
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
ÁREA DE RECURSOS HÍDRICOS

*ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS
DE DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO DE
ADUTORAS*

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO
PAULA KRISTHINA CORDEIRO FREIRE

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

2000

PAULA KRISTHINA CORDEIRO FREIRE

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE
DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO DE ADUTORAS**

Dissertação apresentada ao curso de mestrado
em Engenharia Civil da Universidade Federal
da Paraíba, em cumprimento às exigências
para obtenção do Grau de Mestre.

Orientador: HEBER PIMENTEL GOMES

CAMPINA GRANDE, PARAÍBA

2000



F866e Freire, Paula Kristhina Cordeiro.
Estudo comparativo entre metodologias de dimensionamento econômico de adutoras / Paula Kristhina Cordeiro Freire. - Campina Grande, 2000.
120 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 2000.
"Orientação : Prof. Heber Pimentel Gomes".
Referências.

1. Água - Adutoras. 2. Adutoras - Dimensionamento Econômico. 3. Dissertação - Engenharia Civil. I. Gomes, Heber Pimentel. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 628.1(043)

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE
DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO DE ADUTORAS**

PAULA KRISTHINA CORDEIRO FREIRE



HEBER PIMENTEL GOMES
Orientador

Marcia Rios Ribeiro
MÁRCIA MARIA RIOS RIBEIRO
Componente da Banca

Tarciso Cabral da Silva
TARCISO CABRAL DA SILVA
Componente da Banca

Aos meus queridos pais Paulo e Izabel,

OFEREÇO.

*Ao meu esposo Sávio, aos meus irmãos
Isa, Patrícia e João Paulo, e ao meu so-
brinho Pedro Paulo,*

DEDICO.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que me deu a vida e perseverança nos objetivos a serem cumpridos.

Aos meus pais, Paulo Freire de Albuquerque e Izabel Cordeiro Freire, por todo amor, carinho e dedicação que recebi durante toda minha vida.

Aos meus irmãos, Isa, Patrícia e João Paulo pelo incentivo a mim prestado.

Ao meu esposo, Luis Sávio Pires Braga, que sempre esteve ao meu lado, dedicando amor e serenidade para a perfeita conclusão desta dissertação.

Ao curso de pós-graduação em Engenharia Civil e aos professores da área de Recursos Hídricos, Vajapeyam S. Srinivasan, Carlos de O. Galvão, Márcia Maria R. Ribeiro, Rosires Catão Curi, Eduardo E. de Figueiredo, Gledsneli M. de L. Lins, Raimundo Sérgio S. Góis, Seemanapalli V. K. Sarma e Janiro C. Rego, pelo apoio e dedicação, especialmente ao professor Heber Pimentel Gomes pela orientação e motivação.

Aos funcionários do Laboratório de Hidráulica pela dedicação e auxílios prestados durante todo o período de estudo, em especial a Alrezinha Dantas Veiga.

Ao CNPq, pelo auxílio financeiro durante a vigência do curso.

Aos amigos do curso Alessandra M. Ramos, Eunice Porto Câmara, Klebber T. M. Formiga, Márcia Araújo, Juliana Barbosa, Dayse Barbosa, Glauber Cunha, Jorge Rabelo e especialmente ao amigo Dimitri Pinto de Melo, parceiro nesta luta, pelo incentivo e companheirismo durante todo o curso.

Àqueles que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO	01
------------	----

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	04
-----------------------	----

2.1 - Sistema de Abastecimento Público de Água	04
--	----

2.2 - Linhas Adutoras	05
-----------------------	----

2.2.1 – Tubulações Empregadas em Linhas Adutoras	06
--	----

2.2.1.1 – Tubulações de PVC (PolyVinyl Chloride)	07
--	----

2.2.1.2 – Tubulações de Ferro Fundido	10
---------------------------------------	----

2.2.1.3 – Tubulações de Material Especial – P.R.F.V.	13
--	----

CAPÍTULO III

HIDRÁULICA APLICADA ÀS TUBULAÇÕES	17
-----------------------------------	----

3.1 – Fundamentos Hidráulicos Básicos	17
---------------------------------------	----

3.2 – Perdas de Carga	19
-----------------------	----

3.2.1 – Perda de Carga ao Longo do Conduto	20
--	----

3.2.2 – Perdas de Carga Localizadas	25
-------------------------------------	----

3.3 - Pressões Máximas nas Tubulações	26
---------------------------------------	----

3.4 - Velocidade Máxima Admissível	29
------------------------------------	----

3.5 – Feixe de Condutos – Sistema de Condutos em Paralelo	31
---	----

CAPÍTULO IV

METODOLOGIAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ADUTORAS	34
---	----

4.1 – Adução por Recalque	34
---------------------------	----

4.1.1 – Vazão de Adução Demandada	36
-----------------------------------	----

4.2 – Metodologias de Dimensionamento Aplicadas	38
---	----

4.2.1 – Fórmula de Bresse	38
4.2.2 – Método Baseado no Peso das Tubulações	40
4.2.3 – Método da Variação Linear dos Custos das Tubulações	46
4.2.4 – Método da Avaliação Real dos Custos	49
CAPÍTULO V	
ANÁLISE DE RESULTADOS E DISCUSSÃO – ESTUDO DE CASOS	58
5.1 – Exemplo 1	58
5.2 – Exemplo 2	66
5.3 – Exemplo 3 – Sistema Adutor Abiaí-Papocas	74
5.4 – Exemplo 4 – Sistema Adutor Acauã	89
CAPÍTULO VI	
CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	112
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	118
ANEXOS	A ₁

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classes de Tubos e Pressões de Serviço	12
Tabela 3.1 - Coeficiente de atrito (C) da fórmula de Hazen-Williams	24
Tabela 3.2 - Coeficiente de atrito de Manning	24
Tabela 3.3 – Escala de acréscimo da pressão estática e dinâmica em função do diâmetro da tubulação	28
Tabela 3.4 – Limites de V_{\max} em função dos diâmetros das tubulações	30
Tabela 3.5 – Velocidade limite nas tubulações	31
Tabela 4.1 – Velocidade Média Econômica para Tubulações	40
Tabela 5.1 – Custos unitários dos movimentos de terra por metro de vala	59
Tabela 5.2 - Custo de serviços referentes aos movimentos de terra	59
Tabela 5.3 - Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de PVC com classe de pressão 10 (1 Mpa), fabricante Tigre.	60
Tabela 5.4 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo	61
Tabela 5.5 - Diâmetros ótimos comerciais encontrados pelo método baseado no peso dos condutos para valores de K no intervalo de 0,7 a 1,6	62
Tabela 5.6 - Diâmetros ótimos comerciais encontrados pelo método da variação linear dos custos para valores de K no intervalo de 0,7 a 1,6	63
Tabela 5.7 – Diâmetros ótimos encontrados para os diâmetros de anteprojeto iguais aos comerciais, para o método baseado no peso dos condutos	65
Tabela 5.8 - Diâmetros ótimos comerciais encontrados para os diâmetros de anteprojeto iguais aos comerciais, para o método da variação linear dos custos	65
Tabela 5.9 – Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de ferro dúctil K7, fabricante Barbará	66
Tabela 5.10 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo	68
Tabela 5.11 - Diâmetros ótimos encontrados pelo método baseado no peso dos condutos para valores de K no intervalo de 0,7 a 1,6	69
Tabela 5.12 - Diâmetros ótimos encontrados pelo método da variação linear dos custos para valores de K no intervalo de 0,7 a 1,6	70
Tabela 5.13 – Diâmetros ótimos encontrados para os diâmetros de anteproje-	

