8360	10080			119
900	2440	3150	3860	4750	5590	6550	8440	10440			122

TABELA 7.31

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)												
B _e = 375 mm		MATERIAL: GRANULAR SEM COESÃO										
H (cm)	61	69	76	84	91	107	122	137	152	167	L _t (cm)	
130	1010	1175	1379	1563	1723						91	
180	1146	1357	1453	1743	1930	2160					102	
210	1250	1495	1750	1923	2123	2400					104	
240	1323	1535	1863	2103	2363	2640					107	
270	1400	1722	2000	2260	2530	3190					114	
300	1470	1770	2050	2405	2710	3410	3790				117	
330	1520	1835	2170	2520	2870	3610	4175				119	
360	1625	1935	2340	2630	3000	3790	4475				122	
390	1695	1935	2340	2730	3110	3975	4610	5025			127	
420	1623	1995	2380	2830	3210	4070	4950	5450			130	
450	1655	2030	2440	2930	3300	4250	5050	5850			132	
480	1662	2060	2500	2960	3420	4170	5240	6240			133	
510	1730	2065	2510	3020	3450	4490	5240	6670			140	
540	1715	2110	2560	3070	3515	4580	5450	6710			142	
570	1740	2140	2610	3110	3580	4670	5640	6710			143	
600	1745	2160	2630	3140	3630	4750	5830	6710			145	
630	1755	2175	2670	3180	3670	4810	5920	6710			147	
660	1760	2200	2700	3220	3710	4885	6010	6710			150	
690	1770	2210	2715	3225	3750	4930	6100	6710			157	
720	1775	2230	2740	3255	3790	4980	6190	6710			160	
750	1780	2240	2745	3260	3830	5040	6280	6710			163	
780	1800	2250	2760	3285	3870	5090	6370	6710			163	
810	1805	2250	2770	3900	3880	5130	6460	6710			165	
840	1805	2260	2775	3315	3900	5160	6550	6710			168	
870	1815	2260	2775	3320	3925	5160	6640	6710			168	
900	1815	2265	2785	3330	3945	5225	6730	6710			170	

TABELA 7.32

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)												
B _e = 375 mm		MATERIAL: SOLC SATURADO										
H (cm)	61	69	76	84	91	107	122	137	152	167	L _t (cm)	
130	1135	1190	1530	1785	1800						89	
180	1310	1530	1730	2015	2235	2345					97	
210	1435	1695	1930	2210	2490	2795					102	
240	1535	1820	2115	2425	2725	3230					104	
270	1642	1950	2265	2625	2920	3665					107	
300	1710	2050	2410	2775	3120	3860	4000				112	
330	1775	2140	2570	2910	3300	3960	4100				117	
360	1830	2210	2645	3060	3460	4340	4970				118	
390	1870	2280	2745	3180	3580	4500	5100				122	
420	1930	2339	2825	3280	3720	4700	5200	5400			124	
450	1965	2389	2890	3370	3830	4890	5300	5600			127	
480	2020	2430	2950	3450	3960	5010	5400	5800			130	
510	2030	2479	3010	3510	4050	5150	5500	6120			132	
540	2050	2510	3060	3575	4150	5275	5600	6200			135	
570	2080	2540	3100	3640	4230	5400	5700	6300			137	
600	2100	2575	3140	3680	4290	5460	5760	6360			142	
630	2110	2610	3170	3730	4360	5530	5830	6430			145	
660	2140	2635	3200	3770	4420	5740	5930	6530			147	
690	2160	2650	3220	3810	4460	5820	6030	6630			150	
720	2165	2670	3250	3850	4520	5900	6130	6730			152	
750	2160	2680	3260	3880	4550	5950	6180	6780			155	
780	2180	2700	3270	3910	4580	6010	6230	6830			157	
810	2180	2710	3280	3930	4620	6060	6280	6880			157	
840	2180	2715	3300	3970	4650	6110	6330	6930			160	
870	2180	2720	3320	3985	4675	6150	6380	6980			163	
900	2180	2730	3340	3990	4690	6175	6400	7000			163	

TABELA 7.33

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)												
B = 375 mm		MATERIAL: ARGILA SECA										
H (cm)	61	69	76	84	91	107	122	137	152	167	L _t (cm)	
130	1260	1480	1625	1905							84	
180	1420	1660	1870	2130	2330						89	
210	1565	1825	2090	2405	2715	2775					94	
240	1710	2017	2300	2630	2970	3215					99	
270	1835	2140	2490	2850	3230	3630					102	
300	1950	2280	2665	3060	3460	4100					104	
330	2040	2415	2820	3230	3670	4540					107	
360	2120	2520	2960	3390	3870	4780	4975				109	
390	2190	2610	3080	3590	4050	5225	5420				112	
420	2240	2700	3190	3685	4200	5255	5560				117	
450	2290	2770	3290	3825	4360	5450	6120				119	
480	2330	2835	3360	3930	4480	5640	6750				122	
510	2380	2895	3430	4000	4600	5830	7100	7300			124	
540	2410	2940	3510	4110	4725	6010	7350	7600			127	
570	2440	2980	3570	4180	4840	6175	7550	8100			130	
600	2455	3030	3615	4260	4930	6340	7750	8200			132	
630	2485	3075	3680	4325	5070	6475	7925	8200			135	
660	2510	3110	3730	4390	5110	6600	8100	8400			135	
690	2540	3130	3770	4440	5175	6700	8250	8700			137	
720	2545	3155	3810	4485	5225	6815	8410	8800			140	
750	2550	3180	4545	5275	6920	8550	8590	9000			142	
780	2560	3200	3875	4590	5310	6990	8675	9040			145	
810	2570	3210	3905	4625	5350	7060	8800	9000			145	
840	2575	3230	3930	4640	5380	7130	8925	9000			147	
870	2590	3245	3940	4700	5430	7180	9050	9000			147	
900	2595	3250	3945	4725	5450	7210	9130	9000			150	

TABELA 7.34

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)												
B = 375 mm		MATERIAL: ARGILA BOLCADA										
H (cm)	61	69	76	84	91	107	122	137	152	167	L _t (cm)	
130	1395	1600	1870	1895							79	
180	1565	1825	2140	2320							84	
210	1730	2035	2395	2595	2790						85	
240	1880	2210	2610	2865	3245						91	
270	2070	2390	2910	3090	3500	3690					94	
300	2160	2555	3000	3310	3810	4125					97	
330	2290	2720	3170	3570	4085	4575					99	
360	2395	2880	3315	3740	4325	4995					102	
390	2505	2990	3460	3945	4540	5450					104	
420	2580	3120	3620	4125	4740	5890					107	
450	2665	3210	3740	4310	4915	6125	6325				109	
480	2740	3280	3850	4450	5090	6350	6775				112	
510	2790	3370	3970	4590	5240	6525	7270				114	
540	2845	3440	4070	4720	5400	6765	7650				117	
570	2880	3490	4180	4850	5550	6965	8100				119	
600	2935	3550	4290	4950	5660	7170	8545				119	
630	2980	3600	4325	5050	5790	7300	9000				122	
660	2990	3640	4400	5120	5890	7500	9190	9450			124	
690	3030	3670	4450	5210	6000	7650	9350	9800			127	
720	3060	3710	4510	5280	6080	7760	9500	10000			130	
750	3080	3750	4555	5330	6155	7900	9725	10200			132	
780	3095	3790	4610	5390	6250	8040	9870	10200			132	
810	3115	3820	4650	5440	6340	8140	10000	10200			135	
840	3135	3830	4680	5500	6400	8250	10150	10200			135	
870	3145	3850	4720	5560	6445	8360	10300	10300			137	
900	3150	3860	4750	5580	6460	8400	10400	10400			140	

TABELA 7.35

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)												
B ₂ = 450 mm		MATERIAL: GRANULAR SEM COESÃO										w = 16,00 kg/m ³
H (cm)	Bd (cm)										L _t (cm)	
	69	76	84	91	107	122	137	152	167	182		197
150	1176	1379	1565	1700	2075							104
180	1357	1553	1745	1950	2400	2550						112
210	1485	1730	1925	2175	2665	3030						117
240	1595	1885	2105	2365	2920	3430	3620					124
270	1702	2000	2260	2550	3190	3780	4360					127
300	1770	2090	2405	2710	3410	4050	4645					132
330	1835	2170	2520	2830	3610	4320	4920					135
360	1900	2260	2650	3000	3790	4560	5200					137
390	1955	2320	2750	3110	3975	4810	5480					140
420	1995	2380	2810	3210	4090	5090	5760					142
450	2030	2440	2870	3300	4250	5395	6050					147
480	2060	2490	2960	3400	4370	5540	6250					150
510	2085	2540	3020	3450	4480	5725	6460					155
540	2110	2590	3070	3515	4580	5915	6670					160
570	2140	2640	3110	3580	4670	6100	6880					163
600	2160	2690	3140	3630	4750	6280	7090					165
630	2175	2670	3180	3670	4810	6390	7200					168
660	2200	2690	3220	3710	4885	6500	7310					170
690	2210	2715	3225	3750	4930	6550	7360					173
720	2230	2740	3245	3790	4980	6620	7420					175
750	2240	2745	3260	3830	5040	6725	7500					178
780	2250	2760	3285	3870	5090	6800	7580					180
810	2250	2770	3300	3880	5130	6850	7630					183
840	2260	2775	3315	3900	5160	6890	7670					185
870	2260	2775	3320	3925	5180	6920	7700					188
900	2265	2785	3330	3945	5225	6970	7750					191

TABELA 7.36

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)												
B ₂ = 450 mm		MATERIAL: SOLO SATURADO										w = 17,60 kg/m ³
H (cm)	Bd (cm)										L _t (cm)	
	69	76	84	91	107	122	137	152	167	182		197
150	1350	1550	1785	1975	2190							99
180	1530	1750	2015	2235	2490							107
210	1685	1950	2210	2490	2830							111
240	1820	2115	2425	2725	3130	3740						117
270	1950	2265	2625	2920	3425	4050						122
300	2050	2410	2775	3120	3680	4420	4760					127
330	2140	2530	2910	3300	3960	4850	5275					130
360	2210	2645	3060	3460	4140	5200	5600					132
390	2280	2745	3180	3580	4340	5580	6020					135
420	2330	2825	3280	3720	4700	5700	6240					137
450	2380	2890	3370	3830	4890	5925	6440					142
480	2430	2960	3450	3960	5010	6130	6715					145
510	2470	3010	3510	4050	5190	6325	6960					147
540	2510	3060	3575	4150	5275	6500	7190					150
570	2540	3100	3640	4230	5400	6670	7380					152
600	2575	3140	3680	4290	5530	6810	7500					155
630	2610	3170	3730	4360	5650	6950	7630					157
660	2640	3200	3770	4420	5740	7100	7750					160
690	2670	3240	3810	4460	5820	7200	7820					163
720	2670	3240	3850	4500	5920	7250	7860					165
750	2680	3260	3880	4550	5950	7420	8020					168
780	2700	3270	3910	4580	6030	7525	8140					170
810	2710	3290	3930	4625	6060	7640	8290					173
840	2715	3300	3950	4650	6110	7750	8390					175
870	2720	3320	3985	4675	6150	7820	8460					178
900	2730	3340	3990	4690	6175	7870	8500					180

TABELA 7.37

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)												
B ₂ = 450 mm		MATERIAL: ARGILA SECA										w = 18,50 kg/m ³
H (cm)	Bd (cm)										L _t (cm)	
	69	76	84	91	107	122	137	152	167	182		197
150	1480	1625	1905	2130	2160							94
180	1660	1870	2150	2425	2700							102
210	1835	2090	2405	2715	3235							107
240	2010	2300	2630	2970	3625	3750						109
270	2140	2490	2840	3230	3950	4370						114
300	2280	2665	3040	3460	4240	4815						117
330	2415	2820	3230	3670	4520	5390						119
360	2520	2960	3390	3870	4780	5850						122
390	2610	3080	3550	4050	5025	6080	6370					127
420	2700	3190	3685	4200	5255	6370	6880					130
450	2770	3290	3825	4360	5450	6625	7410					132
480	2835	3360	3930	4480	5650	6870	7950					135
510	2895	3430	4000	4600	5850	7100	8450					137
540	2940	3510	4110	4725	6010	7350	8670					140
570	2990	3570	4190	4840	6175	7550	8950					142
600	3030	3615	4260	4930	6340	7750	9200					145
630	3075	3680	4325	5020	6475	7925	9450					147
660	3110	3730	4390	5110	6600	8100	9675					150
690	3130	3770	4400	5175	6700	8240	9890					152
720	3155	3810	4425	5225	6815	8410	10100					155
750	3185	3840	4450	5275	6920	8550	10290					157
780	3200	3875	4490	5310	6990	8675	10440					160
810	3210	3905	4625	5390	7080	8800	10600					160
840	3230	3930	4650	5380	7130	8925	10750					163
870	3245	3940	4700	5420	7180	9050	10910					165
900	3250	3965	4725	5450	7210	9130	11050					168

TABELA 7.38

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)												
B ₂ = 450 mm		MATERIAL: ARGILA ENCHERCADA										w = 19,20 kg/m ³
H (cm)	Bd (cm)										L _t (cm)	
	69	76	84	91	107	122	137	152	167	182		197
150	1680	1820	2070	2180								89
180	1825	2140	2320	2610	2680							94
210	2035	2395	2595	2940	3210							99
240	2210	2610	2845	3245	3730							104
270	2390	2810	3090	3560	4250							107
300	2555	3000	3310	3810	4675	4775						109
330	2720	3170	3570	4065	4995	5290						114
360	2880	3315	3740	4325	5290	5625						117
390	2980	3460	3945	4540	5580	6340						118
420	3130	3600	4125	4740	5850	6860						119
450	3210	3740	4310	4915	6125	7390						122
480	3280	3850	4450	5090	6350	7710	7910					124
510	3370	3970	4590	5240	6575	7975	8525					127
540	3440	4070	4720	5400	6765	8275	8960					130
570	3490	4180	4850	5550	6965	8545	9460					132
600	3530	4250	4950	5660	7170	8750	10000					135
630	3600	4325	5090	5790	7330	9000	10500					137
660	3640	4400	5190	5890	7500	9190	10850					140
690	3670	4450	5210	6000	7650	9365	11110					140
720	3710	4510	5280	6080	7760	9550	11360					142
750	3750	4555	5350	6155	7900	9725	11615					145
780	3790	4610	5390	6230	8040	9875	11850					147
810	3820	4650	5440	6340	8140	10000	12050					150
840	3830	4680	5500	6400	8250	10150	12290					150
870	3850	4720	5560	6445	8260	10300	12500					152
900	3860	4730	5580	6440	8270	10400	12715					155

TABELA 7.39

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)

MATERIAL: GRANULAR SEM COESÃO

$B_e = 525 \text{ mm}$

H (cm)	Bd (cm)					L _e (cm)
	75	84	91	107	122	
150	1379	1565	1700	2120	2470	122
180	1455	1745	1950	2400	3000	127
210	1750	1925	2175	2665	3340	135
240	1885	2105	2365	2920	3425	137
270	2000	2260	2550	3190	3780	142
300	2090	2405	2710	3410	4050	147
330	2170	2520	2870	3610	4320	152
360	2260	2650	3000	3790	4560	157
390	2320	2750	3110	3875	4810	163
420	2380	2830	3210	4090	4990	165
450	2440	2900	3300	4250	5195	168
480	2490	2960	3400	4370	5340	173
510	2540	3020	3450	4480	5525	178
540	2590	3070	3515	4590	5615	180
570	2610	3110	3580	4670	5740	181
600	2650	3140	3630	4750	5840	182
630	2670	3180	3670	4810	5950	183
660	2690	3200	3710	4885	6050	184
690	2715	3225	3750	4930	6150	185
720	2740	3245	3790	4980	6250	186
750	2745	3260	3830	5040	6325	187
780	2760	3285	3870	5090	6400	188
810	2770	3300	3880	5130	6450	189
840	2775	3315	3900	5160	6500	190
870	2775	3320	3923	5180	6625	191
900	2785	3330	3945	5225	6700	192

TABELA 7.40

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)

MATERIAL: SOLO SATURADO

$B_e = 525 \text{ mm}$

H (cm)	Bd (cm)					L _e (cm)
	76	84	91	107	122	
150	1550	1785	1975	2410	2490	122
180	1730	2015	2235	2730	3130	119
210	1930	2210	2490	3050	3580	127
240	2115	2435	2725	3330	3860	130
270	2265	2625	2920	3625	4110	133
300	2410	2775	3120	3880	4620	142
330	2530	2810	3300	3980	4950	147
360	2645	3060	3490	4360	5200	147
390	2745	3180	3580	4540	5480	152
420	2825	3280	3720	4700	5700	157
450	2890	3320	3830	4890	5925	160
480	2960	3450	3960	5010	6130	163
510	3010	3510	4050	5150	6325	165
540	3060	3575	4150	5275	6500	170
570	3100	3640	4230	5400	6670	173
600	3140	3690	4290	5530	6810	178
630	3170	3730	4360	5650	6950	180
660	3200	3770	4420	5740	7100	183
690	3220	3810	4460	5820	7200	184
720	3240	3850	4500	5900	7250	185
750	3260	3890	4550	5950	7420	188
780	3270	3920	4580	6010	7525	191
810	3290	3930	4625	6060	7640	193
840	3300	3970	4650	6110	7750	196
870	3320	3985	4675	6150	7820	198
900	3340	3990	4690	6175	7870	201

TABELA 7.41

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO

MATERIAL: ARGILA SECA

$B_e = 525 \text{ mm}$

H (cm)	Bd (cm)					L _e (cm)
	76	84	91	107	122	
150	1625	1905	2130	2180		104
180	1870	2150	2425	2585	3080	112
210	2050	2405	2715	2910	3700	117
240	2300	2630	2970	3625	4325	122
270	2490	2840	3230	3950	4725	127
300	2665	3040	3460	4240	5100	130
330	2820	3230	3678	4520	5450	135
360	2960	3390	3870	4780	5780	137
390	3088	3550	4050	5025	6090	140
420	3190	3685	4200	5255	6370	142
450	3290	3825	4360	5450	6625	147
480	3360	3930	4480	5650	6870	150
510	3430	4000	4600	5850	7100	155
540	3510	4110	4725	6010	7350	157
570	3610	4190	4840	6175	7550	160
600	3615	4260	4930	6340	7750	163
630	3680	4325	5020	6475	7925	165
660	3730	4390	5110	6600	8100	166
690	3770	4400	5175	6700	8250	170
720	3810	4495	5225	6815	8410	173
750	3840	4545	5275	6920	8550	175
780	3875	4590	5310	6990	8625	178
810	3905	4625	5350	7060	8800	180
840	3930	4660	5380	7130	8925	180
870	3940	4700	5420	7180	9050	183
900	3965	4725	5450	7210	9130	185

TABELA 7.42

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)

MATERIAL: ARGILA ENCHABADA

$B_e = 525 \text{ mm}$

H (cm)	Bd (cm)					L _e (cm)
	76	84	91	107	122	
150	1820	2070	2270	2500		99
180	2140	2320	2610	3115		107
210	2395	2595	2940	3585	3790	112
240	2610	2845	3285	3960	4350	114
270	2810	3090	3540	4325	4950	118
300	3000	3310	3810	4675	5560	122
330	3170	3570	4085	4985	5825	124
360	3315	3740	4325	5290	6300	130
390	3460	3915	4540	5580	6700	132
420	3600	4125	4740	5850	7060	135
450	3740	4310	4915	6125	7390	137
480	3850	4450	5090	6350	7710	142
510	3970	4590	5240	6575	7850	145
540	4070	4720	5400	6765	8275	147
570	4180	4850	5550	6965	8545	150
600	4250	4950	5650	7170	8750	150
630	4325	5050	5790	7330	9000	152
660	4400	5120	5890	7500	9190	155
690	4450	5210	6000	7650	9365	157
720	4510	5280	6090	7760	9550	160
750	4555	5330	6155	7900	9725	163
780	4610	5390	6250	8040	9875	165
810	4650	5440	6340	8140	10000	168
840	4680	5500	6400	8250	10150	166
870	4720	5560	6445	8360	10300	170
900	4750	5580	6450	8440	10400	173

TABELA 7.43

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)

MATERIAL: GRANULAR SEM COESÃO

w=1600 kg/m³

B _e 600 mm (cm)	MATERIAL: GRANULAR SEM COESÃO										L _e (cm)
	91	107	122	137	152	183	213	244			
150	1700	2100	2460	2695							130
180	1950	2400	2800	3100							137
210	2175	2665	3150	3710	3950						145
240	2365	2920	3450	4090	4550						152
270	2550	3190	3780	4625	5010	5200					157
300	2710	3410	4050	4800	5430	5850					160
330	2870	3610	4320	5120	5860	6490					163
360	3000	3790	4560	5300	6300	7090					168
390	3110	3975	4810	5700	6625	7750					173
420	3210	4090	4990	5950	6925	8390					178
450	3300	4250	5195	6150	7225	9000					180
480	3400	4370	5340	6375	7475	9640	9660				185
510	3450	4480	5525	6560	7690	9725	10260				188
540	3515	4580	5615	6740	7920	10200	11050				191
570	3580	4670	5740	6920	8110	10520	11550				193
600	3630	4750	5840	7060	8285	10800	12200				196
630	3670	4810	5950	7210	8460	11100	12800				201
660	3710	4885	6050	7360	8690	11400	13500				203
690	3750	4930	6150	7500	8850	11700	14120				206
720	3790	4980	6250	7620	8990	11950	14700				208
750	3830	5040	6325	7730	9125	12200	15420				213
780	3870	5090	6400	7830	9260	12420	15750	16020			216
810	3880	5130	6450	7925	9410	12650	16050	16650			218
840	3900	5160	6500	8010	9550	12750	16320	17325			221
870	3923	5180	6625	8100	9675	13020	16600	17925			224
900	3945	5225	8700	8175	9925	13200	16875	18600			226

TABELA 7.44

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)

MATERIAL: SOLO SATURADO

w=1760 kg/m³

B _e 600 mm (cm)	MATERIAL: SOLO SATURADO										L _e (cm)
	91	107	122	137	152	183	213	244			
150	1975	2410	2720								110
180	2235	2730	3185	3385							120
210	2490	3050	3580	3910							137
240	2725	3330	3860	4600	4770						142
270	2920	3625	4310	5020	5525						147
300	3120	3880	4620	5450	6210						152
330	3300	3960	4950	5840	6760	6850					157
360	3460	4340	5200	6160	7175	7570					163
390	3580	4540	5480	6500	7540	8250					168
420	3720	4700	5700	6800	7850	8920					173
450	3830	4890	5925	7100	8175	9650					178
480	3960	5010	6130	7315	8460	10350					178
510	4050	5150	6325	7560	8750	11100					180
540	4150	5275	6500	7795	9050	11790					183
570	4230	5400	6670	7980	9310	12200	12450				188
600	4290	5530	6810	8200	9600	12530	13100				191
630	4360	5650	6950	8375	9850	12900	13850				193
660	4420	5760	7100	8550	10050	13200	14500				196
690	4460	5820	7205	8720	10300	13550	15250				198
720	4500	5900	7250	8860	10500	13850	15900				201
750	4550	5950	7420	9070	10700	14150	16600				203
780	4580	6010	7525	9140	10890	14420	17350				206
810	4625	6060	7640	9290	11050	14680	18000				208
840	4650	6110	7750	9390	11200	14920	18750				213
870	4675	6150	7820	9570	11380	15120	19400				216
900	4690	6175	7870	9600	11570	15350	19480	20090			218

TABELA 7.45

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)

MATERIAL: ARGILA SECA

w=1850 kg/m³

B _e 600 mm (cm)	MATERIAL: ARGILA SECA										L _e (cm)
	91	107	122	137	152	183	213				
150	2130	2540	2730								112
180	2425	2585	3425								122
210	2715	2910	3890	4120							127
240	2970	3625	4325	4815							132
270	3230	3950	4725	5500							137
300	3460	4240	5100	5950	6200						142
330	3679	4520	5450	6400	6880						147
360	3870	4780	5780	6775	7375						150
390	4050	5025	6090	7150	8275						152
420	4200	5235	6370	7470	8650	8960					157
450	4360	5450	6625	7780	9040	9650					160
480	4480	5650	6870	8100	9400	10350					163
510	4600	5850	7100	8375	9725	11020					168
540	4725	6010	7350	8670	10000	11720					173
570	4840	6175	7550	8950	10200	12410					178
600	4930	6340	7750	9200	10750	13110					178
630	5020	6475	7925	9450	11050	13800					180
660	5110	6600	8100	9675	11300	14500					180
690	5175	6700	8250	9990	11580	15120	15200				185
720	5225	6815	8410	10100	11950	15540	15890				188
750	5275	6920	8550	10290	12080	15890	16590				191
780	5310	6990	8675	10440	12320	16200	17250				191
810	5350	7060	8800	10600	12550	16610	17950				193
840	5380	7130	8925	10750	12750	16810	18650				196
870	5420	7180	9050	10910	13000	17110	19300				198
900	5450	7210	9130	11050	13200	17430	20000				201

TABELA 7.46

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)

MATERIAL: ARGILA ENCARGADA

w=1920 kg/m³

B _e 600 mm (cm)	MATERIAL: ARGILA ENCARGADA										L _e (cm)
	91	107	122	137	152	183	213				
150	2270	2690									107
180	2610	3170	3400								114
210	2940	3585	4090								122
240	3245	3960	4625	4775							127
270	3540	4325	5100	5500							132
300	3810	4675	5590	6200							135
330	4065	4995	5925	6875							137
360	4325	5290	6300	7380	7560						142
390	4540	5580	6700	7800	8250						145
420	4740	5850	7060	8230	8950						147
450	4915	6125	7380	8610	9650						150
480	5090	6350	7710	8960	10290						152
510	5240	6575	7950	9315	10700	11000					155
540	5400	6795	8275	9650	11100	11700					157
570	5550	6965	8585	10000	11500	12350					160
600	5660	7170	8750	10350	11900	13050					163
630	5790	7330	9000	10650	12300	13750					165
660	5890	7500	9190	10850	12685	14490					168
690	6000	7650	9365	11110	13000	15150					170
720	6080	7760	9550	11360	13345	15950					173
750	6155	7900	9725	11615	13650	16550					175
780	6250	8040	9875	11840	14050	17250					178
810	6340	8140	10000	12050	14270	17900					180
840	6400	8250	10150	12290	14500	18650					180
870	6465	8360	10300	12500	14750	19300					183
900	6550	8440	10400	12715	15000	19550	20000				188

TABELA 7.47

CARGAS CAUSADA NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)									
K _p = 0,1924 (t/cm)	MATERIAL: GRANULAR SEM COESÃO								
	Bd (cm)								
H (cm)	60	90	120	150	180	210	240	270	300
120	750	1350	1950	2550	3150	3750	4350	4800	5400
180	1050	1800	2700	3600	4350	5250	6150	7050	7950
240	1200	2250	3300	4350	5550	6600	7800	9000	10200
300	1350	2400	3750	5100	6600	7950	9300	10800	12300
360	1500	2700	4200	5700	7350	9000	10800	12450	14550
420	1650	2850	4500	6300	8250	10050	12000	13950	15900
480	1800	3000	4800	6750	9000	11100	13200	15450	17550
540	1950	3150	5100	7200	9450	12000	14400	16800	19200
600	2100	3300	5250	7500	10200	12600	15300	18000	20700
660	2250	3450	5400	7650	10350	12750	15450	18150	20850
720	2400	3600	5550	7800	10500	12900	15600	18300	21000
780	2550	3750	5700	8100	11100	13950	17400	20550	24000
840	2700	3900	5850	8250	11250	14100	17550	20700	24150
900	2850	4050	5950	8400	11400	14250	17700	20850	24300

TABELA 7.48

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)									
K _p = 0,150	MATERIAL: SOLO SATURADO								
	Bd (cm)								
H (cm)	60	90	120	150	180	210	240	270	300
120	900	1650	2250	3000	3600	4200	4800	5400	6000
180	1350	2750	3150	4200	5250	6150	7050	8100	9000
240	1500	2700	3900	5250	6450	7850	9300	10800	11850
300	1650	3150	4650	6150	7800	9450	10950	12600	14400
360	1800	3450	5250	7200	9000	10950	12750	14700	16650
420	1950	3750	5700	7950	10050	12150	14400	16650	18850
480	1950	3900	6150	8550	10950	13500	15900	18450	21000
540	1950	4050	6600	9150	11850	14550	17400	20050	23100
600	2100	4200	6900	9750	12750	15750	18750	21900	24950
660	2250	4350	7050	9900	12900	15900	18900	22050	25100
720	2400	4500	7200	10200	13200	16200	19200	22200	25250
780	2550	4650	7350	10350	13350	16350	19350	22350	25400
840	2700	4800	7500	10500	13500	16500	19500	22500	25550
900	2850	4950	7650	10650	13650	16650	19650	22650	25700

TABELA 7.49

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)									
K _p = 0,16;	MATERIAL: AREIA E CASCALHO								
	Bd (cm)								
H (cm)	60	90	120	150	180	210	240	270	300
120	1050	1650	2400	3150	3900	4650	5250	6000	6800
180	1350	2250	3300	4350	5400	6600	7500	8700	9900
240	1500	2650	4200	5550	6900	8250	9750	11250	12600
300	1650	2850	4500	6000	7350	8700	10200	11700	13200
360	1800	3000	4800	6450	8250	9900	11700	13350	15300
420	1950	3150	5100	6900	8850	10650	12450	14250	16200
480	2100	3300	5400	7350	9450	11400	13500	15600	17700
540	2250	3450	5700	7800	9900	12000	14100	16200	18300
600	2400	3600	6000	8250	10500	12750	15150	17550	19950
660	2550	3750	6300	8700	11100	13350	15900	18450	21000
720	2700	3900	6600	9150	11700	14100	16650	19300	22200
780	2850	4050	6900	9600	12300	15150	18000	21150	24300
840	3000	4200	7200	10050	12900	16200	19500	22050	25400
900	3150	4350	7500	10500	13500	17250	20250	22950	26500

TABELA 7.50

CARGAS CAUSADAS NOS TUBOS PELO REATERRO (kg/m)									
K _p = 0,110	MATERIAL: ARGILA SATURADA								
	Bd (cm)								
H (cm)	60	90	120	150	180	210	240	270	300
120	1200	1950	2850	3600	4500	5100	6000	6750	7500
180	1860	2850	3900	5100	6450	7650	8850	10200	11100
240	2100	3600	4950	6600	8100	9750	11400	13050	14700
300	2250	4200	6000	7800	9900	11700	13650	15750	18000
360	2550	4650	6750	9000	11250	13650	16050	18300	20850
420	2700	4950	7200	10200	12750	15450	18150	21100	23850
480	2850	5400	8250	11100	14100	17250	20100	24900	26550
540	3000	5850	8850	12000	15300	18900	22050	25650	29100
600	3150	6150	9300	12900	16500	20250	24000	27600	31500
660	3300	6450	9750	13800	17700	21600	25500	28500	32400
720	3450	6750	10200	14700	18900	23100	27000	29400	33300
780	3600	7050	10650	15600	20100	24600	28500	30300	34200
840	3750	7350	11100	16500	21300	26100	30000	31200	35100
900	3900	7650	11550	17400	22500	27600	31500	32100	36000

TABELA 7.51

PERCENTAGEM DA SOBRECARGA CONCENTRADA TRANSMITIDA AO CONDUITO

B _i (mm)	B _e (mm)	F _i = 1,00												F _i = 1,50												F _i = 1,75											
		H (cm)												H (cm)												H (cm)											
		50	100	150	200	300	50	100	150	200	300	50	100	150	200	300	50	100	150	200	300	50	100	150	200	300											
150	220	25,3	8,9	4,4	2,5	1,1	38,0	13,4	6,6	3,8	1,7	44,3	15,6	7,7	4,4	1,9	50,6	17,0	9,3	5,4	2,5	30,0	10,3	5,1	2,8	1,5											
200	270	30,6	9,7	5,3	3,1	1,4	45,9	14,6	8,0	4,7	2,1	53,6	17,0	9,3	5,4	2,5	61,3	22,7	11,7	6,6	2,9	72,1	26,4	13,7	7,7	3,3											
300	380	41,2	15,1	7,8	4,4	1,9	61,8	22,7	11,7	6,6	2,9	72,1	26,4	13,7	7,7	3,3	81,5	30,9	15,9	8,1	3,8	94,2	33,4	16,3	9,5	4,6											
400	490	50,2	19,1	9,3	5,4	2,5	75,3	28,7	14,0	8,1	3,8	87,9	33,4	16,3	9,5	4,6	101,9	41,3	20,3	11,7	4,7	117,9	46,7	23,8	11,7	5,4											
500	610	58,2	23,6	11,6	6,7	3,1	87,3	35,4	17,4	10,1	4,7	101,9	41,3	20,3	11,7	5,4	113,4	46,7	23,8	14,0	5,4	128,5	52,1	26,4	14,0	6,3											
600	720	64,8	26,7	13,6	8,0	3,6	97,2	40,1	20,4	12,0	5,4	113,4	46,7	23,8	14,0	6,3	123,6	54,8	29,2	17,0	7,4	140,9	60,9	30,9	17,0	7,4											
700	880	70,6	31,3	16,7	9,7	4,2	105,8	47,0	25,1	14,6	6,3	123,6	54,8	29,2	17,0	7,4	140,9	60,9	30,9	20,3	8,1	159,9	70,6	36,6	20,3	8,1											
800	980	73,4	33,9	18,1	10,8	4,8	110,5	50,9	27,2	16,2	7,2	128,5	59,3	31,7	18,9	8,4	146,4	67,4	34,2	22,7	9,2	168,2	77,6	39,2	22,7	9,2											
900	1100	76,3	36,6	20,1	12,0	5,4	114,5	54,9	30,2	18,0	8,1	133,5	64,1	35,2	21,0	9,5	154,9	74,6	37,2	24,6	10,1	180,9	84,8	42,8	24,6	10,1											
1000	1300	79,6	40,6	22,6	13,8	6,5	119,4	60,9	33,9	20,7	9,8	139,3	71,1	39,6	24,1	11,4	164,7	83,3	43,7	27,2	11,6	199,9	94,2	48,2	27,2	11,6											
1100	1400	80,8	42,4	24,0	14,5	6,8	121,2	63,6	36,0	21,8	10,2	141,4	74,2	42,0	25,4	11,9	170,6	89,6	46,7	29,9	12,0	209,9	101,9	52,1	29,9	12,0											
1200	1470	81,5	43,5	24,8	15,2	7,3	122,3	65,3	37,2	22,8	11,0	142,6	76,1	43,4	26,6	12,8	178,9	94,2	48,2	31,7	12,8	220,6	107,9	55,4	31,7	12,8											
1300	1580	82,5	44,9	26,1	16,3	7,7	123,8	67,4	39,2	24,5	11,6	144,4	78,6	45,7	28,5	13,5	184,9	101,9	52,1	33,4	13,5	233,4	113,4	60,9	33,4	13,5											
1500	1820	83,8	47,6	28,4	18,0	8,8	125,7	71,4	42,6	27,0	13,2	146,7	83,3	49,7	31,5	15,4	199,9	110,5	57,6	36,6	14,6	250,6	123,6	66,3	36,6	14,6											
1750	2100	84,7	49,8	30,8	19,9	9,7	127,1	74,7	46,2	29,9	14,6	148,2	87,2	53,9	34,8	17,0	209,9	117,9	60,9	39,2	16,2	270,6	133,4	72,1	39,2	16,2											
2000	2400	85,2	51,7	32,8	21,6	10,8	127,8	77,6	49,2	32,4	16,2	149,1	90,5	57,4	37,8	18,9	219,9	123,6	66,3	42,8	17,4	290,6	144,4	78,6	42,8	17,4											

TABELA 7.52

PERCENTAGEM DA SOBRECARGA DISTRIBUIDA TRANSMITIDA AO CONDUITO

B _i (mm)	B _e (mm)	F _i = 1,00												F _i = 1,50												F _i = 1,75											
		H (cm)												H (cm)												H (cm)											
		50	100	150	200	300	50	100	150	200	300	50	100	150	200	300	50	100	150	200	300	50	100	150	200	300											
150	220	15,5	7,4	2,9	2,4	1,1	23,3	11,1	4,4	3,6	1,7	27,1	13,0	5,1	4,2	1,9	30,0	14,6	6,6	5,4	2,5	33,4	16,3	6,6	5,4	2,5											
200	270	19,0	9,2	4,8	2,9	1,4	28,5	13,8	7,2	4,4	2,1	33,3	16,1	6,4	5,1	2,5	37,2	18,9	9,3	7,7	3,3	42,0	19,9	10,1	8,1	3,8											
300	380	26,7	12,8	6,7	4,1	1,9	40,1	19,2	10,1	6,2	2,9	46,7	22,4	11,7	7,2	3,3	53,9	26,4	13,7	11,7	4,7	61,8	30,9	15,9	11,7	4,7											
400	490	34,4	16,5	8,6	5,3	2,5	51,6	24,8	12,9	8,0	3,8	60,2	28,9	15,1	9,3	4,4	70,6	33,4	16,3	15,1	5,4	81,5	38,0	18,9	15,1	5,4											
500	610	42,8	20,5	10,7	6,5	3,1	64,2	30,8	16,1	9,8	4,7	74,9	35,9	18,7	11,4	5,4	87,9	41,3	20,3	18,7	6,3	101,9	46,7	23,8	18,7	6,3											
600	720	50,5	24,2	12,6	7,7	3,7	75,8	36,3	18,9	11,6	5,6	88,4	42,4	22,1	13,5	6,5	101,9	46,7	23,8	22,7	7,2	117,9	52,1	26,4	22,7	7,2											
700	880	61,7	29,6	15,4	9,4	4,5	92,6	44,4	23,1	14,1	6,8	108,0	51,8	27,0	16,5	7,9	123,6	54,8	29,2	27,2	9,2	140,9	60,9	30,9	27,2	9,2											
800	980	68,8	33,0	17,1	10,5	5,0	103,2	49,5	25,7	15,8	7,5	120,4	57,8	29,9	18,4	8,8	140,9	60,9	30,9	31,7	12,8	159,9	70,6	36,6	31,7	12,8											
900	1100	77,2	37,0	19,2	11,8	5,6	115,8	55,5	28,8	17,7	8,4	135,1	64,8	33,6	20,7	9,8	164,7	83,3	43,7	36,6	14,6	199,9	101,9	52,1	36,6	14,6											
1000	1300	91,2	43,8	22,7	13,9	6,6	136,8	65,7	34,1	20,9	9,9	159,6	76,7	39,7	24,3	11,6	184,9	101,9	52,1	42,8	17,4	220,6	123,6	66,3	42,8	17,4											
1100	1400	98,3	47,1	24,5	15,0	7,1	147,5	70,7	36,8	22,5	10,7	172,0	82,4	42,9	26,3	12,4	199,9	110,5	57,6	48,2	19,9	233,4	133,4	72,1	48,2	19,9											
1200	1470	103,0	49,5	25,7	15,7	7,5	154,5	74,3	38,6	23,6	11,3	180,3	86,6	45,0	27,5	13,1	209,9	117,9	60,9	52,1	21,0	246,7	144,4	78,6	52,1	21,0											
1300	1580	110,8	53,2	27,6	16,9	8,0	166,2	79,8	41,4	25,4	12,0	193,9	93,1	48,3	29,6	14,0	220,6	123,6	66,3	57,6	22,7	250,6	154,9	84,8	57,6	22,7											
1500	1820	127,5	61,3	31,8	19,4	9,2	191,5	92,0	47,4	29,1	13,8	223,1	107,3	55,7	34,0	16,1	250,6	144,4	78,6	66,3	24,6	290,6	180,9	94,2	66,3	24,6											
1750	2100	147,0	70,6	36,6	22,4	10,6	220,5	105,9	54,9	33,4	15,9	257,3	123,6	64,1	39,2	18,9	290,6	154,9	84,8	74,6	27,2	330,9	209,9	117,9	74,6	27,2											
2000	2400	168,5	80,7	41,8	25,6	12,2	252,8	121,1	62,7	38,4	18,3	294,9	141,2	73,2	44,8	21,4	330,9	180,9	94,2	84,8	31,7	390,6	246,7	123,6	84,8	31,7											