to iguais aos comerciais, para o método baseado no peso dos condutos _____	73
Tabela 5.14 – Diâmetros ótimos encontrados para os diâmetros de antepro- jeto iguais aos comerciais, para o método da variação linear dos custos _____	73
Tabela 5.15 - Seções dos rios com as respectivas coordenadas, cotas altimétricas, áreas de drenagem e vazões a serem captadas _____	75
Tabela 5.16 – Custo de serviços referentes aos movimentos de terra _____	77
Tabela 5.17 - Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de ferro dúctil, K7, fabricante Bárbara _____	77
Tabela 5.18 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo _____	79
Tabela 5.19 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo _____	82
Tabela 5.20 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo _____	85
Tabela 5.21 - Previsão da população de projeto em intervalos de cinco anos para as cidades estudadas _____	90
Tabela 5.22 - Evolução das demandas ao longo do período de projeto para as cidades beneficiadas pelo sistema adutor Acauã _____	91
Tabela 5.23 – Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de ferro dúctil, K7, fabricante Barbará _____	93
Tabela 5.24 – Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de PRFV, fabricante Petrofisa do Brasil LTDA _____	94
Tabela 5.25 – Custos de investimento, operação e total para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 1). _____	96
Tabela 5.26 – Custos de investimento, operação e total para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 2). _____	99
Tabela 5.27 – Custos de investimento, operação e total para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 3). _____	102
Tabela 5.28 – Custos de investimento para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 1) _____	104
Tabela 5.29 – Custos de operação para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 1) _____	104
Tabela 5.30 – Custos de investimento para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 1) (caso 2) _____	105
Tabela 5.31 – Custos de operação para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 1)(caso 2) _____	105
Tabela 5.32 – Custos de investimento para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 2) (caso 2) _____	105
Tabela 5.33 – Custos de operação para a adutora de Acauã adotando	

ABSTRACT

The water pipelines are the main canalizations of a supplying system destined to lead water among the units that precede the distribution network. In intention of getting more economy on investment and operation water pipelines costs in the water supply, methodological alternatives to the classic formula of Bresse for the sizing of these systems are presented.

Two methods are presented: the first one is based on linear variation of tubes prices with its diameters and the other is based on variation of tubes prices with its weights. The results of the sizing had been compared with the results gotten through the method of the real evaluation of the costs, in which the excellent diameter is gotten among a range of commercially available diameters. Through four practical applications, was demonstrated the validity of both methods.

In a studied case of Acauã water pipeline in the state of Paraíba, had been still tested three different cases as alternative of array for the pipelines in parallel. In case 1, an only tube would form the water pipeline and installed in year 2000 to function per twenty years. In case 2, two tubes in parallel would form the pipeline, where the first one would be installed in year 2000, to function per twenty years, and the second one would be installed in year 2010, to function per ten years. In case 3, three tubes in parallel would form the pipeline, where the first one would be installed in year 2000, to function per twenty years, and the second one would be installed in year 2010, to function per ten years, and the third would be installed in year 2015, to function per five years.

Was concluded that, for case 3, tested for two materials, ductile iron and PRFV, was gotten more reduced total costs. The PRFV, when compared with the ductile iron, in relation to the costs, it was demonstrated more economic.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A água sempre teve um papel de grande importância na sobrevivência e evolução do homem. Na sobrevivência, porque sem ela não existiria vida animal ou vegetal sobre a terra. O corpo humano, como o dos outros seres vivos, é formado principalmente por água, o que torna esse recurso essencial à vida. Na evolução, porque ela é elemento fundamental para o desenvolvimento da qualidade de vida do homem. Grande parte das atividades humanas cotidianas depende da água, assim como as indústrias (que exigem grande quantidade em alguns setores), a agricultura e até os esportes e o lazer.

A história nos mostra que os primeiros homens procuravam viver próximo às fontes de água, e já estudavam meios de trazê-la às povoações, cada vez maiores. Os povos antigos, como os romanos, levavam água em aquedutos à cidade. O termo aqueduto, utilizado para designar as antigas estruturas especialmente construídas para o transporte de água de um determinado ponto para outro, é originário do latim, compondo-se de “aqua” (água) e “ducere” (conduzir). Atualmente, o termo designa exclusivamente os condutos livres, e a palavra “adutora”, consagrou-se como expressão genérica das estruturas utilizadas para o transporte da água.

Apenas no século XIX foi que houve o desenvolvimento da produção de tubos de ferro fundido, capazes de resistir a pressões internas relativamente elevadas devido ao crescimento das cidades e a importância cada vez maior dos serviços de abastecimento de água e o emprego de novas máquinas hidráulicas. Em 1867, na França, surgem os tubos de concreto armado. Em 1913 surgem, na Itália, os tubos de cimento amianto e logo depois, em 1917, os tubos de ferro fundido centrifugado. Os tubos de PVC só irão ser fabricados em 1947. (Azevedo Netto, 1998)

As linhas adutoras são as canalizações principais de um sistema público de abastecimento destinadas a conduzir água entre as unidades que antecedem à rede de distribuição e que interligam a captação e tomada de água à estação de tratamento de água, e esta aos reservatórios de um mesmo sistema. Insere-se, portanto, o tema da dissertação, que está incluído na linha de pesquisa “Análise e Projetos de Sistemas Hidráulicos Pressurizados”. Esta opção se baseia, principalmente, na necessidade de se obter uma maior economia nos custos, de investimento e operação, das linhas adutoras no abastecimento de água, levando-se em consideração, dentre outros fatores, os novos materiais disponíveis no mercado que podem ser empregados nas tubulações.

O dimensionamento econômico de linhas adutoras mais empregado, até o presente momento, está baseado na fórmula clássica de Bresse, de validade duvidosa, em virtude de aproximações que são feitas na obtenção do diâmetro ótimo, que proporciona o menor custo de operação e implantação do sistema.

O presente trabalho visa à aplicação e comparação entre três metodologias de dimensionamento econômico de linhas adutoras (fórmula de Bresse, método da variação linear dos custos das tubulações e método baseado no peso das tubulações) tendo como principal objetivo, avaliá-las quanto aos aspectos de validade e de aplicabilidade. Os diâmetros obtidos por estes métodos serão comprovados, através de um quarto método, de enumeração exaustiva (método da avaliação real dos custos), onde são calculados os custos reais de operação e de implantação para uma determinada gama de diâmetros comerciais disponíveis, cujo ótimo será aquele que proporciona um menor custo do sistema (implantação mais operação).

As metodologias estudadas foram aplicadas e testadas para quatro casos práticos de projetos de adutoras, com diferentes materiais, traçados e concepção das linhas de tubulações.

Inicialmente, no *capítulo II*, Revisão Bibliográfica, são apresentados alguns conceitos básicos (fundamentos teóricos) referentes às linhas adutoras e aos sistemas de abastecimento público de água, descreve-se, também, a aplicação de cada um dos tipos de tubo que serão adotados nas linhas adutoras estudadas, como também são descritas as principais características técnicas dos mesmos.

O *capítulo III*, Hidráulica Aplicada às Tubulações, introduz conceitos de hidráulica referentes às tubulações e seus sistemas para um melhor entendimento dos processos usados para o dimensionamento de adutoras que serão tratados

posteriormente e uma revisão hidráulica dos sistemas de condutos em paralelo (feixe de condutos);

No *capítulo IV*, Metodologias para o Dimensionamento de Adutoras, é apresentada uma discussão com relação à metodologia mais adequada para resolver os problemas de adução por recalque com a introdução do critério econômico de se buscar a alternativa de projeto que minimize o custo conjunto do sistema, composto pelo custo de instalação e o de operação e, também, estão apresentadas, detalhadamente, as metodologias que foram adotadas e testadas no estudo de casos;

O *capítulo V*, Análise de Resultados e Discussão - Estudo de Casos, apresenta a aplicação das metodologias de dimensionamento econômico de adutoras inseridas no capítulo anterior para quatro casos distintos. Cada um deles é discutido detalhadamente. Posteriormente é feita uma análise dos resultados obtidos para os mesmos. Insere-se também neste capítulo, para o caso da adutora de Acauã no Estado da Paraíba, um estudo comparativo entre diferentes materiais empregados às tubulações, tais como, ferro dúctil e poliéster reforçado com fibra de vidro, os mesmos aplicados para três diferentes arranjos de tubulações em paralelo;

No *capítulo VI*, encontram-se as conclusões e recomendações para trabalhos futuros, resultante da análise detalhada da pesquisa e sua aplicação;

Por fim, encontram-se as referências bibliográficas, bibliografia consultada e o capítulo referente aos *ANEXOS*, onde se apresentam as figuras relativas aos traçados dos sistemas adutores Abiaí-Papocas e Acauã, localizados no Estado da Paraíba, tratados no capítulo VI, estudos de casos.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1- Sistema de Abastecimento Público de Água

“Define-se por sistema de abastecimento público de água o conjunto de obras, equipamentos e serviços destinados ao abastecimento de água potável de uma comunidade para fins de consumo doméstico, serviços públicos, consumo industrial e outros usos. Essa água fornecida pelo sistema deverá ser, em quantidade suficiente e da melhor qualidade, do ponto de vista físico, químico e bacteriológico.” (Azevedo Netto, 1998).

Um sistema de abastecimento público de água compreende diversas unidades a saber (Azevedo Netto, 1998):

- Manancial. Captação;
- Adução e subadução: de água bruta ou de água tratada;
- Tratamento;
- Reservação;
- Distribuição: redes distribuidoras;
- Estações elevatórias ou de recalque (quando necessárias): de água bruta ou de água tratada.

Segundo Garcez (1981), a seqüência indicada acima não é obrigatória, assim como podem não existir algumas partes. Considerada a quantidade de água disponível, ela poderá ser suficiente para satisfazer continuamente à demanda atual e a prevista em um prazo razoável, ou, em caso contrário, não será suficiente, o que poderá indicar a necessidade da construção de um reservatório de acumulação. Quanto à quantidade da

água pode-se ter dois casos: ou ela satisfaz naturalmente os chamados padrões de potabilidade ou não. Neste último caso, há necessidade de se construir uma Estação de Tratamento de Água (ETA). Finalmente, quanto à posição altimétrica relativa da captação, poderá ser necessária ou não a construção de uma Estação de Recalque (Bombeamento).

Dentre as unidades que compreendem um sistema de abastecimento público de água, será dado um maior enfoque à adução, principal unidade do sistema, objeto do estudo deste trabalho.

2.2- Linhas Adutoras

Azevedo Netto (1998) define linhas adutoras como as canalizações principais destinadas a conduzir água entre as unidades de um sistema público de abastecimento, que antecedem à rede de distribuição e que interligam a captação e tomada de água à estação de tratamento de água, e esta aos reservatórios de um mesmo sistema. Estabelece ainda que, no caso de existirem derivações de uma linha adutora, destinadas a conduzir água até outros pontos do sistema constituindo canalizações secundárias, as mesmas receberão a denominação de subadutoras.

Para Garcez (1981), entende-se por adução o conjunto de encanamentos, peças especiais e obras de arte destinados a promover a circulação da água num abastecimento urbano entre:

- a captação e o reservatório de distribuição ou diretamente à rede de distribuição;
- a captação e a estação de tratamento;
- a estação de tratamento e o reservatório ou a rede de distribuição;
- o reservatório e a rede de distribuição.

“As adutoras normalmente não apresentam distribuição em marcha (às vezes existem sangrias destinadas ao abastecimento de pontos intermediários).” (Garcez,1981). As adutoras são tubulações extremamente importantes para o sistema, uma vez que, paralisações em seu funcionamento comprometem todas as demais

unidades e, dependendo do tempo necessário ao restabelecimento do fluxo, podem colocar em colapso o próprio atendimento à população.

“Em função da natureza da água conduzida, as linhas adutoras e subadutoras podem ser denominadas: de água bruta ou de água tratada. Quanto à energia utilizada para a movimentação da água, podem ser: linhas por gravidade (conduto livre ou conduto forçado); linhas por recalque ou linhas mistas, que são uma combinação das duas anteriores.” (Azevedo Netto, 1998).

As linhas adutoras que serão tratadas neste trabalho funcionarão como condutos forçados ou sob pressão. Segundo Neves (1982), denominam-se condutos forçados as canalizações onde o líquido escoar sob uma pressão diferente da atmosférica. As seções desses condutos são sempre fechadas, e o líquido escoar enchendo-as totalmente; são em geral de seção circular, porém, em casos especiais como nas galerias das centrais hidrelétricas ou nos grandes aquedutos, são usadas outras formas.

2.2.1 – Tubulações Empregadas em Linhas Adutoras

“Tubulação é o conjunto de tubos e conexões assentados com a finalidade de transportar um fluido ou sólido ou a mistura dos mesmos de um ponto a outro.” (Alambert Júnior, 1997).

É imprescindível uma adequada escolha das tubulações componentes quando se deseja um bom dimensionamento de um sistema adutor. Para a seleção adequada das tubulações deve-se considerar vários fatores, tais como: diâmetros, custo dos tubos, pressões de trabalho, cargas externas que poderão atuar sobre as tubulações, custo de instalação, manutenção, qualidade da água a transportar e características do terreno onde serão instalados os condutos.