TABELA 7.53

FATORES DE CARGA PARA TUBOS SALIENTES COM $k=0,326$												
$\frac{r_{s,p}}{H \cdot B_c}$	CLASSE A N=0,544			CLASSE B N=0,707			CLASSE C N=0,840			CLASSE D N=1,310		
p = 0,90												
	0	0,2	0,6	RAZÃO DE SALIÊNCIA MÁXIMA RECOMENDADA IGUAL A 0,70						0	0,2	0,6
0,5	8,62	7,15	7,15	3,06	2,82	2,82	1,53	1,46	1,46	3,06	2,82	2,82
1,0	5,59	4,62	4,59	2,55	2,33	2,32	1,39	1,32	1,32	2,55	2,33	2,32
1,5	5,00	4,15	4,04	2,42	2,21	2,18	1,35	1,28	1,27	2,42	2,21	2,18
2,0	4,77	3,95	3,77	2,37	2,15	2,10	1,33	1,26	1,24	2,37	2,15	2,10
3,0	4,50	3,79	3,57	2,30	2,11	2,04	1,31	1,25	1,22	2,30	2,11	2,04
5,0	4,38	3,67	3,44	2,27	2,07	2,00	1,30	1,23	1,21	2,27	2,07	2,00
10,0	4,25	3,59	3,36	2,24	2,05	1,97	1,29	1,22	1,20	2,24	2,05	1,97
p = 0,70												
	0	0,15	0,50	0	0,15	0,50	0	0,15	0,50	0	0,15	0,50
0,5	6,25	5,55	5,55	2,90	2,79	2,79	2,28	2,21	2,21	1,30	1,28	1,28
1,0	4,87	4,20	4,17	2,66	2,51	2,51	2,13	2,03	2,03	1,25	1,22	1,22
1,5	4,53	3,88	3,83	2,59	2,43	2,42	2,09	1,98	1,98	1,24	1,20	1,20
2,0	4,38	3,77	3,63	2,56	2,40	2,37	2,07	1,96	1,94	1,23	1,19	1,19
3,0	4,25	3,68	3,48	2,52	2,38	2,32	2,04	1,95	1,91	1,22	1,19	1,18
5,0	4,14	3,60	3,38	2,50	2,35	2,29	2,03	1,93	1,89	1,22	1,18	1,17
10,0	4,05	3,55	3,33	2,48	2,34	2,27	2,02	1,92	1,88	1,21	1,18	1,17
p = 0,50												
	0	0,1	0,4	0	0,1	0,4	0	0,1	0,4	0	0,1	0,4
0,5	4,30	4,06	4,06	2,37	2,34	2,34	1,94	1,92	1,92	1,19	1,18	1,18
1,0	3,88	3,59	3,54	2,31	2,25	2,24	1,90	1,86	1,86	1,17	1,16	1,15
1,5	3,76	3,47	3,40	2,28	2,23	2,21	1,88	1,85	1,84	1,16	1,15	1,15
2,0	3,70	3,41	3,30	2,27	2,22	2,19	1,87	1,84	1,82	1,16	1,15	1,14
3,0	3,65	3,37	3,22	2,26	2,21	2,17	1,87	1,83	1,81	1,16	1,14	1,14
5,0	3,60	3,33	3,17	2,25	2,20	2,17	1,86	1,82	1,80	1,16	1,14	1,13
10,0	3,57	3,30	3,14	2,25	2,19	2,16	1,86	1,82	1,80	1,15	1,14	1,13
p = 0,30												
	0	0,05	0,20	0	0,05	0,20	0	0,05	0,20	0	0,05	0,20
0,5	3,19	3,12	3,12	2,11	2,10	2,10	1,76	1,75	1,75	1,12	1,11	1,11
1,0	3,11	3,03	3,01	2,10	2,09	2,08	1,74	1,75	1,75	1,11	1,11	1,10
1,5	3,09	3,01	2,97	2,09	2,08	2,08	1,75	1,74	1,74	1,11	1,11	1,10
2,0	3,07	2,99	2,95	2,09	2,08	2,07	1,75	1,74	1,74	1,11	1,11	1,10
3,0	3,06	2,97	2,93	2,09	2,08	2,07	1,75	1,74	1,74	1,11	1,11	1,10
5,0	3,05	2,97	2,92	2,09	2,08	2,07	1,75	1,74	1,74	1,11	1,11	1,10
10,0	3,05	2,96	2,91	2,09	2,08	2,07	1,75	1,74	1,73	1,11	1,11	1,10
p = 0												
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	2,63	2,63	2,63	2,02	2,02	2,02	1,70	1,70	1,70	1,09	1,09	1,09

TABELA 7.54

B _i (mm)	CARGA MÁXIMA SUPORTADA PELOS TUBOS CERÂMICOS PARA ESGOTOS EM kg/m												
	L _f												
150	1,10	1,15	1,50	1,90	2,10	2,20	2,30	2,70	2,80	3,20	3,50	4,50	4,80
200	1030	1075	1400	1775	1960	2050	2140	2520	2610	2990	3270	4200	4475
225	1100	1150	1500	1900	2100	2200	2300	2700	2800	3200	3500	4500	4800
250	1140	1190	1550	1965	2170	2270	2370	2790	2890	3310	3630	4650	4950
300	1175	1225	1600	2030	2240	2350	2450	2880	2990	3420	3730	4800	5120
375	1245	1305	1700	2150	2480	2490	2600	3060	3170	3630	3970	5100	5450
450	1465	1530	2000	2540	2800	2930	3060	3600	3730	4270	4660	6000	6400
525	1835	1920	2500	3170	3500	2670	3830	4500	4670	5340	4830	7500	8000
600	2130	2230	2900	3680	4060	4250	4450	5225	5420	6150	6760	8700	9275
	2570	2690	3500	4440	4900	5140	5350	6300	6540	7475	8170	10500	11200

TABELA 7.55

CARGA MÁXIMA SUPOSTADA PELOS TUBOS DE CONCRETO SIMPLES DE SEÇÃO CIRCULAR EM Kg/m

B _i (mm)	CLASSE C ₁												CLASSE C ₂													
	L _f																									
	1,10	1,15	1,50	1,90	2,10	2,30	2,70	2,80	3,20	3,50	4,50	4,80	1,10	1,15	1,50	1,90	2,10	2,30	2,70	2,80	3,20	3,50	4,50	4,80		
150	82	88	112	142	157	164	172	202	209	239	261	336	358	1030	1075	1400	1775	1960	2050	2140	2320	2610	2990	3270	4200	4475
200	88	92	120	150	168	176	184	216	224	256	280	350	384	1100	1150	1500	1900	2100	2200	2300	2700	2800	3200	3500	4500	4800
225	91	95	124	157	173	182	190	223	231	263	289	372	397	1140	1190	1550	1965	2170	2270	2370	2790	2890	3310	3630	4650	4950
250	93	98	128	162	180	187	196	230	239	273	299	384	410	1175	1225	1600	2030	2240	2350	2450	2880	2930	3420	3730	4800	5120
300	99	106	136	172	190	199	208	242	251	290	317	408	435	1245	1305	1700	2150	2480	2490	2600	3060	3170	3630	3970	5100	5450
375	111	116	152	192	213	223	233	273	283	324	354	456	486	1395	1455	1900	2410	2660	2785	2910	3415	3550	4050	4440	5700	6075
400	117	122	160	203	224	235	245	285	295	342	373	480	510	1465	1530	2000	2540	2800	2930	3060	3600	3730	4270	4660	6000	6400
450	120	130	168	210	231	242	252	292	302	350	381	490	520	1525	1590	2100	2650	2910	3040	3170	3710	3840	4380	4770	6100	6500
500	146	153	200	243	264	275	285	325	335	384	415	520	550	1675	1740	2300	2850	3110	3240	3370	3910	4040	4580	4970	6300	6700
600	176	184	240	304	336	350	360	420	430	500	530	640	670	1920	1980	2500	3100	3360	3490	3620	4160	4290	4830	5220	6550	6950

TABELA 7.56

CARGA MÁXIMA SUPOSTADA PELOS TUBOS DE CONCRETO ARMADO, EM Kg/m
(F_s = 1,33)

B _i (mm)	L _f												
	1,10	1,15	1,50	1,90	2,10	2,20	2,30	2,70	2,80	3,20	3,50	4,50	4,80
CLASSE CA-1													
300	1735	1815	2370	3000	3315	3470	3630	4270	4420	5050	5525	7100	7575
350	1945	2030	2650	3360	3710	3890	4060	4775	4950	5650	6190	7950	8490
400	2150	2250	2930	3715	4105	4300	4495	5280	5475	6250	6850	8800	9385
450	2355	2465	3220	4070	4500	4720	4925	5790	6215	7060	7500	9650	10300
500	2560	2680	3500	4430	4895	5125	5360	6300	6525	7460	8160	10480	11200
600	2975	3115	4060	5140	5680	5960	6225	7315	7575	8665	9475	12170	13000
700	3470	3630	4740	6000	6630	6950	7250	8560	8850	10100	11050	14200	15150
800	3970	4150	5420	6855	7580	7960	8300	9750	10100	11540	12640	16220	17320
900	4460	4675	6100	7715	8550	8940	9340	10960	11360	12980	14200	18250	19500
1000	4960	5185	6770	8570	9475	9930	10360	12200	12630	14420	15780	20300	21650
1100	5450	5710	7450	9430	10410	10920	11400	13400	13900	15850	17350	22300	23800
1200	5950	6225	8125	10300	11370	11915	12430	14630	15150	17300	18950	24300	26000
1300	6450	6750	8800	11150	12310	12910	13480	15850	16400	18750	20500	26350	28130
1500	7440	7780	10100	12850	14210	14900	15550	18300	18950	21650	23700	30450	32500
1750	8680	9080	11850	15000	16570	17370	18150	21300	22100	25250	27650	35500	37900
2000	9920	10390	13550	17150	18950	19850	20720	24350	25250	28900	31600	40600	43300
CLASSE CA-2													
300	2480	2590	3485	4290	4740	4965	5190	6090	6320	7220	7500	10150	10850
350	2690	2810	3670	4650	5135	5375	5620	6600	6840	7825	8125	11000	11750
400	2895	3030	3950	5000	5530	5800	6050	7100	7370	8425	8750	11850	12650
450	3105	3240	4230	5360	5930	6200	6490	7620	7900	9025	9375	12700	13550
500	3310	3460	4510	5725	6320	6620	6920	8120	8420	9625	10000	13550	14450
600	3720	3890	5075	6430	7110	7450	7780	9140	9470	10830	11250	15250	16280
700	4140	4325	5650	7150	7900	8275	8650	10150	10530	12030	12500	16950	18060
800	4960	5180	6770	8575	9480	9925	10380	12100	12640	14450	15000	20300	21700
900	5790	6050	7900	10000	11050	11690	12100	14200	14750	16850	17500	23700	25300
1000	7030	7350	9600	12150	13430	14060	14700	17250	17900	20450	21250	28800	30700
1100	8275	8650	11300	14300	15800	16550	17300	20300	21050	24100	25000	33900	36100
1200	9525	9950	12970	16450	18150	19000	19900	23320	24200	27700	28700	38900	41500
1300	10750	11250	14660	18600	20510	21500	22500	26400	27300	31300	32500	44000	46900
1500	13250	13840	18050	22900	25300	26500	27680	32500	33700	38500	40000	54200	57750
1750	16550	17300	22590	28600	31600	33100	34600	40600	42100	48200	50000	67750	72250
2000	19850	20720	27100	34300	37900	39700	41500	48750	50500	57750	60000	81250	86600
CLASSE CA-3													
600	7450	7780	10150	12850	14200	14900	15560	18300	18950	21650	23700	30500	32500
700	8275	8650	11290	14300	15790	16550	17300	20300	21100	24100	26300	33900	36100
800	9100	9500	12400	15700	17350	18200	19000	22300	23150	26500	28950	37300	39700
900	10750	11250	14650	18550	20500	21500	22500	26400	27400	31300	34250	44000	46950
1000	11590	12100	15800	20000	22100	23150	24200	28400	29500	33700	36900	47400	50550
1100	13230	13840	18050	22850	25250	26500	27700	32500	34700	38500	42200	54200	57750
1200	14890	15560	20300	25700	28400	29800	31100	36550	37900	43300	47400	61000	65000
1300	16130	16850	22000	27850	30790	32300	33700	39600	41050	46900	51300	66000	70500
1500	18200	19050	24800	31400	34700	36400	38100	44650	46300	53000	58000	74500	79500
1750	20700	21600	28200	35700	39450	41400	43250	50750	52650	60200	65800	84750	90300
2000	24000	25100	32700	41400	45750	48000	50200	58850	61050	69750	76400	98250	104800

TABELA 7.57

CARGA MÁXIMA SUPORTADA PELOS TUBOS DE CONCRETO ARMADO, EM kg/m ($F_s = 1,00$)													
B _i (mm)	L _f												
	1,10	1,15	1,50	1,90	2,10	2,20	2,30	2,70	2,80	3,20	3,50	4,50	4,80
CLASSE CA-1													
300	1540	1610	2100	2660	2940	3080	3220	3780	3920	4480	4200	6300	6720
350	1705	1785	2330	2950	3250	3410	3565	4180	4340	4960	5425	6975	7440
400	1925	2010	2625	3330	3670	3850	4025	4725	4900	5600	6125	7875	8400
450	2090	2185	2850	3610	3990	4175	4370	5125	5325	6080	6650	8550	9120
500	2250	2360	3080	3890	4300	4510	4720	5540	5740	6560	7175	9225	9840
600	2640	2760	3600	4560	5040	5275	5520	6475	6720	7690	8400	10800	11550
700	3080	3220	4400	5325	5875	6160	6440	7560	7840	8970	9800	12600	13450
800	3520	3680	4800	6080	6720	7040	7360	8640	8960	10240	11200	14400	15350
900	3960	4140	5400	6840	7560	7920	8275	9725	10090	11510	12600	16200	17290
1000	4600	4800	6000	7600	8400	8800	9200	10800	11200	12800	14000	18000	19200
1100	4840	5060	6600	8350	9230	9675	10110	11890	12310	14080	15400	19800	21100
1200	5275	5525	7200	9125	10090	10550	11050	12950	13440	15350	16800	21600	23050
1300	5720	5975	7800	9875	10920	11450	11960	14040	14550	16650	18200	23400	24950
1500	6600	6900	9000	11400	12600	13200	13800	16200	16800	19200	21000	27000	28800
1750	7700	8050	10500	13300	14700	15400	16100	18900	19600	22400	24500	31500	33600
2000	8800	9200	12000	15200	16800	17600	18400	21600	22400	25600	28000	36000	38400
CLASSE CA-2													
300	2200	2300	3000	3800	4200	4400	4600	5400	5600	6400	7000	9000	9600
350	2365	2470	3225	4080	4520	4730	4950	5810	6020	6875	7530	9675	10340
400	2585	2705	3525	4465	4930	5175	5400	6350	6575	7520	8230	10600	11300
450	2750	2875	3750	4750	5250	5500	5750	6750	7000	8000	8750	11250	12000
500	2925	3065	3975	5030	5565	5830	6100	7155	7410	8475	9280	11930	12710
600	3300	3450	4500	5700	6300	6600	6900	8100	8400	9600	10500	13500	14400
700	3685	3850	5025	6360	7030	7375	7700	9050	9375	10700	11700	15080	16080
800	4400	4600	6000	7600	8400	8800	9200	10800	11200	12800	14000	18000	19200
900	5120	5350	6975	8825	9750	10220	10700	12550	13010	14900	16280	20900	22300
1000	6220	6500	8475	10730	11850	12420	13000	15250	15800	18100	19750	25400	27100
1100	7325	7650	9975	12600	13950	14620	15300	17950	18600	21300	23300	29900	31900
1200	8425	8800	11490	14530	16050	16820	17600	20650	21400	24500	26800	34400	36700
1300	9515	9950	13000	16420	18150	19020	19900	23150	24200	27700	30300	38900	41500
1500	11700	12250	15990	20250	22400	23400	24500	28800	29800	34100	37300	48000	51200
1750	14690	15350	20000	25150	28000	29600	30700	36100	37300	42700	46750	60050	64000
2000	17600	18400	24000	30400	33600	35200	36800	43250	44750	51200	56000	72000	76800
CLASSE CA-3													
600	6600	6900	9000	11400	12600	13200	13800	16200	16800	19200	21000	27000	28800
700	7260	7590	9900	12550	13860	14570	15180	17820	18490	21100	23100	29200	31700
800	8025	8400	10950	13850	15340	16060	16800	19700	20420	23310	25520	32850	35050
900	8460	8900	12890	16350	18050	18920	19790	23200	24100	27300	30100	38700	41300
1000	10220	10700	13950	17670	19550	20480	21400	25100	26000	29720	32550	41800	44600
1100	11650	12200	15900	20110	22220	23300	24400	28600	29650	33900	37100	47600	50750
1200	13200	13800	18000	22800	25200	26400	27600	32600	33580	38400	42000	54000	57500
1300	14300	14950	19500	24750	27300	28600	29900	35100	36290	41550	45500	58500	62400
1500	16110	16850	22000	27820	30730	32100	34700	39500	41000	46800	51250	65900	70400
1750	18720	19150	25000	31670	34920	36600	38300	44990	46550	53250	58250	74900	80000
2000	21300	22180	29050	36790	40600	42550	44500	52200	54150	61900	67700	82000	83900

TABELA 7.58

CARGA MÁXIMA SUPORTADA PELOS TUBOS DE PRESSÃO DE CIMENTO AMIANTO (kg/m)															
B _i (mm)	L _f														
	1,10	1,15	1,50	1,90	2,10	2,20	2,30	2,70	2,80	3,20	3,50	4,50	4,80		
CLASSE 10'															
150	2200	2300	3000	3800	4200	4400	4600	5400	5600	6400	7000	9000	9600		
200	2200	2300	3000	3800	4200	4400	4600	5400	5600	6400	7000	9000	9600		
250	2570	2680	3500	4430	4900	5130	5330	6300	6530	7470	8170	10500	11200		
300	2935	3070	4000	5060	5600	5860	6130	7200	7460	8530	9330	12000	12800		
350	3300	3450	4500	5700	6300	6600	6900	8100	8400	9600	10500	13500	14400		
400	3670	3830	5000	6300	7000	7330	7670	9000	9330	10670	11670	15000	16000		
450	4035	4220	5500	6960	7700	8060	8430	9900	10260	11730	12830	16500	17600		
500	4400	4600	6000	7600	8400	8800	9200	10800	11200	12800	14000	18000	19200		
CLASSE 15															
100	2200	2300	3000	3800	4200	4400	4600	5400	5600	6400	7000	9000	9600		
125	2200	2300	3000	3800	4200	4400	4600	5400	5600	6400	7000	9000	9600		
150	2570	2680	3500	4430	4900	5130	5330	6300	6530	7470	8170	10500	11200		
200	3300	3450	4500	5700	6300	6600	6900	8100	8400	9600	10500	13500	14400		
250	3670	3830	5000	6300	7000	7330	7670	9000	9330	10670	11670	15000	16000		
300	4035	4220	5500	6960	7700	8060	8430	9900	10260	11730	12830	16500	17600		
350	4400	4600	6000	7600	8400	8800	9200	10800	11200	12800	14000	18000	19200		
400	4770	4980	6500	8230	9100	9530	9960	11700	12130	13870	15170	19500	20800		
450	5135	5370	7000	8860	9800	10260	10730	12600	13060	14930	16330	21000	22400		
500	5500	5750	7500	9500	10500	11000	11500	13500	14000	16000	17500	22500	24000		
CLASSE 20															
75	2935	3070	4000	5060	5600	5860	6130	7200	7460	8530	9330	12000	12800		
100	2935	3070	4000	5060	5600	5860	6130	7200	7460	8530	9330	12000	12800		
125	3300	3450	4500	5700	6300	6600	6900	8100	8400	9600	10500	13500	14400		
150	3670	3830	5000	6300	7000	7330	7670	9000	9330	10670	11670	15000	16000		
200	5135	5370	7000	8860	9800	10260	10730	12600	13060	14930	16330	21000	22400		
250	5870	6130	8000	10130	11200	11730	12260	14400	14930	17070	18670	24000	25600		
300	6235	6520	8500	10760	11900	12460	13030	15300	15860	18130	19830	25500	27700		
350	6920	7280	9500	12030	13300	13930	14560	17100	17730	20260	22170	28500	30400		
400	7700	8050	10500	13290	14700	15390	16100	18900	19590	22300	24500	31500	33600		
450	8435	8820	11500	14560	16100	16860	17630	20700	21460	24530	26830	34500	36800		
500	9165	9580	12500	15830	17500	18330	19160	22500	23330	26670	29170	37500	40000		
CLASSE 25															
75	4035	4220	5500	6960	7700	8060	8430	9900	10260	11730	12830	16500	17600		
100	4400	4600	6000	7600	8400	8800	9200	10800	11200	12800	14000	18000	19200		
125	4770	4980	6500	8230	9100	9530	9960	11700	12130	13870	15170	19500	20800		
150	5135	5370	7000	8860	9800	10260	10730	12600	13060	14930	16330	21000	22400		
200	7700	8050	10500	13290	14700	15390	16100	18900	19600	22300	24500	31500	33600		
250	8070	8430	11000	13930	15400	16130	16860	19800	20530	23460	25670	33000	35200		
300	8800	9200	12000	15190	16800	17590	18400	21600	22400	25500	28000	36000	38400		
350	9900	10350	13500	17090	18900	19790	20700	24300	25200	28800	31500	40500	43200		
400	11370	11880	15500	19620	21700	22720	23760	27900	28930	33060	36170	46500	49600		
450	12470	13030	17000	21520	23800	24920	26060	30600	31720	36260	39660	51000	54400		
500	13570	14180	18500	23420	25900	27120	28360	33300	34520	39460	43160	55500			