Os materiais empregados em linhas adutoras, normalmente citados na literatura, são ferro fundido, revestido ou não internamente; ferro dúctil; aço soldado; concreto armado simples ou protendido; PVC; plástico; fibra de vidro; polietileno e materiais especiais como o P.R.F.V. - poliéster reforçado com fibra de vidro.

Misawa (1975) cita as condições a que os materiais empregados nas tubulações devem obedecer:

- Quanto à qualidade da água: uso de materiais que não alterem a qualidade da água; que não sejam facilmente dissolvidos e que, com a dissolução na água, não provoquem danos aos usuários da água;
- Quanto à quantidade de água: materiais que permitam a obtenção de tubos de diâmetros ou seções de escoamento desejados, que não permitam a sensível alteração da seção de escoamento ao decorrer do tempo; que não permitam grande alteração da rugosidade relativa ao decorrer do tempo; que permitam a confecção de juntas com o mínimo de vazamentos e que provoquem o mínimo de trincas, corrosões e arrebentamentos pelas ações internas e externas;
- Quanto à pressão da água: materiais que permitam a obtenção de tubos com espessuras de paredes desejadas e que consigam resistir aos esforços internos e externos;
- Quanto à economia: materiais que sejam resistentes aos choques que ocorrem durante a fase de carga/descarga e assentamento; que permitam cortes e furos com relativa facilidade; materiais mais leves que facilitem o transporte e assentamento; materiais que permitam menor número de juntas ou conexões; que satisfazendo condições técnicas, sejam de menor custo; mais duráveis e que permitam menor custo na operação e manutenção.

Em seguida, descreve-se resumidamente a aplicação de cada um dos tipos de tubo que serão adotados nas linhas adutoras estudadas neste trabalho, como também são descritas as principais características técnicas dos mesmos.

2.2.1.1 – Tubulações de PVC (PolyVinyl Chloride)

“Dois recursos naturais, sal e petróleo, são a base da fabricação do PVC (PolyVinyl Chloride). Por refinação do petróleo obtém-se o etileno; e por eletrólise, que é a reação química resultante da passagem de uma corrente elétrica por água salgada, salmoura, obtém-se o cloro e a soda cáustica. Ligando quimicamente o cloro e o etileno, obtém-se MVC (Monômero de Cloreto de Vinila). Submetidas a outro processo químico, as moléculas de MVC se ligam e compõem uma molécula gigante, polímero,

denominada Policloreto de Vinila (PVC). A resina de PVC é um pó muito fino de cor branca que, misturado com aditivos (plastificantes - óleos, estabilizantes à radiação ultravioleta, estabilizantes térmicos, pigmentos, modificadores de impacto e outros) origina o composto de PVC (Figura 2.1).” (AKROS, 2000).

“Um composto de PVC tem os tipos e as quantidades de aditivos específicos e necessários para atender às características finais de desempenho do produto em que será transformado. Sendo assim, tem-se um composto específico para cada produto de PVC.” (AKROS, 2000).

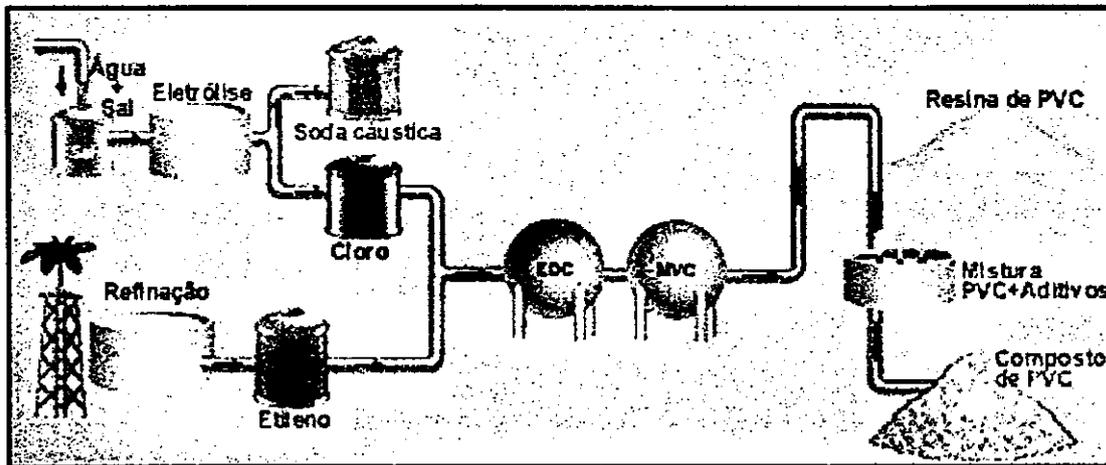


Figura 2.1 - Obtenção do PVC
Fonte: AKROS, 2000.

“As tubulações de PVC, aplicadas na adução e distribuição de água, podem ser classificadas em: linha PBA, linha PBS e linha DEFOFO. As linhas PBA e PBS são fabricadas na cor marrom. A principal diferença dessas linhas está nos sistemas de união dos tubos e conexões: enquanto que as tubulações da linha PBA são unidas através de juntas elásticas (ponta e bolsa dotada de anel de borracha), os tubos e conexões da linha PBS são unidos através de juntas soldáveis (executadas com a utilização de solvente apropriado). As linhas PBA e PBS podem ser encontradas nas dimensões de DN 50 até DN 270 e nas classes 12, 15 e 20, para pressões de serviço de 60, 75 e 100 mca, respectivamente.” (Tigre, 2000).

“Os tubos da linha DEFOFO são fabricados na cor azul, com diâmetros nominais de 100 a 500 mm, em uma classe única de pressão de 100 mca (1 MPa ou 10 kgf/cm²) à temperatura de 20°C, possuem diâmetros equivalentes ao dos tubos de ferro

fundido, inclusive suas conexões são fabricadas com este material e as juntas são elásticas.” (Figura 2.2) (Tigre, 2000).

Segundo Azevedo Netto (1998), os tubos plásticos feitos de polivinilclorado (PVC) rígido, de fabricação brasileira, podem ser de juntas rosqueadas, soldadas ou com ponta e bolsa. São nos diâmetros 12,5; 19; 25; 38; 50; 60; 75; 150 e 200 (ver NBR 07362 e 07665).