		CLASSE A										CLASSE B															
		Lf										Lt															
Bi (mm)		1,10	1,15	1,50	1,90	2,10	2,20	2,70	2,80	3,20	3,50	4,30	4,80	1,10	1,15	1,50	1,90	2,10	2,20	2,30	2,70	2,80	3,20	3,50	4,30	4,80	
100		1030	1075	1400	1775	1960	2050	2140	2520	2610	2990	3270	4200	4475	2130	2230	2900	3680	4060	4250	4450	5225	5420	6190	6760	8700	9275
125		1100	1150	1500	1900	2100	2200	2300	2700	2800	3200	3500	4500	4800													
150		1175	1225	1600	2040	2240	2350	2450	2880	2990	3420	3730	4800	5120													
175		1245	1305	1700	2150	2480	2600	2700	3060	3170	3630	3970	5100	5450													
200																											
250																											
300																											

TABELA 7.60

CARGA MÁXIMA SUPORTADA PELOS TUBOS DE POLIESTER ARMADOS COM FIBRA DE VIDRO E ENCHIMENTO DE AREIA SILICIOSA EM kg/m										
Bi (mm)	E'					E'				
	16	28	50	70	100	16	28	50	70	100
	K = 0,110					K = 0,108				
200	1040	1400	2050	2640	3525	1060	1425	2090	2690	3590
250	970	1400	2215	2950	4060	990	1425	2255	3010	4135
300	1020	1240	2525	3415	4745	1040	1265	2570	3475	4830
350	1090	1710	2845	3880	5345	1110	1740	2900	3955	5535
400	1180	1893	3195	4375	6150	1200	1930	3250	4460	6265
450	1275	2075	3540	4870	6865	1300	2110	3600	4960	6990
500	1350	2240	3870	5345	7565	1380	2280	3940	5465	7705
550	1470	2445	4235	5860	8300	1495	2490	4310	5970	8455
600	1600	2665	4615	6390	9055	1630	2715	4700	6510	9220
700	1850	3090	5370	7435	10545	1880	3145	5465	7525	10740
800	2115	3380	6135	8500	12050	2150	3445	6250	8660	12275
900	2380	3975	6900	9565	13560	2420	4050	7030	9740	13810
1000	2640	4420	7670	10630	15065	2690	4500	7810	10825	15345
1100	2875	4830	8405	11660	16540	2930	4915	8560	11875	16845
1200	3120	5245	9150	12700	18025	3175	5345	9320	12935	18360
	K = 0,105					K = 0,102				
200	1090	1465	2165	2765	3695	1125	1510	2210	2850	3805
250	1020	1465	2320	3095	4255	1050	1510	2390	3185	4380
300	1070	1300	2645	3575	4970	1100	1340	2725	3680	5115
350	1140	1790	2980	4065	5695	1170	1840	3070	4185	5860
400	1240	1985	3345	4585	6445	1280	2040	3445	4780	6635
450	1335	2170	3705	5100	7190	1370	2235	3815	5250	7405
500	1420	2350	4050	5600	7925	1460	2415	4170	5765	8155
550	1540	2560	4435	6140	8695	1580	2635	4565	6320	8950
600	1675	2790	4835	6695	9485	1725	2870	4980	6890	9760
700	1935	3240	5625	7790	11050	1995	3335	5790	8020	11370
800	2215	3540	6425	8905	12625	2280	3645	6615	9170	12995
900	2490	4165	7230	10020	14205	2565	4285	7445	10315	14620
1000	2770	4630	8035	11135	15720	2850	4765	8270	11460	16245
1100	3010	5060	8805	12215	17330	3100	5205	9065	12575	17840
1200	3265	5500	9585	13305	18880	3360	5660	9870	13695	19440
	K = 0,090					K = 0,083				
200	1275	1710	2505	3230	4310	1380	1855	2715	3500	4675
250	1190	1710	2705	3610	4965	1290	1855	2935	3915	5380
300	1250	1520	3085	4170	5800	1350	1650	3345	4525	6285
350	1330	2090	3480	4745	6640	1440	2265	3770	5145	7200
400	1450	2315	3905	5350	7520	1570	2510	4235	5800	8155
450	1560	2515	4325	5950	8390	1690	2750	4690	6450	9100
500	1650	2740	4725	6535	9245	1795	2970	5125	7085	10025
550	1795	2990	5175	7160	10145	1945	3240	5610	7765	10100
600	1955	3255	5640	7810	11065	2120	3530	6120	8470	12000
700	2260	3775	6560	9090	12885	2450	4095	7115	9860	13975
800	2580	4130	7500	10390	14730	2800	4480	8130	11265	15970
900	2905	4860	8435	11690	16570	3150	5270	9150	12675	17970
1000	3230	5400	9375	12990	18410	3500	5855	10165	14085	19965
1100	3510	5900	10275	14250	20215	3810	6400	11140	15450	21920
1200	3810	6415	11185	15520	22030	4130	6955	12130	16830	23885

TABELA 7.61

CARGA MÁXIMA SUPORTADA PELOS TUBOS DE PVC RÍGIDO CLASSE 20 (kg m)										
Bc (mm)	E'					E'				
	16	28	50	70	100	16	28	50	70	100
	K = 0,110					K = 0,108				
60	1030	1135	1335	1510	1775	1050	1160	1360	1540	1810
75	1310	1140	1685	1905	2240	1335	1170	1715	1945	2280
85	1470	1620	1820	2150	2525	1450	1650	1855	2190	2575
110	1910	2105	2460	2785	3275	1945	2140	2505	2840	3335
140	2390	2640	3095	3510	4130	2435	2690	3155	3575	4210
160	2720	3000	3525	3995	4705	2770	3060	3590	4070	4795
200	3425	3780	4435	5025	5910	3490	3850	4515	5120	6020
250	4300	4745	5555	6295	7405	4380	4830	5660	6410	7540
300	5110	5640	6620	7505	8835	5205	5745	6740	7645	9000
	K = 0,105					K = 0,102				
60	1080	1190	1395	1580	1860	1110	1225	1435	1630	1915
75	1370	1510	1765	2000	2345	1410	1555	1820	2055	2415
85	1540	1700	1910	2250	2645	1585	1750	1965	2320	2725
110	2000	2205	2580	2920	3430	2060	2270	2655	3005	3530
140	2505	2765	3245	3675	4330	2580	2850	3340	3785	4455
160	2850	3145	3690	4185	4930	2930	3240	3800	4310	5075
200	3590	3960	4645	5265	6195	3695	4080	4780	5420	6375
250	4500	4970	5820	6595	7755	4640	5115	5990	6790	7985
300	5355	5910	6935	7865	9255	5510	6085	7135	8095	9530
	K = 0,090					K = 0,083				
60	1260	1390	1630	1845	2170	1365	1505	1765	2000	2355
75	1560	1760	2060	2330	2740	1735	1910	2235	2530	2970
85	1800	1980	2225	2630	3090	1950	2150	2415	2850	3350
110	2330	2570	3010	3405	4000	2530	2790	3260	3695	4340
140	2925	3230	3785	4290	5050	3170	3500	4105	4650	5475
160	3325	3670	4305	4885	5750	3600	3980	4670	5295	6235
200	4190	4625	5420	6140	7225	4545	5015	5875	6660	7835
250	5255	5795	6790	7695	9050	5700	6285	7365	8345	9810
300	6245	6895	8090	9175	10800	6770	7475	8770	9945	11710

TABELA 7.62

CARGA MÁXIMA SUPORTADA PELOS TUBOS DE PVC RÍGIDO CLASSE 15' (kg/m)										
Bc (mm)	E'					E'				
	16	28	50	70	100	16	28	50	70	100
	K = 0,110					K = 0,108				
60	545	655	850	1025	1290	555	665	865	1045	1315
75	710	845	1090	1310	1645	725	860	1110	1335	1675
85	785	940	1215	1465	1840	800	955	1235	1490	1875
110	1020	1215	1570	1895	2385	1040	1240	1600	1930	2430
140	1310	1560	2015	2430	3050	1335	1585	2050	2470	3105
160	1490	1775	2295	2770	3480	1520	1810	2340	2820	3545
200	1855	2210	2860	3450	4340	1890	2250	2915	3515	4420
250	2330	2770	3585	4325	5435	2370	2820	3650	4405	5535
300	2800	3335	4310	5195	6530	2850	3395	4390	5290	6650
	K = 0,105					K = 0,102				
60	570	685	890	1075	1350	590	705	915	1105	1390
75	745	885	1140	1375	1720	770	910	1175	1415	1770
85	825	980	1270	1535	1930	850	1010	1310	1580	1985
110	1065	1270	1645	1990	2500	1100	1310	1695	2045	2570
140	1370	1630	2110	2540	3195	1410	1680	2170	2620	3290
160	1560	1860	2405	2900	3645	1610	1915	2475	2985	3750
200	1945	2315	2995	3615	4545	2000	2385	3085	3720	4680
250	2440	2905	3755	4530	5690	2510	2990	3865	4665	5860
300	2935	3490	4515	5445	6840	3020	3595	4645	5605	7040
	K = 0,090					K = 0,083				
60	670	800	1035	1255	1580	725	865	1125	1360	1710
75	870	1035	1330	1600	2010	945	1120	1445	1740	2180
85	960	1145	1485	1790	2250	1040	1240	1610	1940	2440
110	1245	1485	1920	2320	2915	1350	1610	2085	2515	3160
140	1600	1905	2460	2965	3725	1735	2065	2665	3215	4040
160	1820	2170	2805	3385	4250	1975	2350	3040	3670	4610
200	2265	2700	3495	4220	5300	2460	2930	3790	4575	5750
250	2845	3385	4380	5285	6640	3085	3670	4750	5730	7200
300	3425	4075	5265	6350	7980	3710	4415	5710	6885	8650

TABELA 7.63

CARGA MÁXIMA SUPOSTADA PELOS TUBOS DE PVC RÍGIDO CLASSE 12 (kg/m)										
Bc (mm)	E					E'				
	16	28	50	70	100	16	28	50	70	100
	K = 0,110					K = 0,108				
60	355	465	660	835	1100	365	480	670	850	1125
75	465	595	840	1060	1395	470	610	855	1080	1420
85	530	680	960	1210	1590	540	695	975	1230	1615
110	675	870	1230	1555	2045	690	890	1250	1585	2080
140	870	1120	1575	1990	2610	885	1140	1600	2025	2660
160	990	1275	1795	2270	2980	1010	1300	1830	2310	3035
200	1235	1590	2240	2830	3720	1260	1620	2280	2885	3790
250	1550	1995	2805	3545	4655	1580	2030	2860	3610	4740
300	1865	2400	3370	3835	5590	1900	2140	3435	4135	5695
	K = 0,105					K = 0,102				
60	375	485	690	875	1155	385	500	710	900	1190
75	485	625	880	1115	1460	500	645	905	1145	1505
85	555	715	1005	1270	1660	575	735	1035	1305	1710
110	710	915	1290	1630	2140	730	940	1325	1680	2205
140	910	1170	1650	2085	2735	940	1210	1700	2145	2815
160	1040	1335	1880	2380	3120	1070	1375	1940	2450	3215
200	1295	1665	2345	2965	3895	1330	1715	2415	3055	4010
250	1625	2090	2940	3715	4875	1670	2150	3030	3825	5020
300	1955	2510	3530	4020	5855	2010	2585	3640	4135	6030
	K = 0,090					K = 0,083				
60	440	565	805	1020	1350	475	615	875	1110	1460
75	565	730	1030	1300	1705	615	790	1115	1410	1850
85	650	835	1170	1480	1940	705	905	1270	1600	2105
110	830	1065	1500	1900	2500	900	1155	1630	2060	2710
140	1065	1370	1925	2430	3190	1155	1480	2085	2635	3460
160	1215	1560	2195	2775	3640	1315	1690	2380	3010	3950
200	1510	1945	2740	3460	4545	1635	2105	2970	3750	4930
250	1895	2435	3430	4335	5690	2055	2640	3720	4700	6170
300	2280	2930	4120	4690	6835	2470	3175	4470	5080	7410

TABELA 7.64

7.8 EXEMPLOS

7.8.1 Determinar qual o método de assentamento a ser usado na construção de uma rede coletora de esgotos na qual está prevista a utilização de tubos cerâmicos de esgotos de 300 mm de diâmetro.

Dados:

$$H = 6,00 \text{ m} \quad k_{\mu} = k_{\mu}' = 0,165$$

$$B_d = 0,60 \text{ m} \quad \omega = 1920 \text{ kg/m}^3$$

Determinação de L_t

$$\frac{H}{B_c} = \frac{600}{35,6} = 16,85$$

sendo $r_{\text{rel}} \times p = 0,5$ do gráfico 2-A

$$\frac{L_t}{B_c} > 3 \quad \text{donde } L_t > 3 \times 35,6 = 106,8 \text{ cm.}$$

Portanto, a carga deverá ser calculada como tubo em vala.

Cálculo de W_c

$$W_c = \omega C_d B_d^2$$

sendo

$$\frac{H}{B_d} = \frac{600}{60} = 10 \quad \text{do gráfico 7.1 tiramos } C_d = 3$$

$$W_c = 1920 \times 3 \times 0,6^2 = 2100 \text{ kg/m}$$

Cálculo de L_c

$$L_c = \frac{W_c}{D} \times F_s$$

sendo $D = 1.700 \text{ kg/m}$ (EB-5)

$$L_r = \frac{W_c}{D} \times F_s = \frac{2100}{1700} \times 1,5 = 1,86$$

Resposta

Deverá ser usada uma base de primeira classe (tabela 7.6).

Chegaríamos ao mesmo resultado entrando com o valor de $W_c = 2.100 \text{ kg/m}$ e o diâmetro do tubo na tabela 7.55.

7.8.2 Determinar qual a resistência mínima, no ensaio dos três cutelos, que deverá resistir um bueiro de concreto armado de 1.200 mm de diâmetro, quando assente sob um aterro com as seguintes características:

$$H = 8,50 \text{ m} \quad \omega = 1.920 \text{ kg/m}^3 \quad k = 0,33$$

$$p = 0,70 \quad r_{ad} = 0,70$$

sendo usado assentamento de 1.ª classe.

Cálculo de W_c

$$W_c = \omega C_u B_c^2$$

com

$$\frac{H}{B_c} = \frac{8,50}{1,47} = 5,8 \quad \text{e} \quad r_{ad} \times p \approx 0,50$$

do gráfico 3 tiramos $C_u = 10$

$$W_c = 1.920 \times 10 \times 1,47^2$$

$$W_c = 41.500 \text{ kg/m}$$

Cálculo de L_r

Da tabela 7.54 tiramos

$$L_r = 2,27$$

Cálculo de D

$$D = \frac{W_c}{L_r} F_s$$

$$D = \frac{41500}{2,27} \times 1,33 \quad \therefore \quad D = 24.300 \text{ kg/m}$$

Resposta

Carga de rutura = 24.300 kg/m.

$$\text{Carga de trinca} = \frac{2}{3} 24.300 = 16.200 \text{ kg/m.}$$

7.8.3 Determinar a carga sobre um tubo de concreto armado de 1.200 mm de diâmetro, instalado na condição de tubo saliente negativo, sendo fixadas as seguintes condições:

$$H = 10 \text{ m} \quad r_{ad} = - 0,30 \quad B_d = 2,00 \text{ m}$$

$$p' = 1,0 \quad \omega = 1.600 \text{ kg/m}^3$$

Cálculo de W_c

$$W_c = \omega C_u B_d^2$$

com

$$\frac{H}{B_d} = \frac{10}{2} = 5 \quad \text{e} \quad r_{ad} = - 0,30$$

do gráfico 7.4-B $C_u = 3,3$

$$W_c = 1.600 \times 3,3 \times 2^2$$

$$W_c = 21.100 \text{ kg/m}$$

7.8.4 Com os dados do problema anterior, determinar a carga que o tubo deve resistir no ensaio dos três cutelos,

para assentamento da classe B, e uso numa rede de águas pluviais.

Cálculo de Z

$$Z = \left(H + \frac{m B_c}{2} \right) \frac{\omega k m B_c}{2}$$

sendo: $H = 10 \text{ m}$ $\omega = 1.600 \text{ kg/m}^3$

$m = 0,7$ $k = 0,33$

$B_c = 1,47$

substituindo:

$$Z = \left(10 + \frac{0,7 \times 1,47}{2} \right) \frac{1.600 \times 0,33 \times 0,7 \times 1,47}{2}$$

$$Z = (10 + 0,515) 271,67 = 2.856,61 \text{ kg/m}$$

Cálculo de q

$$q = \frac{Z}{W_c} = \frac{2.856,61}{21.100} = 0,135$$

Cálculo de L_c

$$L_c = \frac{1,431}{N - x q} = \frac{1,431}{0,707 - 0,638 \times 0,135}$$

$$L_c = \frac{1,431}{0,621} = 2,3$$

Cálculo de D

$$D = \frac{W_c}{L_c} \times F_s = \frac{21.100}{2,3} 1,33$$

$$D = 12.200 \text{ kg/m}$$

Resposta

Carga de rutura = 12.200 kg/m

$$\text{Carga de trinca} = \frac{2}{3} 12.200 = 8.134 \text{ kg/m}$$

7.8.5 Determinar a carga que um buciro de concreto armado de 800 mm de diâmetro, instalado numa condição de tubo saliente negativo em vala imperfeita, deve resistir, no ensaio dos três cutelos, para um assentamento classe A com berço de concreto armado, sendo fixadas as seguintes condições:

$H = 10 \text{ m}$ $r_{sd} = - 0,30$ $k = 0,33$

$p' = 0,5$ $\omega = 1920 \text{ kg/m}^3$

Cálculo de W_c

$$W_c = \omega C_n B_c^2$$

com

$$\frac{H}{B_c} = \frac{10}{0,98} = 10 \text{ e } r_{sd} = - 0,30$$

do gráfico 7.4-A tiramos $C_n = 7,3$

$$W_c = 1920 \times 7,3 \times 0,98^2$$

$$W_c = 13.450 \text{ kg/m}$$

Cálculo de q

$$q = \frac{m k}{C_n} \left(\frac{H}{B_c} + \frac{m}{2} \right)$$

substituindo

$$q = \frac{0,7 \times 0,33}{7,3} \left(\frac{10}{0,98} + \frac{0,7}{2} \right) = 0,032 \times 10,55$$

$$q = 0,34$$

Cálculo de L_t

$$L_t = \frac{1,431}{N - x q} = \frac{1,431}{0,505 - 0,811 \times 0,34}$$

$$L_t = \frac{1,431}{0,229} \therefore L_t = 6,25$$

Cálculo de D

$$D = \frac{W_c}{L_t} \times F_s = \frac{13450}{6,25} \times 1,33$$

$$D = 2860 \text{ kg/m}$$

Resposta

Carga de rutura = 2860 kg/m.