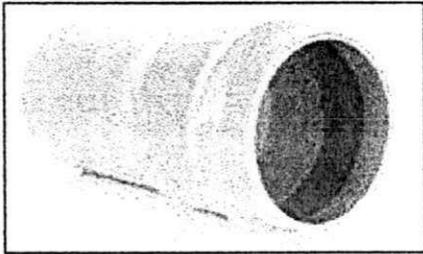


Figura 2.2 - Tubo de PVC rígido DEFOFO

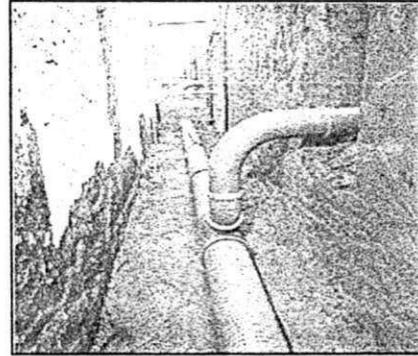


Figura 2.3 - Tubulação de PVC

“A grande vantagem do PVC é o seu baixo peso que torna mais barato o custo de transporte e de instalação, além das facilidades de manejo nos deslocamentos. Outras vantagens apresentadas pelo plástico são sua resistência à corrosão, sua resistência ao ataque químico de águas impuras e a baixa rugosidade das paredes do tubo.” (Gomes, 1999). “E, também, são dentre aquelas utilizadas atualmente para a adução e distribuição de água no Brasil, as que têm as paredes internas mais lisas (menor rugosidade) o que proporciona a menor perda de carga.” (Tigre, 2000).

Gomes (1999) cita como desvantagens das tubulações de PVC a resistência mecânica dos tubos, que diminui com o tempo e com o aumento da temperatura; a vida útil dos tubos, bem menor para aquele

s que são instalados sobre o terreno e expostos ao sol, quando comparados com os que são instalados enterrados; e os engates rápidos das tubulações portáteis que se rompem com certa facilidade.

O PVC apresenta as características descritas a seguir (Alambert Júnior, 1997):

Específicas:

- Peso específico 1,4 g/cm³;
- Absorção de água < 1,2 %;

Mecânicas:

- Resistência à tração instantânea a 20°C	520 kgf/cm ² ;
- Resistência à compressão	700 kgf/cm ² ;
- Resistência à flexão instantânea a 20°C	1.200 kgf/cm ² ;
- Módulo de elasticidade	30.000 kgf/cm ² ;

Hidráulicas:

- Escoamento a meia seção		
	Fórmula de Ganguillet-Kutter	n = 0,007 a 0,011;
- Escoamento em condutos forçados		
	Fórmula de Colebrook-White	K = 0,06 mm;
- Escoamento em condutos forçados		
	Fórmula de Hazen-Williams	C = 150,

Térmicas:

- Condutibilidade térmica	35 x 10 ⁻⁵ cal/cm.s °C;
- Calor específico	0,24 cal/g °C;
- Coeficiente de dilatação linear	7 x 10 ⁻⁵ cm/cm °C;

2.2.1.2 - Tubulações de Ferro Fundido

“Os tubos de ferro fundido têm sido mais empregados tanto em obras de captação como em adutoras e, principalmente, em redes de distribuição.” (Garcez, 1981). “O termo ferro fundido cobre uma larga variedade de ligas Fe-C-Si. Ele é classificado em famílias segundo a forma da grafita, com uma diferenciação suplementar devido a estrutura da matriz metálica (ferrita, perlita, etc.)” (BARBARÁ, 2000).

“Nos *ferros fundidos cinzentos*, a grafita se apresenta sob a forma de lamelas, de onde se deriva o seu nome metalúrgico: ferro fundido com grafita lamelar. Cada uma dessas lamelas de grafita pode, sob uma concentração de esforços anormais em certos pontos, provocar um início de fissura. Os metalurgistas procuraram uma forma de diminuir ou até eliminar estes efeitos, alterando o tamanho ou a forma dessas lamelas. A

Segundo Azevedo Netto (1998), os tubos de ferro fundido dúctil, de fabricação brasileira (diâmetros nominais internos em milímetros) apresentam os seguintes diâmetros comerciais: 50; 75; 100; 150; 200; 250; 300; 350; 400; 500; 600; 700; 800; 900; 1000 e 1200 mm (ver NBR 07560, 07662 e 07663).

A tabela 2.1 apresenta as pressões máximas de serviço para os respectivos diâmetros nominais e classes dos tubos de ferro fundido dúctil.

Tabela 2.1 – Classes de Tubos e Pressões de Serviço

<i>Pressões Máximas de Serviço (MPa)</i>			
<i>DN (interno)</i>	<i>Classe K-9</i>	<i>Classe K-7</i>	<i>Classe 1MPa</i>
50	4	3,2	-
75	4	3,2	-
100	4	3,2	1
150	4	3,1	1
200	3,5	2,6	1
250	3,5	2,2	1
300	3,2	2,0	1
350	3,1	1,9	-
400	3,1	1,8	-
500	3	1,8	-
600	2,9	1,8	-
700	2,8	1,8	-
800	2,7	1,8	-
900	2,7	1,8	-
1000	2,7	1,8	-
1200	2,6	1,8	-

Fonte: Companhia Metalúrgica Barbará/1987. Valores válidos para tubos, juntas e conexões. (Azevedo Netto, 1998).

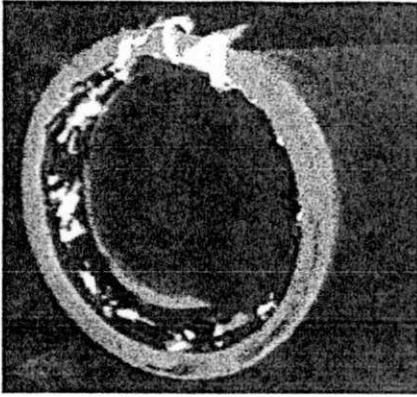


Figura 2.4 – Fabricação de Tubo de Ferro Fundido

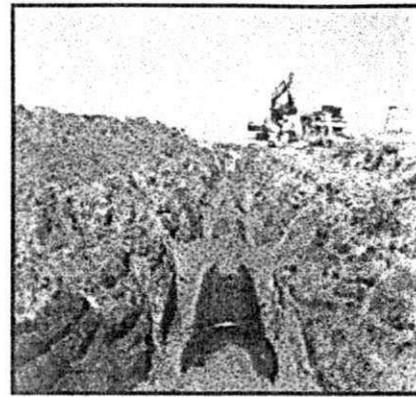


Figura 2.5 – Instalação de Tubulação em Ferro Dúctil

2.2.1.3 – Tubulações de Material Especial – P.R.F.V.

“O poliéster reforçado com fibra de vidro (P.R.F.V.) é um material composto, constituído por uma estrutura resistente de fibra de vidro e um material plástico que atua como aglomerante das fibras. O reforço de fibra de vidro, provê ao composto resistência mecânica, estabilidade dimensional e resistência ao calor. A resina plástica contribui com: resistência química dielétrica (isolador da eletricidade) e às intempéries.” (STRAPLAS, 2000).

Por ser um material relativamente novo, será dada uma maior ênfase, nesta pesquisa, a este material destacando-se suas propriedades e materiais constituintes.

“Com relação às fibras de vidro sabe-se que quando o vidro se converte em finas fibras, sua tensão de ruptura à tração aumenta consideravelmente. Para a fabricação de fibra de uso em plástico reforçado se emprega o vidro tipo "E", que é um vidro borosilício, com escasso conteúdo de álcalis (menor que 1%). Segundo as necessidades, se fabricam diferentes tipos de reforço de fibra de vidro, de acordo com o desenho e o processo de transformação a empregar.” (STRAPLAS, 2000).