Carga de trinca = $\frac{2}{3} \times 2860 = 1900 \text{ kg/m}$.

7.8.6 Determinar a carga que um tubo de concreto armado de 800 mm de diâmetro deve resistir, no ensaio dos três cutelos, para um assentamento classe C, sendo fixadas as seguintes condições:

$$H = 5,00 \text{ m} \quad B_d = 2,40 \text{ m} \quad p = 0,9 \quad F_s = 1,00$$

$$B_c = 0,98 \text{ m} \quad r_{sd} = 0,8 \quad \omega = 1920 \text{ kg/m}^3$$

Cálculo da largura de transição

$$\frac{H}{B_c} = \frac{5}{0,98} = 5,10 \quad \text{e} \quad p \times r_{sd} = 0,72$$

do gráfico 7.2-A tiramos

$$\frac{L_t}{B_c} = 2,30$$

$$\frac{B_d}{B_c} = \frac{2,4}{0,98} = 2,45$$

Sendo a largura de transição menor que a largura da vala, a carga deverá ser calculada como tubo saliente.

Cálculo da carga

do gráfico 7.3 tiramos $C_v = 9,1$

$$W_c = 1920 \times 9,1 \times 0,98^3$$

$$W_c = 16750 \text{ kg/m}$$

Cálculo de L_t

$$L_t = \frac{1,431}{N - x q}$$

$$\text{sendo } N = 0,840$$

$$x = 0,655$$

$$q = \frac{m k}{C_v} \left(\frac{H}{B_c} + \frac{m}{2} \right) = \frac{0,9 \times 0,33}{9,1} \left(\frac{5}{0,98} + \frac{0,9}{2} \right)$$

$$q = 0,032 (5,10 + 0,45) = 0,178$$

$$L_t = \frac{1,431}{0,840 - 0,655 \times 0,178} = \frac{1,431}{0,723} = 1,98$$

Cálculo do esforço resistente

$$D = \frac{W_c}{L_t} \times F_s = \frac{16750}{1,98} \times 1,0 = 8460 \text{ kg/m}$$

Resultado

Carga de trinca = 8.460 kg/m.

Carga de rutura = $\frac{3}{2} \times 8.460 = 12.700 \text{ kg/m}$.

7.8.7 Determinar a classe do tubo de concreto armado de 1.500 mm de diâmetro, a ser usado na construção de um bueiro em condição de tubo saliente positivo, assentamento classe B, sendo fixadas ainda as seguintes condições:

$$B_c = 1,82 \text{ m} \quad k = 0,33 \quad p = 0,70 \quad F_s = 1,33$$

$$\omega = 1920 \text{ kg/m} \quad H = 7,50 \quad r_{sd} = + 0,4$$

Cálculo de W_c

$$\text{Com } \frac{H}{B_c} = \frac{7,5}{1,82} = 4,17 \text{ e } r_{sd} \times p = 0,28$$

do gráfico 7.3 tiramos $C_c = 5,8$

$$\text{daí: } W_c = \omega C_c B_c^2 = 1920 \times 5,8 \times 1,82^2$$

$$W_c = 36800 \text{ kg/m}$$

Cálculo de L_r

$$L_r = \frac{1,431}{N - x q}$$

sendo:

$$q = \frac{m k}{C_c} \left(\frac{H}{B_c} + \frac{m}{2} \right) = \frac{0,70 \times 0,33}{5,8}$$

$$\left(\frac{7,5}{1,82} + \frac{0,7}{2} \right)$$

$$q = 0,040 \times 1,46 = 0,058$$

$$\text{daí: } L_r = \frac{1,431}{0,707 - 0,594 \times 0,058} = \frac{1,431}{0,673} = 2,1$$

Observação: poderíamos obter L_r utilizando a tab. 7.54.

Cálculo de D

$$D = \frac{W_c}{L_r} \times F_s = \frac{36.800}{2,1} \times 1,33$$

$$D = 23.200 \text{ kg/m}$$

Resultado

Da Especificação Brasileira EB103/57 obtemos que deverá ser usado um tubo especial, com resistência acima da classe CA-3.

7.8.8 Um bueiro de concreto armado de 1.500 mm de diâmetro deve ser instalado em local de topografia tal que o tubo não possa ser assente em vala aberta no terreno natural, mas sim colocado sobre ele. O nível do aterro deverá ficar a uma altura de 19,5 m sobre o tubo; o material do aterro é tal que $\omega = 1.920 \text{ kg/m}^3$ e seu valor de $k = 0,33$ e $\mu = 0,40$. O tubo é assente sobre uma base classe B.

Para diminuir a carga sobre o tubo, será aplicado o método de construção de vala imperfeita (fig. 7.38), sendo dados ainda:

$$p = 0,7 \quad p' = 1,00 \quad F_s = 1,33$$

$$B_c = 1,80 \text{ m} \quad r_{sd} = - 0,5$$

Determinar o esforço resistente necessário.

Cálculo de W_c

$$\text{Com } \frac{H}{B_c} = \frac{19,5}{1,80} = 10,8 \text{ e } r_{sd} = - 0,5$$

do gráfico 7.4-B tiramos $C_c = 6,2$

$$\text{então: } W_c = 1920 \times 6,2 \times 1,8^2 = 38.600 \text{ kg/m}$$

Cálculo de L_r

$$L_r = \frac{1,431}{N - x q}$$

onde

$$q = \frac{m k}{C_a} \left(\frac{H}{B_c} + \frac{m}{2} \right) = \frac{0,7 \times 0,33}{6,2} \left(\frac{19,5}{1,80} + \frac{0,7}{2} \right)$$

$$q = 0,037 \times 11,15 = 0,41$$

$$\text{daí: } L_r = \frac{1,431}{0,707 - 0,549 \times 0,41} = 3,0$$

Cálculo de D

$$D = \frac{W_c}{L_r} \cdot F_s$$

$$D = \frac{38.600}{3} \times 1,33 = 16.750 \text{ kg/m}$$

Resultado

Carga de rutura = 16.750 kg/m.

Carga de trinca = $\frac{2}{3} \cdot 16.750 = 11.150 \text{ kg/m}$.

7.8.9 Duas linhas de tubos de concreto, uma com 1.500 mm e outra de 600 mm devem ser instaladas paralelamente em uma vala, conforme fig. 7.39.

Sabendo-se que os tubos devem ser assentes sobre uma base classe C, determinar o esforço resistente dos tubos, sabendo-se ainda que o material de reaterro é uma argila saturada e os taludes da vala têm uma inclinação de 1:2.

Cálculo da carga sobre o tubo de 600 mm

O prisma de solo BCFG sobre o tubo de 600 mm tenderá a fixar em declive relativo o solo externo aos planos verticais BF e CG, e a carga sobre o tubo pode ser calculada como sendo condição de vala de largura igual a 1,43 m e altura de aterro sobre o tubo de 2,25 m.

Assim, com

$$\frac{H}{B_d} = \frac{2,25}{1,43} = 1,58 \text{ e } k_\mu = k_\mu' = 0,11$$

do gráfico 7.1 tiramos $C_d = 1,3$

A carga sobre o tubo será:

$$W_{c600} = \omega C_d B_d^2 = 2.080 \times 1,3 \times 1,43^2 = 5.530 \text{ kg/m}$$

Cálculo da carga sobre o tubo de 1.500 mm

A diferença entre o peso do solo no prisma BCFG e a carga W_c sobre o tubo de 600 mm representa o esforço de atrito que atua dos planos BF e CG. Metade deste esforço deve ser adicionado à carga atuante sobre o tubo de 1.500 mm pelo prisma de solo ABDE.

O peso do solo ABDE será:

$$p_1 = 3,10 \times 1,20 \times 2080 = 7750 \text{ kg/m}$$

O peso do solo BCFG será:

$$p_2 = 1,43 \times 2,25 \times 2080 = 6700 \text{ kg/m}$$

Assim:

$$\frac{6700 - 5530}{2} = \frac{1170}{2} = 585 \text{ kg/m}$$

A carga sobre o tubo de 1.500 mm será:

$$W_{c1500} = 7750 + 585 = 8335 \text{ kg/m}$$

Resposta

Da tabela 7.58 tiramos que o tubo de 1.500 mm deve ser classe CA-1 e o de 600 mm deve ser classe CA-3.

7.8.10 Três tubos de 2.000 mm de diâmetro interno são assentes em uma vala escavada em terreno natural e cobertas com aterro, conforme indicado na fig. 7.40.

Determinar o esforço resistente dos tubos, sabendo-se que estão assentes sobre uma base classe B e conhecendo-se ainda:

$$\omega = 1.920 \text{ kg/m}^3 \quad r_{sd} = -0,5 \quad k = 0,33$$

$$p = 0,70 \quad k_{\mu} = 0,13$$

Carga atuante sobre os tubos

A largura da vala será:

$$B_d = 3 \times 2,4 + 4 \times 0,6 = 9,6 \text{ m}$$

A altura de aterro sobre a geratriz do tubo é:

$$H = 12,00 - 0,7 \times 2,4 = 10,30 \text{ m}$$

$$\text{Com: } \frac{H}{B_d} = \frac{10,30}{9,6} = 1,07 \quad \text{e} \quad p' = \frac{1,20}{9,60} \approx 0,13$$

da tabela 7.4-A tiramos $C_u = 0,9$

$$\text{daí: } W = 1.920 \times 0,9 \times 9,6^2 = 159.252 \text{ kg/m}$$

A carga atuante em cada tubo é matéria discutível.

Carga máxima

$$W_{cm\acute{a}x.} = \frac{W}{3} = \frac{159.252}{3} = 53.084 \text{ kg/m}$$

Carga mínima

A carga mínima atuante em cada tubo é calculada presumindo-se que as colunas de solo entre os tubos e entre estes e os lados da vala suportarão seu próprio peso.

Assim:

$$W_{cm\acute{i}n.} = \frac{3 \times 2,4}{9,6} \times 53.084 = 39.800 \text{ kg/m}$$

Fator de carga

a) fator de carga máximo será:

$$L_r = \frac{1,431}{N - x \cdot q}$$

$$\text{onde } q = \frac{Z}{W_{cm\acute{a}x.}}$$

sendo:

$$Z = \left(H + \frac{m \cdot B_d}{2} \right) \frac{\omega \cdot k \cdot m \cdot B_d}{2} = \left(10,30 + \frac{0,7 \times 2,4}{2} \right) \frac{1920 \times 0,33 \times 0,7 \times 2,4}{2}$$

$$Z = (10,30 + 0,84) 533 = 5940$$

$$\text{daí } q = \frac{5.940}{53.030} = 0,112$$

$$\text{então } L_r = \frac{1,431}{0,707 - 0,549 \times 0,112} = \frac{1,431}{0,645} = 2,2$$

b) o fator de carga mínimo será:

$$L_r = \frac{1,431}{N - x \cdot q}$$

$$\text{onde } q = \frac{Z}{W_{\text{cmfn.}}} = \frac{5.940}{39.800} = 0,149$$

$$\text{e } L_r = \frac{1,431}{0,707 - 0,549 \times 0,149} = \frac{1,431}{0,625} = 2,3$$

Esforço resistente

a) máximo, com $F_s = 1,33$

$$D_{\text{máx.}} = \frac{53.030}{2,2} \times 1,33 = 32.100 \text{ kg/m}$$

b) mínimo, com $F_s = 1,33$

$$D_{\text{mín.}} = \frac{39.800}{2,3} \times 1,33 = 23.100 \text{ kg/m}$$

7.8.11 O lançamento final de uma rede coletora de esgotos é feito num rio, através de uma galeria de tubos de concreto armado de 1.300 mm de diâmetro interno, sendo o terreno natural instável. Determinar o esforço resistente do tubo admitindo-se que:

$$p = 0,90 \quad \omega = 2.080 \text{ kg/m}^3 \quad k = 0,33$$

$$r_{\text{ed}} = 0 \quad H = 4,20 \text{ m} \quad F_s = 1,00$$

e que a instalação é aproximadamente classe C (fig. 7.41).

Considerações

É importante manter os alinhamentos vertical e horizontal durante e após a construção, cuja linha deverá estar segura e sem curvaturas; para que isto seja conseguido uma firme fundação deve ser executada como, por exemplo, um enrocamento (consiste na substituição do solo pouco resistente, por outro que apresente melhores características para o serviço a que se destina, da seguinte maneira: retiramos o "solo podre" até encontrarmos a camada de solo escolhida; enche-se

até cerca de 20 cm abaixo da geratriz inferior do tubo com pedra de mão e/ou cascalho e pó de pedra, compactados em camadas máximas de 30 cm; completa-se o restante com pó de pedra ou areia).

Desde que o tubo será assente numa vala larga, o cálculo deverá ser executado para a condição de tubo saliente.

Cálculo da carga atuante

$$\text{Com } \frac{H}{B_c} = \frac{4,20}{1,58} = 2,66 \text{ e } r_{\text{ed}} \times p = 0$$

do gráfico 7.3 tiramos $C_c = 2,66$

$$\text{daí: } W_c = \omega C_c B_c^2 = 2080 \times 2,66 \times 1,58^2$$

$$W_c = 13.800 \text{ kg/m}$$

Cálculo do fator de carga

$$L_r = \frac{1,431}{N - x q}$$

$$\text{sendo } q = \frac{Z}{W_c}$$

onde:

$$Z = \left(H + \frac{m B_c}{2} \right) \frac{\omega k m B_c}{2} = \left(4,20 + \frac{0,9 \times 1,58}{2} \right)$$

$$\frac{2080 \times 0,33 \times 0,9 \times 1,58}{2}$$

$$Z = 2390 \text{ kg/m}$$

$$\text{daí } q = \frac{2390}{13800} = 0,17$$

$$e L_c = \frac{1,431}{0,840 - 0,655 \times 0,17} = 1,8$$

Esforço resistente

$$D = \frac{W_c}{L_c} \times F_s = \frac{13.800}{1,8} \times 1$$

$$D = 7.670 \text{ kg/m}$$

7.8.12 Seja o mesmo problema anterior considerando-se, entretanto, a instalação do tubo, não sobre um enrocamento, mas sim sobre pilares (fig. 7.42).

Considerações

Se os pilares estiverem fixados em terreno firme, é possível que o movimento de terra ao redor do tubo vá aumentar consideravelmente a carga sobre o tubo.

Admitamos que o tubo seja instalado sobre uma base contínua de concreto construída sobre os pilares.

Novamente, devido à largura da vala, a condição de tubo saliente é utilizada.

Para determinar o coeficiente de carga C_c adotaremos $p = 0,70$; um problema surge na determinação do valor da razão de recalque r_{sd} .

De acordo com a teoria de Marston, a carga sobre um tubo saliente é igual ao peso da coluna de solo sobre o tubo acrescida ou subtraída do valor da força de atrito que atua nos planos que delimitam a coluna; aonde o solo adjacente à coluna atuar para baixo, a força de atrito é adicionada ao peso da coluna e, caso contrário, subtraída.

O valor da força de atrito depende dela atuar sobre toda a altura da coluna de solo sobre o tubo ou, somente, sobre parte dela.

A extensão para a qual a força de atrito atua é proporcional ao produto $r_{sd} \times p$, usado para determinar o valor de C_c .

Neste tipo de instalação, a linha não sofre recalques quando o aterro é colocado sobre ela.

Ao mesmo tempo que se pode imaginar que o recalque do solo aos lados do tubo pode ser igual, também o será a soma algébrica das cargas no tubo devido à ação das forças de atrito.

A carga máxima que pode ocorrer é quando temos o desenvolvimento das forças de atrito atuando para baixo, sobre a altura total da coluna de solo diretamente sobre o tubo.

O devido valor de C_c para estas condições é estabelecido pela curva de condição de saliência completa no gráfico 7.3, sem qualquer necessidade de estimar r_{sd} .

Cálculo da carga atuante

$$\frac{H}{B_c} = \frac{4,20}{1,58} = 2,66$$

e do gráfico 7.3 tiramos $C_c = 4,5$

$$\text{daí } W_c = \omega C_c B_c^2 = 2080 \times 4,5 \times 1,58^2$$

$$W_c = 23.400 \text{ kg/m}$$

Cálculo do fator de carga

$$L_c = \frac{1,431}{N' - x' q}$$

$$\text{sendo } q = \frac{Z}{W_c}$$

onde

$$Z = \left(H + \frac{m B_c}{2} \right) \frac{k m B_c}{2} = \left(4,20 + \frac{0,70 \times 1,58}{2} \right)$$

$$\frac{2080 \times 0,33 \times 0,70 \times 1,58}{2}$$

$$Z = (4,20 + 0,55) 379,58 = 1800$$

$$\text{daí } q = \frac{1800}{23.400} = 0,08$$

$$\text{então } L_t = \frac{1,431}{0,505 - 0,811 \times 0,08} = \frac{1,431}{0,44} = 3,3$$

Cálculo do esforço resistente

$$D = \frac{W_c}{L_t} \times F_s = \frac{23.400}{3,3} \times 1$$

$$D = 7.100 \text{ kg/m (rutura)}$$

7.8.13 No problema da figura 7.43, duas linhas coletoras de esgotos devem ser assentes sobre berços de concreto conforme a figura, sabendo-se:

a) o coletor de 300 mm é de cimento-amianto e o outro de concreto armado;

b) ambos são instalados na condição de vala;

c) a diferença de alturas habilitará o material de aterro sobre o tubo de maior diâmetro a fixar, numa grande distância, o material de aterro sobre o tubo de 300 mm, criando uma tendência do aterro sobre o tubo de grande diâmetro a arrastá-lo para baixo. A carga sobre o coletor será maior que a normal;

d) uma apropriada classe de assentamento é difícil de estimar, devido ao fato de que os berços de concreto são de baixa resistência e também porque foi especificado um mínimo de 8 cm de concreto. Assim, sugere-se usar um fator de carga de 2,1;

e) adotar $\omega = 1.920 \text{ kg/m}$.

Carga sobre a galeria

$$\text{Com } \frac{H}{B_d} = \frac{3,60}{1,48} = 2,44$$

entrando no gráfico 7.1 e usando a curva B tiramos $C_d = 1,8$

$$\text{daí: } W_c = \omega C_d B_d^2 = 1920 \times 1,8 \times 1,48^2$$

$$W_c = 7.550 \text{ kg/m}$$

Esforço de atrito

O peso de solo no prisma BCFG é:

$$P_{BCFG} = 1920 \times 1,48 \times 3,60 = 10.500 \text{ kg/m}$$

A diferença entre o peso do solo e a carga no tubo representa o esforço de atrito:

$$P_{BCFG} - W_c = 10.500 - 7.550 = 2.950 \text{ kg/m}$$

Metade deste atrito atua para cima no plano CG; a outra metade atua para cima no plano BF no prisma BCFG e para baixo no prisma ABDE.