“Com relação às resinas sabe-se que as mais comumente empregadas são as poliésteres. As mesmas, resultantes da combinação de ácido polibásico (saturados ou insaturados) com glicoles. Dos distintos compostos usados e das diferentes proporções entre elas, surgem diversos tipos de resinas. Nesta primeira etapa, são sólidas e para conferir-lhes suas propriedades de polimerização, se devem dissolver em um monômero (geralmente estireno), obtendo-se um líquido espesso.” (STRAPLAS, 2000).

“As resinas passam do estado líquido ao sólido, por polimerização do poliéster, com o aporte de um iniciador ativo (catalisador) em combinação com outro produto químico (acelerador), ou aporte de calor.” (STRAPLAS, 2000).

O P.R.F.V. possui as seguintes características (STRAPLAS, 2000):

- Físicas: os plásticos reforçados são materiais flexíveis e por sua vez, muito resistentes mecanicamente. Submetido a um esforço de tração, se deformam proporcionalmente, ou seja, cumprem a Lei de Hooke, com a particularidade de que a ruptura se produz sem apresentar fluência prévia. Seu peso específico ($1,8 \text{ kg/dm}^3$) é muito menor que o dos materiais tradicionais, o que faz com que o P.R.F.V. possua uma alta resistência específica.
- Hidráulicas: os tubos em P.R.F.V. recebem acabamento superficial interno totalmente liso e seção perfeitamente circular, devido a estes serem moldados sobre matrizes de uma só peça. Devido a suas propriedades anticorrosivas, e também por não serem atacados por nenhum microorganismo e serem de difícil adesão de incrustações em sua superfície, os tubos não aumentam sua rugosidade e a seção interna não diminui, mesmo em longos períodos de tempo. Deste modo se obtém uma grande economia na escolha da área de fluxo em relação aos materiais tradicionais, de grande importância para tubos de grandes diâmetros. A rugosidade absoluta, pode se estimar em $\epsilon = 0,02 \text{ mm}$.
- Químicas: O P.R.F.V. é inerte à uma grande quantidade de compostos. A inércia química, está influenciada pela temperatura, o tipo de resina usada e a concentração do produto agressivo. A escolha da resina correta surgirá de um estudo das condições e tipo de fluido e das tabelas de resistência química fornecidas pelos fabricantes. O P.R.F.V. resiste perfeitamente à corrosão dos solos mais agressivos e por ser um material dielétrico está excluído dos casos de corrosão eletroquímica.

A escolha quase sistemática dos tubos de fibra de vidro para grandes obras em todo mundo, se dá devido a um conjunto de qualidades (STRAPLAS, 2000):

- Maior capacidade de drenagem: o interior totalmente liso dos tubos (coeficiente de atrito de Manning $n = 0,010$; Hazen Williams $C = 145$)

- permitem na elaboração dos projetos, prever tubos de menores diâmetros para um mesmo uso;
- Resistência à corrosão: os tubos não são afetados por líquidos ou gases corrosivos. Podem ser enterrados em terrenos agressivos ou colocados embaixo d'água. Não sofrem as conseqüências dos fenômenos eletrolíticos e são totalmente neutros à presença de correntes elétricas. Portanto, não necessitam de nenhum tipo de revestimento interior ou exterior, nem nenhum tipo de instalação de proteção catódica;
 - Longa vida: milhares de quilômetros de tubos instalados em todo mundo, mesmo em condições extremas, não apresentam através dos anos nenhum sintoma de envelhecimento;
 - Instalação fácil e econômica: não há ruptura durante o transporte, e pode-se transportar vários tubos um dentro do outro. Deste modo, se utilizam os 100% dos tubos comprados. O peso muito reduzido dos tubos permite economia com a manutenção e instalação dos mesmos sem equipamentos pesados, como guindastes. Em geral a mesma pá mecânica que escava a vala, coloca o tubo em seu local definitivo;
 - Diâmetros disponíveis: de 25,4 mm até 1000 mm;
 - Comprimento total: dependendo dos diâmetros, de 6 até 12 m.

Segundo Azevedo Netto (1998), os tubos de poliéster reforçado em fibra de vidro são fabricados, atualmente, nos seguintes diâmetros nominais: 200; 250; 300; 350; 400; 450; 500; 550; 600; 700; 800; 900 1000; 1100 e 1200 mm. São produzidos nas classes 8; 10; 12; 15 e 20 para pressões máximas de serviço de, respectivamente, 4; 5; 6; 7,5 e 10 kg/cm² (ver NBR 10845 e 10846).

Segundo o fabricante de tubos e conexões EDRA (1999), os tubos são fabricados em plástico reforçado com fibra de vidro e são aplicados nos mais diversos setores industriais conduzindo desde água até fluidos e produtos químicos agressivos e estão disponíveis nos diâmetros de 12 mm (1/2") até 700 mm, aptos a suportar condições de trabalho severas, com temperatura superior a 120°C e pressões de até 32 kgf/cm (sob consulta para classes de pressão superiores), e ainda, ser intercambiável com FOFO e PVC DEFOFO. As figuras 2.6 e 2.7, a seguir, apresentam, respectivamente, uma tubulação de PRFV e tubos deste material.

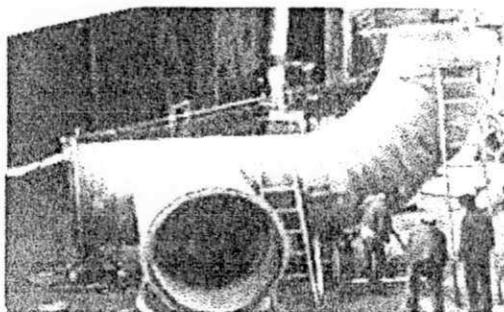


Figura 2.6 – Tubulação em P.R.F.V.

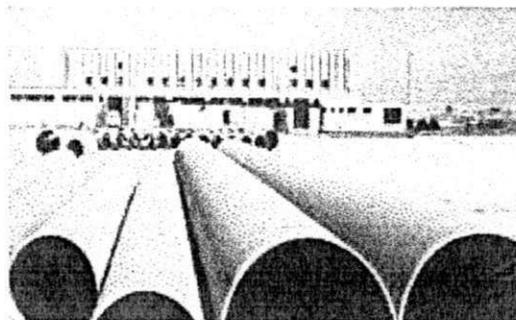


Figura 2.7 - Tubos de P.R.F.V.

Fonte: VED, 1999

Com relação às metodologias de dimensionamento econômico de adutoras, houve dificuldade em se obter informações quanto à novas metodologias. Dentre a bibliografia consultada para a realização deste trabalho foi encontrado um reduzido número de artigos e material com relação a este tema, sendo necessária uma pesquisa mais aprofundada caso se deseje novas metodologias, que não as tratadas neste trabalho e as clássicas já conhecidas.