Carga sobre o coletor

A carga sobre o coletor é igual ao peso do prisma ABDE menos o esforço de atrito no plano AD mais o esforço de atrito no plano BE.

a) carga na situação normal de vala

$$\text{Com } \frac{H}{B_d} = \frac{3}{0,7} = 4,26$$

do gráfico 7.1 tiramos $C_d = 2,6$

$$\text{daí: } W = \omega C_d B_d^2 = 1920 \times 2,6 \times 0,7^2$$

$$W_c = 2450 \text{ kg/m}$$

b) o peso de solo no prisma ABDE é:

$$P_{ABDE} = 1920 \times 3 \times 0,7 = 4030 \text{ kg/m}$$

c) o esforço de atrito no plano AD é:

$$\frac{4030 - 2450}{2} = \frac{1580}{2} = 790 \text{ kg/m}$$

d) carga sobre o coletor:

$$W_c = 4030 + 1475 - 790$$

$$W_c = 4715 \text{ kg/m}$$

Esforços resistentes

a) no coletor

$$D = \frac{W_c}{L_t} \times F_s = \frac{4.715}{2,1} \times 1,5 = 3.370 \text{ kg/m}$$

b) na galeria:

$$D = \frac{W_c}{L_t} \times F_s = \frac{7.550}{2,1} \times 1,00 = 3.600 \text{ kg/m}$$

7.8.14 Determinar a carga máxima que pode atuar sobre um tubo de aço, sabendo-se que:

$$B_i = 1524 \text{ mm} \quad d = 14,29 \text{ mm} \quad E' = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_r = 1,5 \quad K = 0,11$$

Solução

$$\text{Sendo: } \Delta x = D_r \frac{K \cdot W_r \cdot r^3}{EI + 0,061 \cdot E' \cdot r^3} F_s$$

$$\text{tiramos que: } W_r = \frac{\Delta x (EI + 0,061 \cdot E' \cdot r^3)}{D_r \cdot K \cdot r^3 \cdot F_s}$$

$$\text{onde: } \Delta x = 0,05 \times 152,4 = 7,62 \text{ cm}$$

$$EI = 510720 \text{ kg.cm}^2/\text{cm} \text{ (tabela 7.14)}$$

$$r = \frac{152,4 + 2 \times 1,429}{2} = 77,63 \text{ cm} \quad \therefore$$

$$r^3 = 467.831 \text{ cm}^3$$

$$F_s = 1,25$$

substituindo:

$$W_r = \frac{7,62 (510720 + 0,061 \times 70 \times 467831)}{1,5 \times 0,11 \times 467831 \times 1,25} = \frac{7,62 \times 2508358}{96490}$$

$$W_r = 198 \text{ kg/cm} \quad \therefore W_c = 19.800 \text{ kg/m}$$

7.8.15 Determinar a altura máxima de aterro suportada por um tubo de poliéster armado com fibra de vidro e areia siliciosa, sabendo-se que ele deve ser instalado em uma vala de largura equivalente ao diâmetro interno mais 60 cm, sendo dados, ainda:

$$E' = 70 \text{ kg/cm}^2 \quad D_r = 1,5 \quad \omega = 1920 \text{ kg/m}^3$$

$$K = 0,11 \quad F_s = 1,25$$

1ª hipótese

Admitamos que a largura da vala seja menor que a largura de transição.

a) cálculo da carga máxima

$$W_r = \frac{\Delta x (EI + 0,061 \cdot E' \cdot r^3)}{D_r \cdot K \cdot r^3 \cdot F_s}$$

$$\text{onde: } \Delta x = 0,05 \times 60 = 3 \text{ cm}$$

$$EI = 3334 \text{ kg.cm}^2/\text{cm} \text{ (tabela 7.13)}$$

$$r = \frac{60 + 2 \times 0,61}{2} =$$

$$= 30,61 \text{ cm} \quad \text{daí } r^3 = 28.681 \text{ cm}^3$$

substituindo:

$$W_r = \frac{3 (3334 + 0,061 \times 70 \times 28.681)}{1,5 \times 0,11 \times 28.681 \times 1,25} = 62,11 \text{ kg/cm}$$

$$W_c = 6211 \text{ kg/m}$$

b) determinação da altura máxima

$$W_c = \omega \cdot C_d \cdot B_c \cdot B_d$$

$$C_d = \frac{W_c}{\omega \cdot B_c \cdot B_d} = \frac{6211}{1920 \times 0,61 \times 1,2} = 4,49$$

Do gráfico 7.1 concluímos que não há limite de altura; entretanto, por recomendação do fabricante, ela deverá ser limitada em 11 m.

2ª hipótese

Admitamos ser a largura da vala igual ou maior que a largura de transição

$$\text{então: } \frac{L_t}{B_c} = \frac{120}{61,22} = 1,92 \approx 2$$

$$\text{Com } r_{sd} \times p = 0 \text{ do gráfico 7.2-A tiramos } \frac{H}{B_c} = 9$$

$$\text{então } H = 9 \times 0,61 = 5,50 \text{ m}$$

7.8.16 Determinar o recobrimento máximo que um tubo de cimento-amianto para esgoto sanitário, de 300 mm de diâmetro, classe B, pode suportar, sabendo-se que o fator de carga para o método de assentamento a ser usado é igual a 1,10, o material é solo saturado e $B_d = 69 \text{ cm}$.

Solução

$$\text{da tabela 7.60 tiramos: } D = 2420 \text{ kg/m}$$

utilizando a tabela 7.17 dos tubos cerâmicos, tiramos que:

$$H = 4,8 \text{ m}$$

7.8.17 Determinar qual o módulo de reação do solo a ser adotado no assentamento de um tubo de PVC rígido de

300 mm, classe 12, assente na condição de tubo em vala, sendo dados:

$$H = 12 \text{ m} \quad \omega = 2.080 \text{ kg/m}^3 \quad k_\mu = k_{\mu'} = 0,110$$

$$B_d = 0,60 \text{ m} \quad K = 0,11 \quad D_r = 1,5$$

Cálculo da carga atuante sobre o tubo

$$W_c = \omega \cdot C_d \cdot B_d \cdot B_c$$

$$\text{com } \frac{H}{B_d} = \frac{12}{0,6} = 20 \text{ entrando no gráfico 7.1,}$$

curva B, temos que $C_d = 4,5$

$$\text{daí: } W_c = 2.080 \times 4,5 \times 0,6 \times 0,3 = 1.685 \text{ kg/m}$$

$$W_r = 16,85 \text{ kg/cm}$$

Cálculo do módulo de reação

$$\Delta x = D_r \cdot \frac{K \cdot W_r \cdot r^3}{EI + 0,061 \cdot E' \cdot r^3} \cdot F_n$$

$$E' = \frac{D_r \cdot K \cdot W_r \cdot r^3 \cdot F_n - D_r \cdot EI}{\Delta x \cdot 0,061 \cdot r^3}$$

$$\text{sendo: } EI = 5358 \text{ kg.cm}^2/\text{cm} \text{ (tabela 7.15)}$$

$$\Delta x = 0,05 \times 30 = 1,5 \text{ cm}$$

$$r = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \therefore r^3 = 3.375 \text{ cm}^3$$

substituindo:

$$E' = \frac{1,5 \times 0,11 \times 16,85 \times 3.375 \times 1,25 - 1,5 \times 5.358}{1,5 \times 0,061 \times 3.375} = \frac{11.729 - 8.037}{309} = 12$$

7.8.18 Determinar qual deve ser a espessura da parede de um tubo de poliéster armado com fibra de vidro e enchimento de arcia silicosa, com 1.000 mm de diâmetro interno, sabendo-se que deve ser assente com as seguintes características:

$$B_d = 1,60 \text{ m} \quad r_{sd} \times p = 0 \quad E' = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 11,00 \text{ m} \quad \omega = 1.920 \text{ kg/m}^3 \quad K = 0,11$$

Cálculo de L_t

$$\text{com } \frac{H}{B_c} = \frac{11}{1,02} = 10,78 \text{ do gráfico 7.2-A tiramos}$$

$$\frac{L_t}{B_c} = 2,1 \quad \therefore L_t = 2,1 \times B_c = 2,14 \text{ m}$$

sendo, então, o cálculo da carga feito para as condições de tubos em vala.

Cálculo da carga atuante

$$W_c = \omega \cdot C_d \cdot B_d \cdot B_c$$

$$\text{Com } \frac{H}{B_d} = \frac{11}{1,6} = 6,88 \text{ do gráfico 7.1 } C_d = 2,8$$

$$\text{daí: } W_c = 1.920 \times 2,8 \times 1,6 \times 1,02 = 8.774 \text{ kg/m}$$

$$W_c = 88 \text{ kg/cm}$$

Cálculo do momento de inércia

$$I = \frac{D_r \cdot K \cdot W_c \cdot r^3 \cdot F_s - \Delta x \cdot 0,061 \cdot E' \cdot r^3}{\Delta x \cdot E}$$

$$\text{sendo: } D_r = 1,5$$

$$r = \frac{102}{2} = 51 \text{ cm} \quad \therefore r^3 = 132.651 \text{ cm}^3$$

$$F_s = 1,25$$

$$\Delta x = 0,05 \times 100 = 5 \text{ cm}$$

substituindo:

$$I = \frac{1,5 \times 0,11 \times 88 \times 132.651 \times 1,25 - 5 \times 0,061 \times 28 \times 132.651}{5 \times 17,6 \times 10^4}$$

$$I = \frac{2407616 - 1132840}{88 \times 10^4} = \frac{1274776}{880000} = 1,4486 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

Cálculo da espessura da parede

$$I = \frac{d^3}{12} \quad \therefore d^3 = I \times 12 = 1,4486 \times 12 = 17,38 \text{ cm}^3$$

$$d = 2,6 \text{ cm}$$

7.8.19 Determinar qual o método de assentamento a ser usado na construção de uma rede coletora de esgotos, devendo ser usado tubo de concreto simples, classe C-2, de 500 mm de diâmetro interno, sabendo-se ainda que:

$$\omega = 2.080 \text{ kg/m} \quad B_d = 150 \text{ cm} \quad H = 9 \text{ m}$$

Determinação de W_c

da tabela 7.51 temos que $W_c = 16.200 \text{ kg/m}$ e da tabela 7.56 concluímos que não poderá ser usado o tubo classe C-2, devendo ser usado um tubo classe CA-3, com fator de carga 2,7 (tabela 7.58).

7.8.20 Determinar qual a largura máxima da vala na construção de uma rede coletora de esgotos de 150 mm de diâ-

metro, sabendo-se que o assentamento é classe A, em berço comum de concreto não armado, com aterro cuidadosamente socado, e o material é granular sem coesão com $H = 5,70$ m.

- na tabela 7.6 temos que $L_r = 2,8$;
- da tabela 7.55 tiramos que a carga máxima suportada pelo tubo é de 2.610 kg/m;
- da tabela 7.16 concluímos que a largura máxima da vala é de 76 cm.

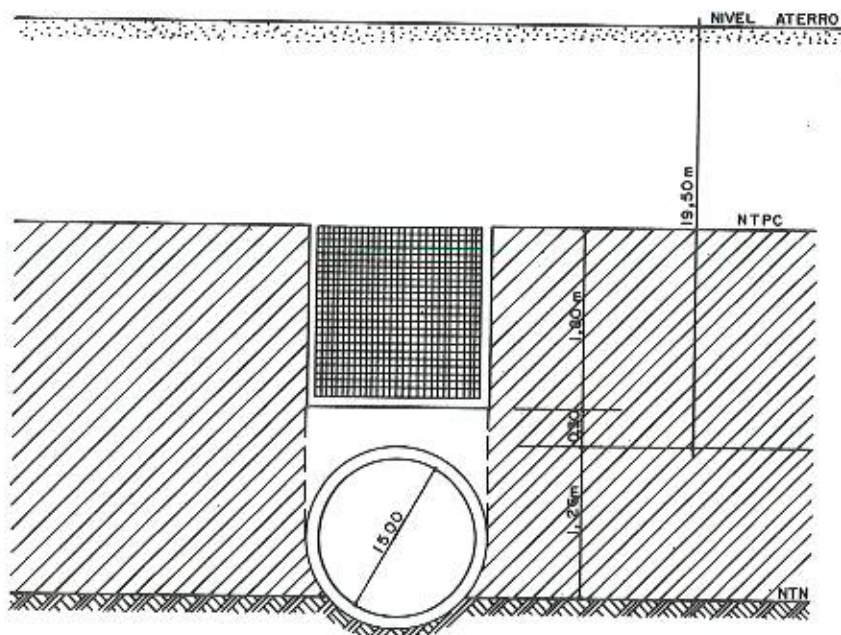


Fig. 7.38

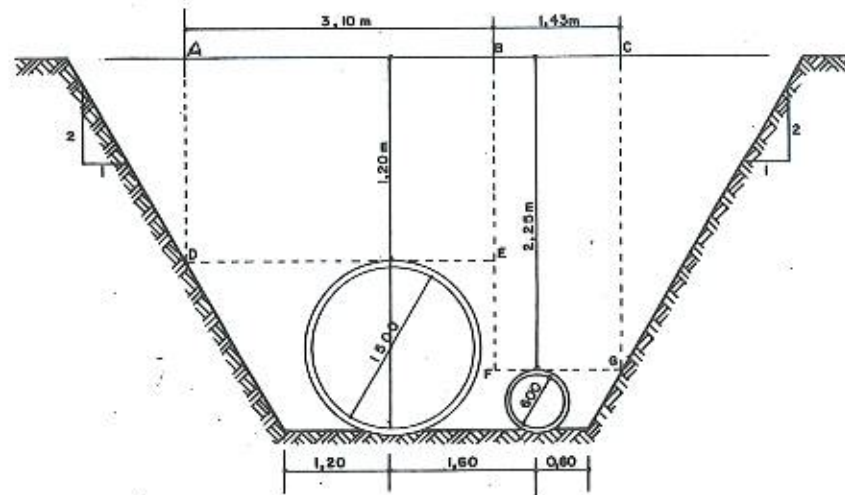


Fig. 7.39

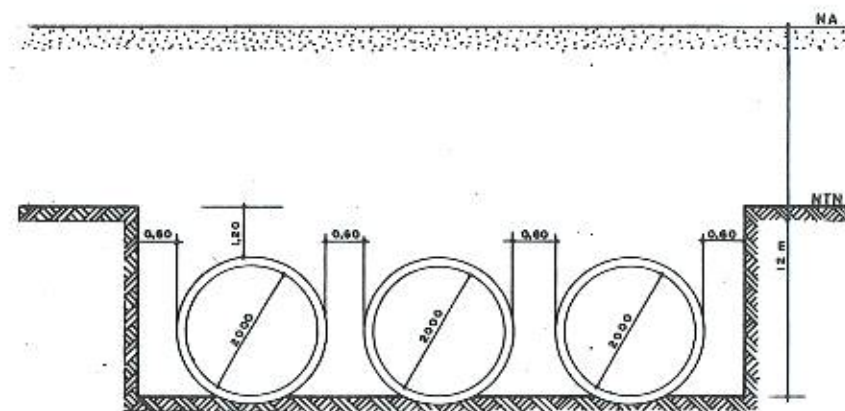


Fig. 7.40

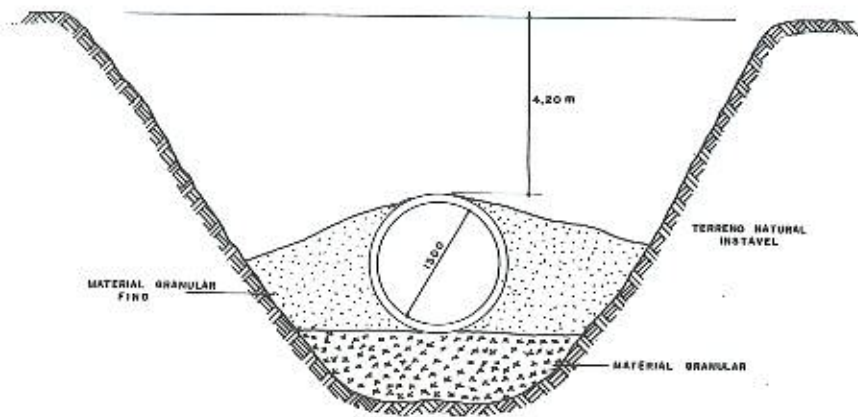


Fig. 7.41

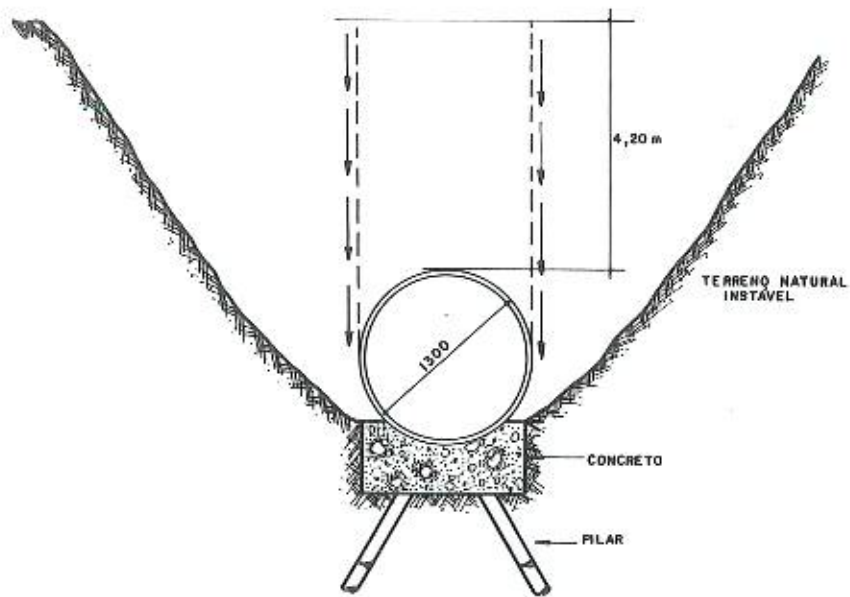


Fig. 7.42

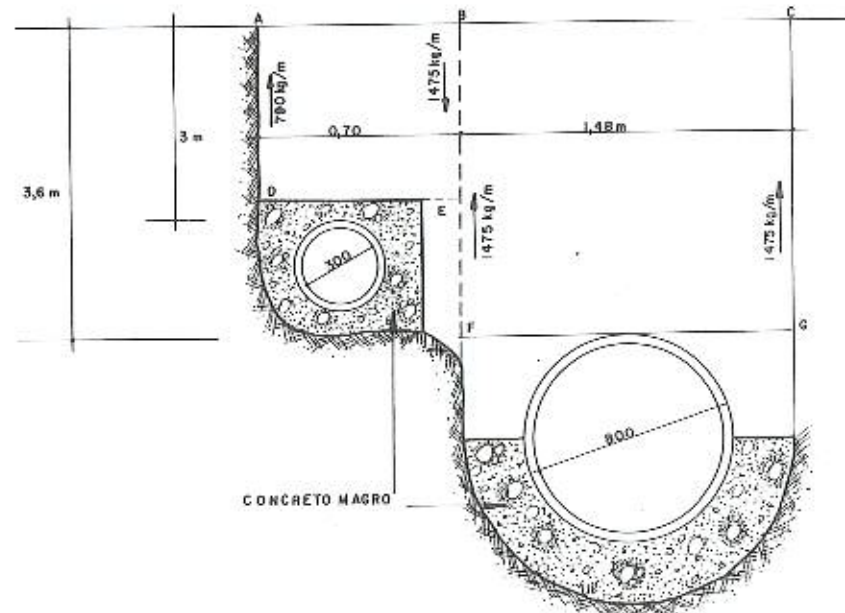


Fig. 7.43

7.9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION — Concrete Pipe Fields Manual, USA, 1966.
- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION — Concrete Pipe Handbook, USA, 1966.
- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION — Concrete Pipe News (Special Issue), USA, 1966.
- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION — Concrete Pipe News (volume 18, n.º 4), USA, 1966.
- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION — D. Load Design and Tests of Concrete Pipe, Technical Memorandum, USA, 1957.
- AMERICAN CONCRETE PRESSURE PIPE ASSOCIATION — Report on Investigation of Deformations in Foundations of Earth — Embankments Containing Concrete Pressure Pipe Conduits, USA, 1960.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS AND THE WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION — Manuals of Engineering Practice, n.º 37, USA, 1960.
- ARMCO INDUSTRIAL E COMERCIAL S.A. — Catálogo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND — Tubos de Concreto, boletim n.º 56, Rio de Janeiro, 1949.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — Especificações, Normas e Métodos de Ensaio.
- BOTAFOGO, Luiz de Souza; COSTA, Paulo da & NINA, Eduardo Della — Especificações Gerais para Assentamento de Coletores, Rio de Janeiro, DESURSAN, 1964.
- CAPUTO, Homero Pinto — Mecânica dos Solos e suas Aplicações, Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, 1969.
- CLAY PIPE INSTITUTE — Vitriified Clay Pipe Engineering Handbook, USA, 1960.
- COMPANHIA HANSEN INDUSTRIAL — Catálogos.

DRUCKER, César; OLIVEIRA, Roberto Gomes; SA, Sidney Rosas; IGNACIO, Joaquim; LYRIO, José Luiz Galvão de Oliveira; NINA, Adhemar Della; FERREIRA, Hélio Dias; PONTES, Pedro José; COSTA, Walter Pinto & PINHO, Rubens Pereira — Construção de Redes de Esgotos Sanitários, São Paulo, CETESB, 1970.

GUERRIN, A. — Traité de Béton Armé, tomo 8, Paris, 1970.

LEONARDS, G. A. — Foundation Engineering, USA, 1962.