CAPÍTULO III

HIDRÁULICA APLICADA ÀS TUBULAÇÕES

A maioria das aplicações da Hidráulica na Engenharia diz respeito à utilização de tubos. Para um melhor entendimento dos processos usados para o dimensionamento de adutoras que serão tratados neste trabalho, é necessária a introdução de conceitos de hidráulica referentes às tubulações e seus sistemas.

3.1 – Fundamentos Hidráulicos Básicos

O transporte da água através de condutos forçados está regido basicamente por duas equações fundamentais, conhecidas como equação da continuidade e equação da energia.

Para a água, que é praticamente incompressível às pressões que atuam nas redes de abastecimento, a *equação da continuidade* estabelece que, para um escoamento permanente, a vazão (Q), volume de água por unidade de tempo, mantém-se constante ao longo de um conduto. Portanto, para qualquer seção do conduto verifica-se:

$$Q = A \cdot V = cte \quad (3.1)$$

onde:

A - é a área da seção transversal da tubulação;

V - é a velocidade média de circulação da água.

A equação da energia aplicada a fluidos incompressíveis estabelece que em um escoamento permanente, entre duas seções de um conduto (de 1 para 2), a soma das energias de pressão, potencial e cinética na seção 1, é igual à soma destas mesmas energias na seção 2, mais as perdas de energia produzidas entre as duas seções. A

equação da energia, baseada na *equação de Bernoulli*, se expressa (em termos de energia por unidade de peso) da seguinte forma:

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + J_{1-2} \quad (3.2)$$

onde:

V - representa a velocidade média do escoamento na seção considerada;

p - é a pressão na seção considerada;

γ - é o peso específico do fluido;

z - representa a cota do ponto médio da seção com relação a um determinado plano horizontal de referência, chamada energia potencial por unidade de peso;

$\frac{p}{\gamma}$ - é a energia de pressão por unidade de peso;

$\frac{V^2}{2g}$ - é a energia cinética por unidade de peso;

J_{1-2} - são as perdas de energia ou carga entre as seções 1 e 2 por unidade de peso.

Os termos da equação de energia possuem unidades de comprimento e se expressam em metros de coluna d'água. A representação gráfica das alturas ou cotas piezométricas ($H + z$), ao longo de uma tubulação, se denomina linha piezométrica (figura 3.1). Trata-se de uma linha reta, já que a perda de carga por atrito ao longo do conduto varia linearmente com a extensão dos tubos." (Gomes, 1999).

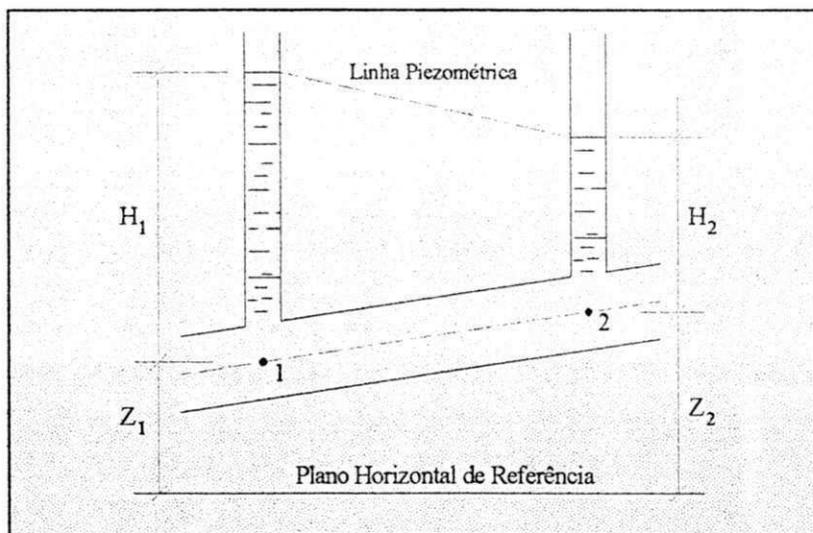


Figura 3.1 - Linha piezométrica do fluxo d'água entre os pontos 1 e 2
Fonte: Gomes, 1999.

3.2 - Perdas de Carga

Conforme Azevedo Netto (1998), no escoamento da água, a viscosidade é um importante fator a ser considerado. Quando um líquido flui de um ponto a outro na canalização, parte da energia inicial se dissipa sob a forma de calor. A resistência ao escoamento no caso do regime laminar é devida inteiramente à viscosidade. Embora essa perda de energia seja comumente designada como fricção ou atrito, não se deve supor que ela seja devida a uma forma de atrito como a que ocorre com os sólidos. Junto às paredes dos tubos não há movimento do fluido. A velocidade se eleva de zero até o seu valor máximo junto ao eixo do tubo. Pode-se assim imaginar uma série de camadas em movimento, com velocidades diferentes e responsáveis pela dissipação de energia. Quando o escoamento se faz em regime turbulento, a resistência é o efeito combinado das forças devidas à viscosidade e à inércia. Nesse caso, a distribuição de velocidades na canalização depende da turbulência, maior ou menor, e esta é influenciada pelas condições das paredes. Um tubo com paredes rugosas causaria maior turbulência.

Na prática, as canalizações não são constituídas exclusivamente por tubos retilíneos e de mesmo diâmetro. Usualmente, incluem ainda peças especiais e conexões que, pela forma e disposição, elevam a turbulência, provocam atritos e causam o choque de partículas, dando origem a perdas de carga. Além disso, apresentam-se nas canalizações outras singularidades, como válvulas, registros, medidores, etc., também responsáveis por perdas dessa natureza.

Devem ser consideradas as perdas de carga apresentadas a seguir (Azevedo Netto, 1998):

- Perda por resistência ao longo dos condutos. Ocasionada pelo movimento da água na própria tubulação. Admite-se que esta perda seja uniforme em qualquer trecho de uma canalização de dimensões constantes, independentemente da posição da canalização e por isso também chamadas de perdas contínuas.
- Perdas locais, localizadas ou acidentais. Provocadas pelas peças especiais e demais singularidades de uma instalação. Essas perdas são relativamente importantes no caso de canalizações curtas com peças especiais; nas canalizações longas, o seu valor freqüentemente é desprezível, comparado ao da perda pela resistência ao escoamento.

3.2.1 - Perda de Carga ao Longo do Conduto

Segundo Leal (1995), a perda de carga (energia) por atrito ao longo de uma tubulação é a energia dissipada que se transforma em calor devido ao efeito da viscosidade da água (atrito interno), juntamente com os choques entre as partículas do fluido e as paredes do tubo (turbulência). Essa perda depende das características físicas do fluido (viscosidade e massa específica) e das características geométricas da tubulação (diâmetro interno (D) e a rugosidade absoluta (ε) das paredes internas do tubo).