NINA, Eduardo Della — Construção de Redes Urbanas de Esgotos, Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, 1966.

OLIVEIRA, Francisco Maia de — Tubulações de Aço, Santiago do Chile, OMS, 1969.

PECKWORTH, Howard F. & HENDRICKSON, John C. — Gravity Flow Reinforced Concrete Pipe Design, Journal of the Pipeline Division, American Society of Civil Engineers, USA, 1964.

POLYARM S.A. INDUSTRIA E COMERCIO — Catálogo.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION — Design and Construction of Concrete Sewers, USA, 1968.

ROWE, R. Robinson — Rigid Culverts Under High Overfills Proceedings, volume 81, American Society of Civil Engineers, USA, 1955.

SPANGLER, M. G. — The Structural Design of Flexible Pipe Culverts, boletim n.º 158, Iowa Engineering Experiment Station, USA, 1941.

STEEL, Ernest W. — Abastecimento d'Água e Sistemas de Esgotos, Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, 1966.

STUDLEY, Elbridge G. & AARONS, Aaron — Current Design Practices in Los Angeles City, Water Pollution Control Federation Conference, USA, 1965.

TERZAGHI, Karl & PECK, Ralph B. — Mecânica dos Solos, Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, 1962.

U. S. DEPARTMENT OF COMMERCE — Reinforced Concrete Pipe Culverts USA, 1963.

Capítulo 8

ENSAIOS DE RECEBIMENTO

8.1 APRECIÇÃO GERAL

Com o sempre crescente interesse na eliminação da poluição e, conseqüentemente, na construção de mais e melhores serviços de tratamento, a indústria de lançamento de esgotos vem presenciando uma tendência crescente na procura de tubulações de esgotos melhor ajustadas e à prova de vazamentos e infiltrações.

- A causa dessa procura decorre:
- dos altos custos de tratamento;
 - da necessidade de não poluir os lençóis subterrâneos.

É necessário, portanto, reduzir os custos e a poluição, pela maior eliminação possível da infiltração das águas do solo nas redes de esgotos e conseqüente diminuição dos vazamentos, conseguindo-se limitar o tratamento somente ao esgoto.

Quanto ao Empreiteiro, ele tem que executar a obra sob especificações e inspeções mais rígidas, o que leva a maiores exigências nos testes de vazamento e infiltração.

Funcionam, em conjunto, para fornecer ao Empreiteiro meios de assentar tubulações de bons padrões de alinhamento horizontal, alinhamento vertical e juntas resistentes a vazamentos e infiltrações:

- controle cuidadoso da largura da vala;
- boas fundações;
- reaterro e compactação adequados;
- tubos de boa qualidade.

Itens estes já estudados anteriormente.

Todas as redes de esgotos, qualquer que seja o tipo de junta (elástica, cimento-areia, asfalto etc.), podem ser testa-

das; se for necessário, podem ser ensaiadas após reaterradas e prontas para uso.

Dois são os ensaios realizados:

- teste de vazamento;
- teste de infiltração.

Quando testes de vazamento e infiltração forem especificados, a aceitação da linha construída depende de serem seus resultados satisfatórios; é reconhecido serem as juntas os pontos fracos de ocorrência de vazamentos e infiltrações.

Para a execução desses testes, exige-se:

- poços de visita (PV) bem construídos e estanques;
- bujões para teste (balão de vedação, saco de arcia, saco de tabatinga, madeira etc.) estanques;
- conexões (T ou Y) resistentes à água;
- fixação dos limites aceitáveis de vazamento e infiltração que possam ocorrer.

Estes itens irão permitir à Fiscalização a boa observação da qualidade das juntas, bem como verificar se seus resultados são satisfatórios.

É conveniente que seja testado o primeiro trecho entre dois PV^s da rede coletora construída, quando são exigidos testes de vazamento e infiltração.

Isto permitirá à Fiscalização:

- observar, inicialmente, a qualidade da construção;
- examinar se os resultados obtidos atendem às exigências.

Estes resultados, quando satisfatórios, podem servir de base para que trabalhos subseqüentes possam ser julgados, desde que eles estejam mostrando que a junta pode ser feita para atender às exigências da obra.

8.2 TESTE DE VAZAMENTO

Para execução deste ensaio usa-se fumaça ou água.

8.2.1 Com fumaça

O teste é realizado num trecho entre dois PV^s e com vala aberta, devendo-se, entretanto, recobrir as partes centrais dos tubos, deixando-se juntas e conexões a descoberto (fig. 8.1).

A seqüência de execução é a seguinte:

- vedar a boca do montante e das conexões, se houver;

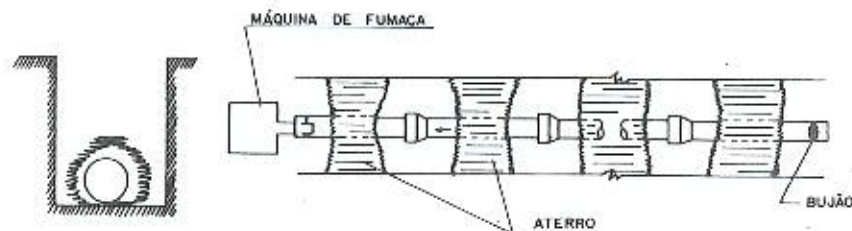


Fig. 8.1

- insuflar fumaça para o interior da tubulação, por meio de uma ventoinha, máquina de fazer fumaça ou qualquer outro dispositivo;
- verificar se há escapamento de fumaça pelas juntas.

A tubulação estará satisfatória se não houver escapamento de fumaça pelas juntas.

8.2.2 Com água

A seção da linha preparada para teste deverá ser tampada na parte de cima, à montante do PV e, na parte de baixo, também à montante do PV (fig. 8.2). Em linha de pouca declividade, dois ou mais trechos entre PV^s podem ser testados ao mesmo tempo (fig. 8.3).



Fig. 8.2

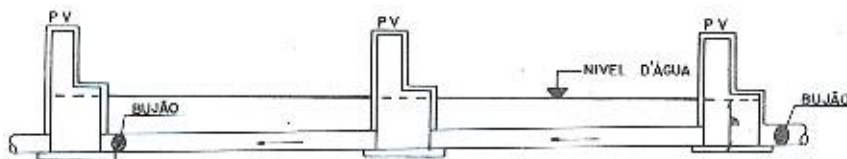


Fig. 8.3

Em lugares de forte declividade, de onde possam resultar cargas superiores às do ensaio ou, então, que o desnível ocasione transbordamento de água no PV inferior, devem ser instalados pontos intermediários que permitam testar os vários trechos com desnível d'água não superior a 10 m; esses pontos intermediários são constituídos por conexões T ou Y (fig. 8.4).

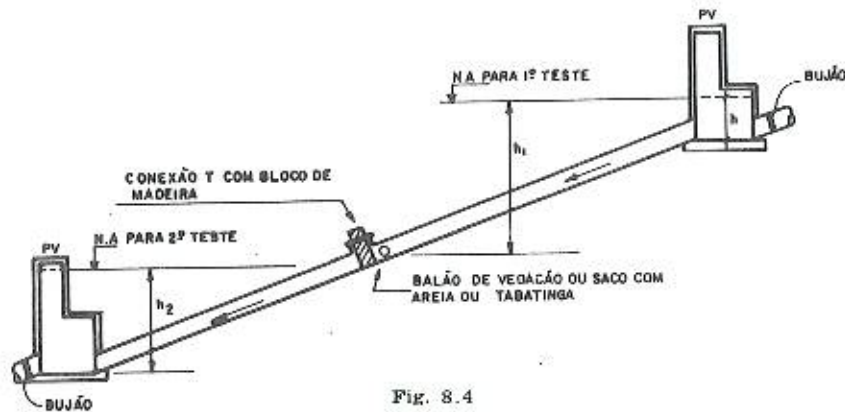


FIG. 8.4

A seção da linha coletora, preparada como anteriormente descrito, pode ser testada, adotando-se a seguinte seqüência de execução:

- quatro horas antes do período oficial de testes, enche-se, com água, o trecho em estudo, para permitir que, tanto a junta quanto o tubo, fiquem saturados com a mesma;
- enche-se o PV de montante, com água, numa altura "h";
- mede-se, cuidadosamente, a profundidade do nível d'água no PV a partir de um ponto na borda deste PV;
- após o período de 1 hora (ou menos, com aprovação da Fiscalização), mede-se a profundidade do nível d'água a partir do ponto na borda do PV;
- mede-se e calcula-se a perda d'água durante o período de teste. Se este cálculo for difícil, o nível d'água deverá ser restaurado pela adição de água, sendo o total adicionado igual ao volume perdido pela tubulação.

Pode um teste inicial mostrar excesso de perda d'água, num trecho da rede; é permitido retirar a água e testar o PV que a contém.

Este teste é feito seguindo-se a seguinte seqüência:

- fecham-se todas as aberturas no PV;
- enche-se o PV com água até atingir o nível existente no início do ensaio;
- mede-se, cuidadosamente, a profundidade do nível d'água, a partir de um ponto na borda do PV;
- após um período igual ao do teste, mede-se a profundidade do nível d'água a partir do ponto na borda do PV;
- mede-se e calcula-se a perda d'água no PV.

O volume d'água vazado no PV pode ser subtraído do total vazado na seção do teste.

Caso seja constatado vazamento substancial no PV, este deve ser impermeabilizado com nata de cimento ou qualquer outro agente impermeabilizador.

Também um coletor lateral que descarregue num coletor principal, sem que esta junção se faça através de um PV, pode ser ensaiado, como segue (fig. 8.5):

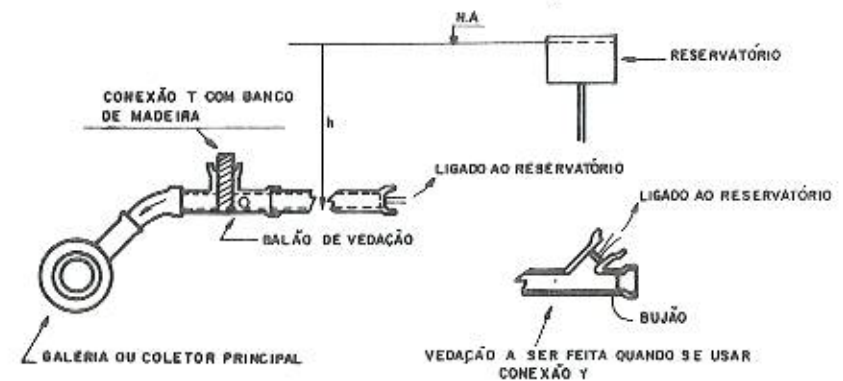


Fig. 8.5

- coloca-se na posição, junto à conexão, o bужão de teste que deve ser, de preferência, o balão de vedação;
- introduz-se o bужão de madeira na conexão T;
- quatro horas antes do período oficial de testes, enche-se com água o trecho em estudo para permitir que tanto a junta, quanto o tubo fiquem saturados de água;

- transmite-se a carga necessária ao ensaio através de um reservatório, que deve permanecer ligado até que o teste se complete;
- mede-se, cuidadosamente, a profundidade do nível d'água no reservatório a partir de um ponto de sua borda (se o reservatório tiver um medidor de vazão, este cuidado não é necessário);
- após o período de uma hora (ou menos, com aprovação da Fiscalização), mede-se a profundidade do nível d'água a partir do ponto da borda do reservatório (desnecessário se houver medidor de vazão);
- mede-se e calcula-se a perda d'água durante o período de teste (se houver medidor de vazão, basta ler diretamente o volume d'água escoado);
- remove-se o bujão de madeira;
- esvazia-se e remove-se o balão de vedação;
- tampona-se a derivação.

Se a vala onde está assentado o coletor lateral for aterrada antes do teste, coloca-se o balão de vedação na posição e tampona-se a derivação. O balão pode ser furado após o teste.

O vazamento permissível na seção em teste não pode ser superior a 2 litros/hora/100 metros/centímetro de diâmetro, para uma altura d'água no interior do PV de montante (ou distância da linha d'água do coletor ao nível d'água do reservatório) de $h = 60$ cm.

Se for desejável ou necessário aumentar a altura do nível d'água no interior do PV (ou elevar o reservatório), deverá haver, um adicional de 10% na vazão, para cada acréscimo de 60 cm do nível d'água no interior do PV (ou reservatório).

Vale dizer que, ao invés de se encher d'água o PV de montante, pode-se usar um reservatório, da mesma forma que para executar o teste no coletor lateral (fig. 8.6).

A tabela 8.1 apresenta o vazamento permissível para vários diâmetros e várias alturas.

8.2.3 Tubulações de grandes diâmetros

Sempre que as tubulações forem de diâmetro tal que permitam a entrada de um homem (acima de 600 mm de diâmetro), as juntas poderão ser ensaiadas individualmente.

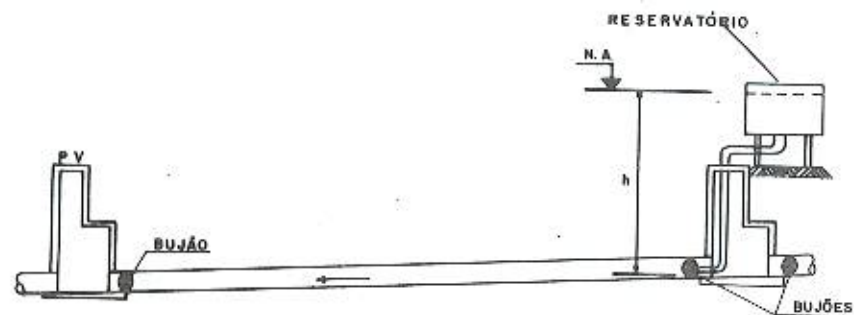


Fig. 8.6

Este sistema tem enormes vantagens principalmente quando a junta é elástica, quais sejam:

- permitir enorme economia de água;
- permitir testar a junta imediatamente após o assentamento do tubo;
- permitir que os ensaios de junta acompanhem o assentamento da linha;
- permitir reaterro imediato da tubulação.

Desta forma, trataremos do problema para o caso das juntas elásticas, as quais dividiremos em dois tipos:

- *simples* (com um único anel de borracha);
- *dupla* (com dois anéis de borracha).

8.2.3.1 Junta simples

A seqüência de execução do teste será a seguinte:

- vedar o espaço compreendido entre o anel de borracha, a ponta de um tubo e a bolsa do tubo seguinte. Isto é obtido através de um anel de aço com diâmetros telescópicos que permitam comprimi-lo, contra as paredes dos tubos (fig. 8.7) ou através de uma câmara de ar (fig. 8.8);
- introduzir água no espaço assim delimitado, usando uma bomba (manual, elétrica etc.), ou um reservatório instalado a uma altura conveniente;
- submeter a junta à pressão de 1 kg/cm^2 , durante 10 minutos (se estiver usando um reservatório, o desnível d'á-

gua entre o nível no reservatório e a entrada d'água na junta deve ser de 10 m).

A junta será satisfatória se não apresentar vazamento e não atenderá às exigências se vazar.

Observa-se a existência de vazamento quando o manômetro, ligado à entrada d'água, apresentar queda de pressão.

Se ao invés da bomba, estivermos utilizando um reservatório, o vazamento poderá ser observado num medidor de vazão intercalado no tubo de entrada d'água; se houver passagem de água, haverá vazamento.

8.2.3.2 Junta dupla

Aqui, o ensaio de estanqueidade da junta poderá ser feito pelo lado externo do tubo, bastando que na sua fabricação

Diâm. mm	Vazamentos em litros/hora/100 m				
	h = 60 cm	h = 120 cm	h = 180 cm	h = 240 cm	h = 300 cm
75	15	16,5	18	19,5	21
100	20	22	24	26	28
150	30	33	36	39	42
200	40	44	48	52	56
250	50	55	60	65	70
300	60	66	72	78	84
400	80	88	96	104	112
500	100	110	120	130	140
600	120	132	144	156	168
700	140	154	168	182	196
800	160	176	192	208	224
900	180	198	216	234	252
1000	200	220	240	260	280
1100	220	242	264	286	308
1200	240	264	288	312	336
1300	260	286	312	348	374
1400	280	308	336	364	392
1500	300	330	360	390	420

TABELA 8.1

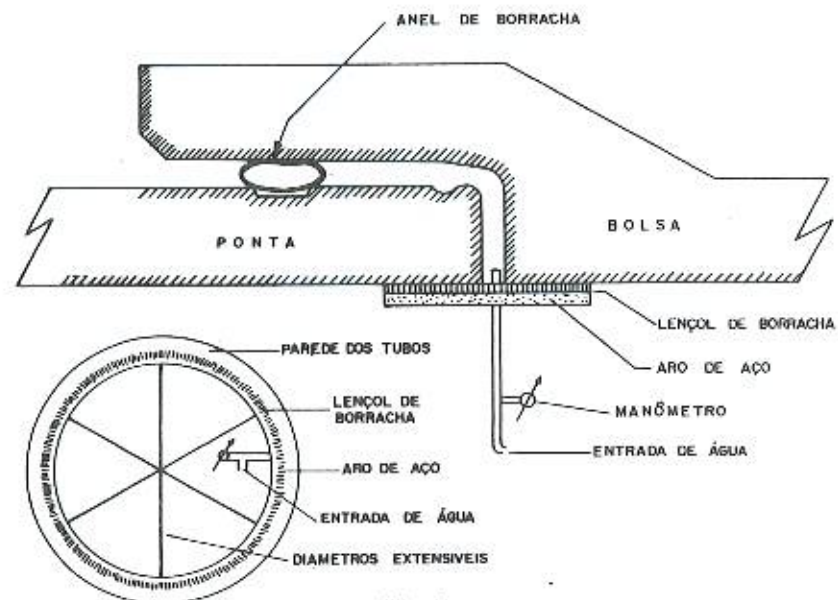


Fig. 8.7

se deixe no interior da parede, um pequeno tubo que permitirá introduzir água entre os anéis (fig. 8.9).

A seqüência de execução do teste será a seguinte:

- introduzir água no espaço assim delimitado, usando-se uma bomba (manual, elétrica etc.) ou um reservatório instalado a uma altura conveniente;

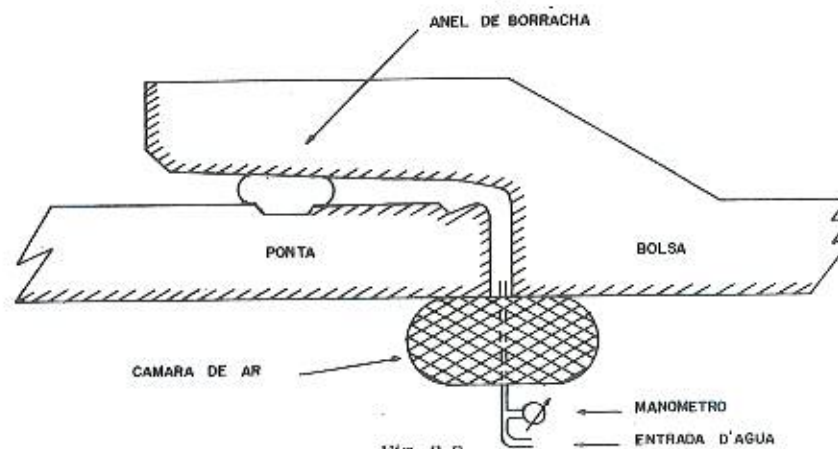


Fig. 8.8

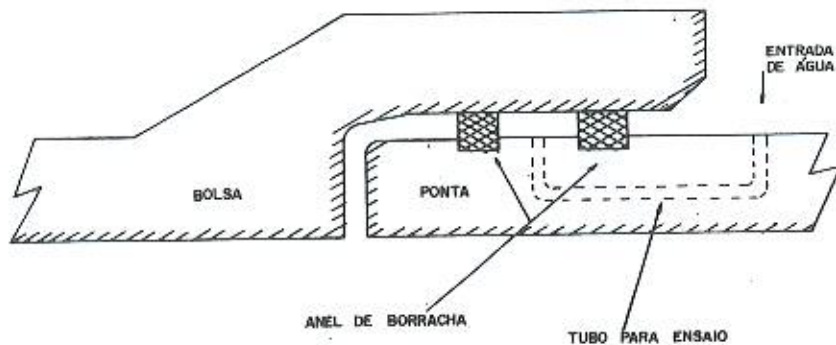


Fig. 8.9

- submeter a junta a uma pressão de 1 kg/cm^2 , durante 10 minutos (se estiver usando um reservatório, o desnível entre o nível de água no reservatório e a entrada d'água

Diâmetro mm	Infiltração em litros/hora/100 m
75	15
100	20
150	30
200	40
250	50
300	60
400	80
500	100
600	120
700	140
800	160
900	180
1000	200
1100	220
1200	240
1300	260
1400	280
1500	300

TABELA 8.2

na junta deve ser de 10 m). A junta será satisfatória se não apresentar vazamento e não atenderá às exigências em caso contrário.

Observa-se a existência de vazamento quando o manômetro, ligado à entrada d'água, apresentar queda de pressão.

Se ao invés de bomba, estivermos usando um reservatório, o vazamento poderá ser observado num medidor de vazão intercalado no tubo de entrada d'água; se houver passagem d'água, haverá vazamento.

8.3 TESTE DE INFILTRAÇÃO

Este teste é *sempre* realizado com vala fechada.

O trecho a ensaiar poderá ter qualquer declividade e deverá *sempre* estar entre dois PV^s consecutivos, a menos que se tenha certeza da impermeabilização dos PV^s intermediários.

A seqüência de execução do teste será a seguinte:

- tamponar a boca de cima do coletor, a jusante do PV;
- colocar, na boca de baixo, um reservatório para coletar a água que se infiltra na rede, no trecho em estudo;
- após um período de uma hora (ou menos, com aprovação da Fiscalização), medir o volume de água recolhido (fig. 8.10).

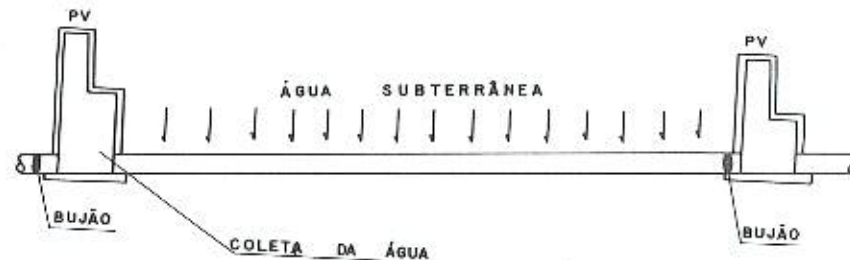


Fig. 8.10

A infiltração permissível na seção em teste não deverá ser superior a 2 litros/hora/100 metros/centímetro de diâmetro, qualquer que seja a altura de reaterro.

A tabela 8.2 apresenta as infiltrações admissíveis para vários diâmetros nominais.

8.4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS -- Especificações, parte 12, USA, 1967.
- ROTAFOGO, Luiz de Souza; COSTA, Paulo da & NINA, Eduardo Della -- Especificações Gerais para Assentamento de Coletores, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1964.
- INTERNATIONAL PIPE & CERAMICS CORPORATION -- Catálogos, USA.
- JOHNS-MANVILLE -- Catálogos, USA.
- S.A. TUBOS BRASLIT -- Catálogos, Rio de Janeiro.
- SEALITE, INC. -- Boletim n.º 110, USA, 1958.

Capítulo 9

CADASTRO

9.1 APRECIÇÃO GERAL

Nem sempre é possível executar fielmente um projeto, sendo muitas as razões para isso como, por exemplo: alterações topográficas surgidas após o levantamento feito para a execução do projeto, aparecimento de obstáculos não previstos (pela inexistência de um cadastro ou não consulta a este) etc.

A fig. 9.1 apresenta um trecho do cadastro subterrâneo da LIGHT — Serviços de Eletricidade S.A., por onde se pode avaliar a dificuldade para construção de qualquer obra subterrânea nesse local.

Assim sendo, devemos ter sempre o cuidado de registrar a obra construída, através de desenhos adequados denominados *plantas de execução*, que permitam a localização de seus elementos de maneira simples e rápida; a este serviço denominamos CADASTRO.

- O cadastro tem como finalidades principais:
- permitir o aprimoramento dos futuros projetos, pela indicação e adequação às possíveis interseções;
 - facilitar o serviço de manutenção da rede;
 - facilitar os serviços de ampliação e remanejamento;
 - facilitar as ligações domiciliares.
- As plantas de execução deverão conter:
- localização dos poços de visita, coletores e galerias em relação às testadas dos lotes, situando-os no passeio ou na caixa da rua (em planta baixa);
 - denominação das ruas;
 - dimensões e tipo do material da canalização;

- indicação, em planta baixa, do sentido de escoamento;
- as distâncias entre os poços e a distâncias acumuladas (em perfil);
- a cota do terreno e a da linha d'água da canalização (em perfil);
- declividades (em perfil);
- localização das peças (tês, junções etc.);
- detalhes das estruturas acessórias (PV^s que fogem aos convencionais, sífões, ancoragens etc.);
- locação de todas as estruturas subterrâneas encontradas;
- "perfil de sondagem", isto é, a indicação do tipo de material escavado, profundidades, altura do lençol d'água etc.

O levantamento cadastral é, normalmente, realizado por uma das seguintes formas:

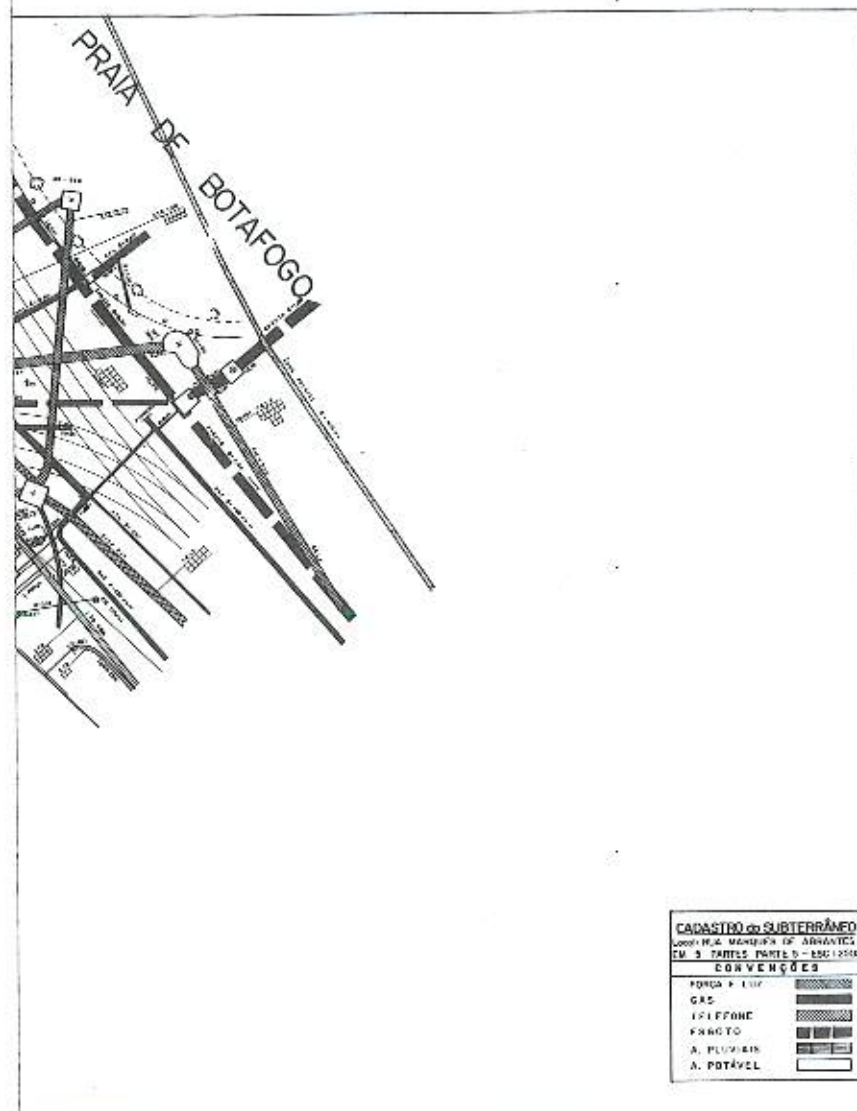
- usando-se apenas trena e metro de carpinteiro;
- usando-se aparelho de nivelamento para determinar a cota dos tampões e de fundo;
- usando-se o teodolito para locar a canalização construída distante de qualquer ponto de referência, realizando-se os demais serviços por uma das formas anteriormente ditas.

A feitura da planta cadastral deverá atender, de maneira geral, aos seguintes itens:

CONVENÇÕES

	PV EXISTENTE		PREVISÃO
	PV PROJETADO		ÁGUAS PLUVIAIS
	COLETOR EXISTENTE		MANILHA DE BARRO
	COLETOR PROJETADO		TUBO DE FERRO
	GALERIA EXISTENTE		TUBO DE CONCRETO
	GALERIA PROJETADA		TUBO DE FIB-CIM.

Fig. 9.2 — Quadro de convenções.



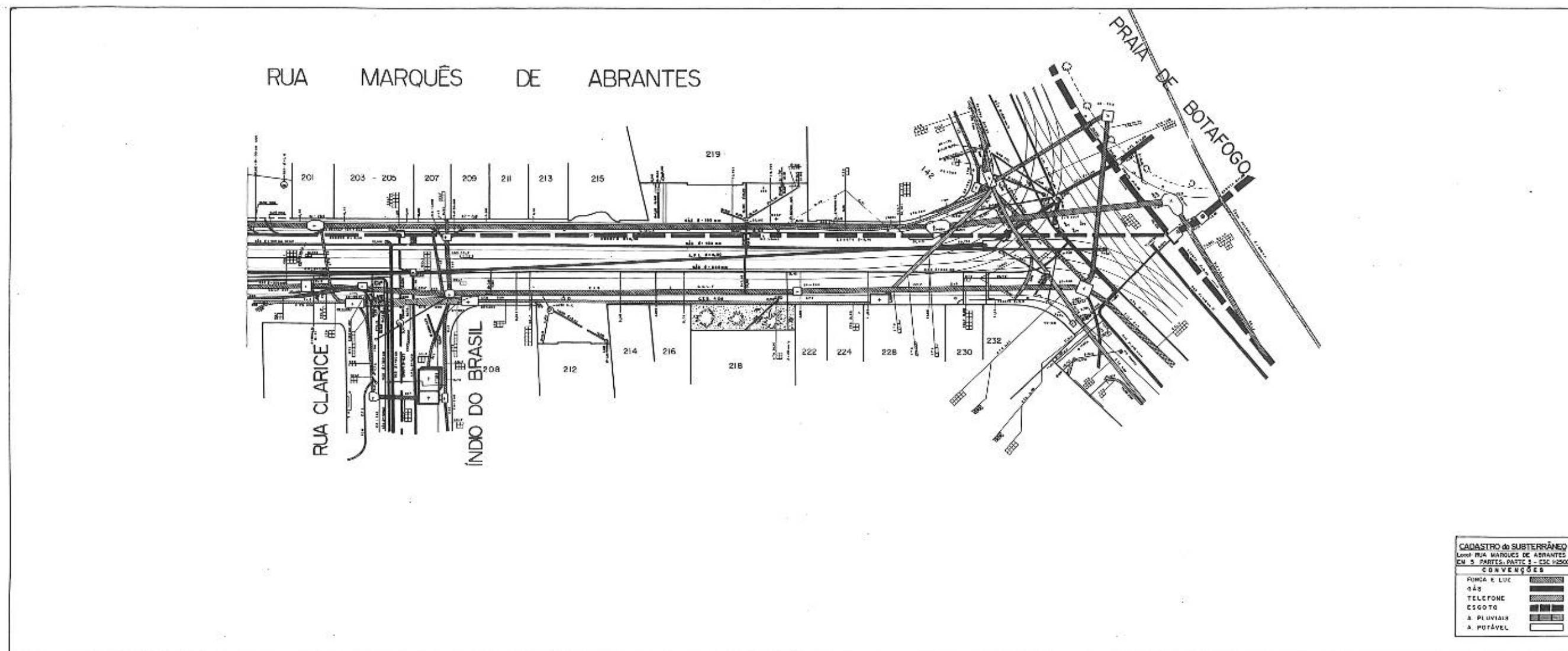


Fig. 9.1 — Trecho de cadastro subterrâneo da LIGHT.

- a execução dos desenhos deverá observar as condições gerais fixadas pela NB-8, com atendimento das seguintes particularidades: desenho definitivo, de conjunto e detalhes, executados com instrumentos e emprego de tinta nanquim preta;
- o papel deverá ser vegetal de boa qualidade, com gramatura de 90-100 g/m²;
- o traçado poderá atender às convenções indicadas na figura 9.2;
- deverão ser adotadas as seguintes escalas:

Planta baixa — 1:500 — 1:1000 — 1:2000

Perfil horizontal — 1:500 — 1:1000 — 1:2000

Perfil vertical — 1:50 — 1:100 — 1:200;

- a nomenclatura para identificação dos poços de visita poderá ser a seguinte: uma letra acompanhada de um número (A-1; A-2 etc.), em ordem crescente de jusante para montante, na canalização principal; na canalização afluyente, a letra e o número correspondente ao PV da canalização principal onde aquela desagua são colocados no numerador e, sob a barra, um número em ordem também

crescente de jusante para montante $\left(\frac{A-1}{1} ; \frac{A-1}{2} \text{ etc.} \right)$ e assim sucessivamente;

- os detalhes deverão conter tantas vistas, cortes e plantas quantas forem necessárias a uma perfeita interpretação. As figuras 9.3 mostram a diferença entre uma planta baixa de projeto e uma de execução, enquanto as figuras 9.4 mostram essas mesmas diferenças em perfil.

9.2 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — Normas.

BOTAFOGO, Lutz de Souza; COSTA, Paulo & NINA, Eduardo Della — Especificações Gerais para Assentamento de Coletores, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1964.

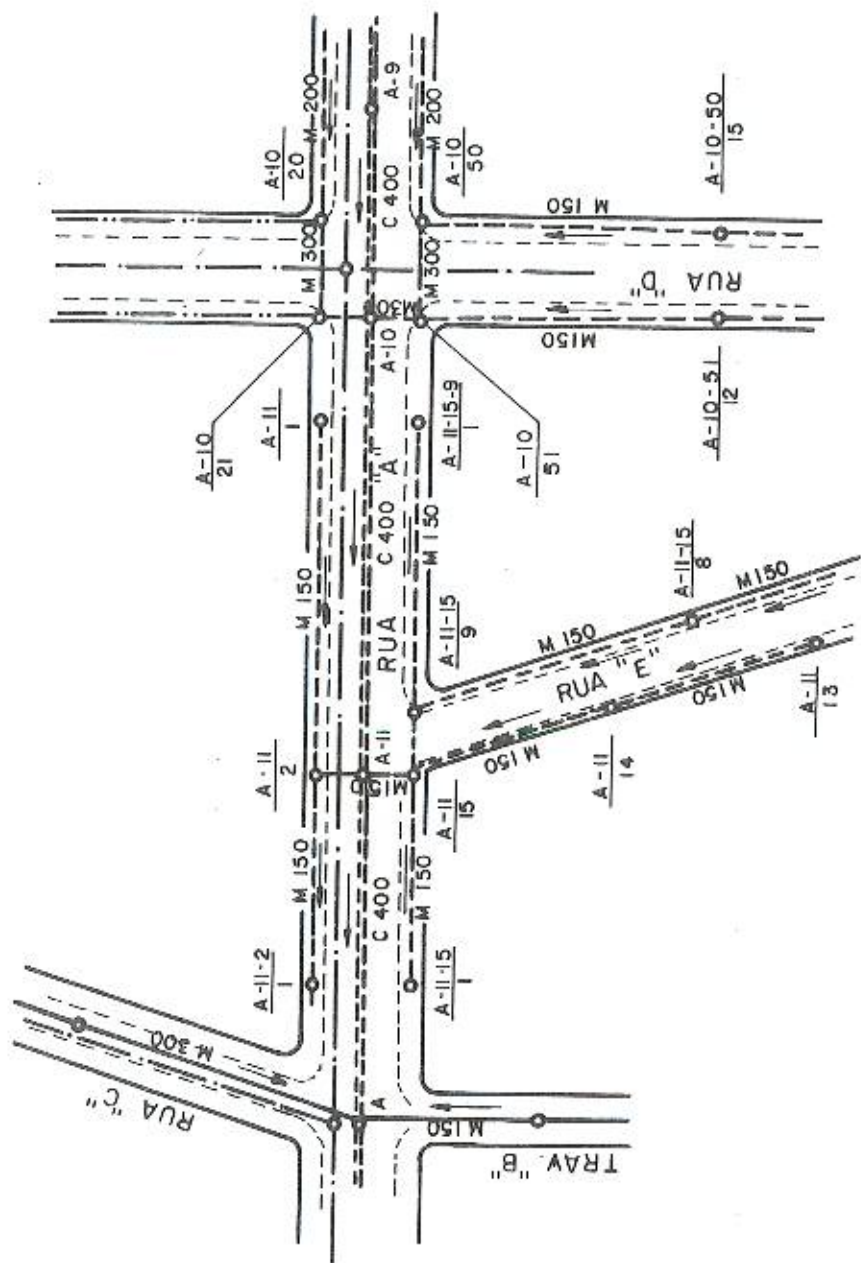


Fig. 9.3-A — Planta baixa de projeto — esc. 1:1.000.

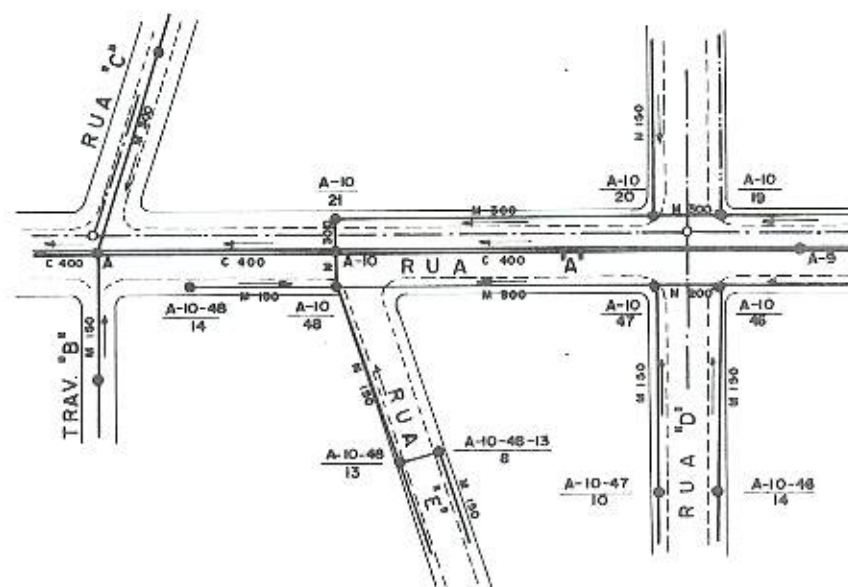


Fig. 9.3-B — Planta baixa de execução — esc. 1:1.000.

DRUCKER, César; OLIVEIRA, Roberto Gomes; SA, Sidney Rosas; IGNÁCIO, Joaquim; LYRIO, José Lutz Galvão de Oliveira; NINA, Adhemar Della; FERREIRA, Hélio Dias; PONTES, Pedro José; COSTA, Walter Pinto & PINHO, Rubens Pereira — Construção de Redes de Esgotos Sanitários, CETESB, São Paulo, 1970.

LIGHT — SERVIÇOS DE ELETRICIDADE S.A. — Planta cadastral.

NINA, Eduardo Della — Construção de Redes Urbanas de Esgotos, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1966.

SOUZA, Sylvio Ribeiro — Normas para apresentação de projetos e plantas de execução, DES-SURSAN, Rio de Janeiro, 1969.

STEEL, Ernest W. — Abastecimento d'água e sistemas de esgotos, Ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 1966.

WIENDL, Wolfgang G. — Tubulações para água, CETESB, São Paulo, 1973.

CIA. ESTADUAL DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO
BÁSICO E DE DEFESA DO MEIO AMBIENTE
CETESB - BIBLIOTECA

Este trabalho foi composto e impresso
nas oficinas gráficas da



TIPOGRAFIA EDANEE S.A.

à Rua do Bosque n.º 1.426 - São Paulo

CEP 01138