Para se determinar as perdas de carga por atrito em um escoamento uniforme e permanente, segundo Gomes (1999), são usadas fórmulas empíricas. A escolha de uma fórmula empírica para o dimensionamento das perdas de carga dependerá do nível de precisão desejado, bem como da semelhança entre as condições hidráulicas do dimensionamento da fórmula. Uma das fórmulas mais conhecidas, é a *fórmula de Darcy-Weisbach*, também chamada de *fórmula Universal*. Nesta fórmula, todos os parâmetros básicos dos quais depende a perda de carga contínua estão incluídos, e é dada pela equação:

$$j = \frac{f}{D} \cdot \frac{V^2}{2.g} \quad (3.3)$$

onde:

j - é a perda de carga unitária;

f - é o coeficiente de atrito;

V - é a velocidade média de circulação da água pela seção;

D - é o diâmetro interno da tubulação;

g - é a aceleração da gravidade.

Quando combinada com a equação da continuidade (Equação 3.1), a *fórmula de Darcy-Weisbach* torna-se igual a:

$$j = \frac{8}{\pi^2} \frac{f}{D^5} \frac{Q^2}{g} \quad (3.4)$$

$$j = 0,81 \frac{f}{D^5} \frac{Q^2}{g} \quad (3.5)$$

onde Q - é a vazão na tubulação;

A perda de carga total (h_f) ao longo da tubulação de comprimento L , se obtém pelo produto $j.L$. Essa será dada em metros de coluna d'água (mca), quando as variáveis V , Q , D e g , das equações 3.3 e 3.4 e L do produto total são expressas em unidades métricas (m/s, m³/s, m, m/s² e m, respectivamente).

De acordo com Azevedo Netto (1998), a *fórmula de Darcy-Weisbach* é aplicável aos problemas de escoamento de qualquer fluido em encanamentos tais como água, óleos, gasolina, etc.

Na determinação do coeficiente de atrito (f), que é um fator adimensional, são utilizados dois parâmetros: o número de Reynolds, que é igual a $Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v \cdot D}$, e a rugosidade relativa do tubo (ε / D), onde ε é a rugosidade absoluta.

Conclui-se então, que as perdas de carga unitárias na tubulação são função da vazão, diâmetro, viscosidade cinemática do fluido ν ($1,1 \times 10^{-6}$ m²/s para a água a 18°C), de sua rugosidade relativa e da rugosidade absoluta da tubulação.

A rugosidade absoluta (ε) é a medida (altura) das saliências da parede de um tubo e, segundo Gomes (1999), depende do material e da qualidade da tubulação. Os fabricantes de tubos devem fornecer valores mais precisos de ε , e também dos coeficientes de atrito das fórmulas empíricas mais utilizadas para determinação das perdas de carga contínuas.

Devido à dificuldade em se obter o coeficiente de atrito, a fórmula de Darcy-Weisbach não era muito usada até alguns anos passados. Atualmente, com a facilidade oferecida pelos cálculos automatizados a mesma possui melhor aceitação prática.

Para um fluxo em regime laminar ($Re < 2000$), a rugosidade relativa não influi na perda de carga por atrito, ou seja, o coeficiente de atrito (f) não depende do material da tubulação. Para o regime crítico ($2000 < Re < 4000$), não existe uma função definida para determinação do coeficiente, quando se trata de um escoamento em regime turbulento ($Re > 4000$), o coeficiente de atrito pode ser determinado por várias fórmulas, uma das mais usadas é a de *Colebrook-White*, datada de 1938 e dada por:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right) \quad (3.6)$$

onde:

Re - é o número de Reynolds do fluxo;

$\varepsilon \cdot D$ - é a rugosidade relativa do tubo.

A utilização prática desta fórmula torna-se complicada pois apresenta o coeficiente de atrito de forma implícita. Para resolver este problema surgiram posteriormente algumas fórmulas que explicitam o coeficiente de atrito, facilitando desta maneira seu manejo. A título indicativo apresentam-se duas:

$$f = 0,094 \cdot \varepsilon_R^{0,255} + 0,53 \cdot \varepsilon_R + 88 \cdot \varepsilon_R^{0,44} \cdot Re^{-1,62 \cdot \varepsilon_R^{0,134}} \quad (3.7)$$

$$f = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right) \right]^2} \quad (3.8)$$

Para resolver esta equação, chama-se f' ao segundo membro e aplica-se o processo esquematizado a seguir:

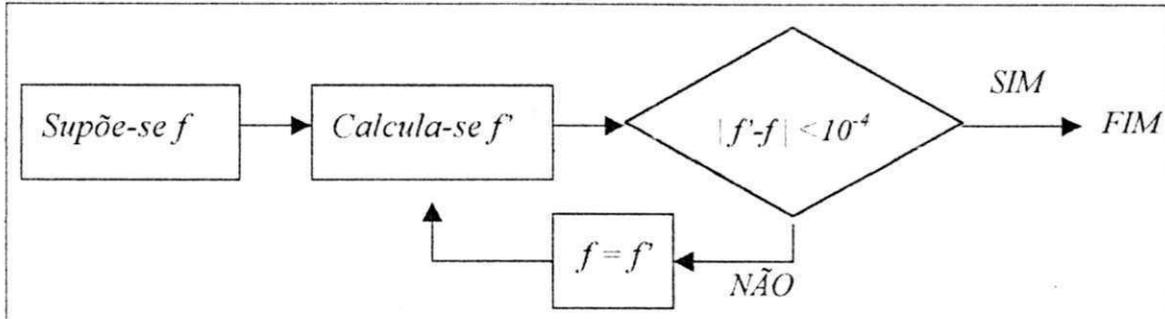


Figura 3.2 – Esquema para o cálculo do coeficiente de atrito f

Outra maneira de determinar o coeficiente de atrito é dada graficamente, através de um ábaco conhecido como *Diagrama de Moody*. Neste, o coeficiente de atrito é determinado diretamente a partir do número de Reynolds (Re) e da rugosidade relativa do tubo (ε/D).

Existem outras equações empíricas para a determinação da perda de carga, dentre elas, uma das mais empregadas no dimensionamento das tubulações dos sistemas de distribuição pressurizados é a *fórmula de Hazen-Williams*. Esta fórmula, com o seu fator numérico em unidades no Sistema Internacional (SI), é a seguinte:

$$j = 10,643 \cdot \frac{l}{D^{4,87}} \cdot \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,85} \quad (3.9)$$

onde:

j - é a perda de carga unitária, em m/m;

Q - é a vazão, em m³/s;

D - é o diâmetro interno da tubulação, em m;

C - é o coeficiente de atrito ou coeficiente de Hazen-Williams que depende da natureza (material e estado) das paredes do tubo, adimensional (Tabela 3.1).

Existe, também, para a determinação da perda de carga, a *fórmula de Manning*, uma das fórmulas empíricas mais conhecidas e utilizadas. Aplica-se praticamente a todos os tipos de condutos, tanto nos que a água escoar em lâmina livre, como nos escoamentos sob pressão. A expressão geral da mesma é dada por:

$$j = \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \quad (3.10)$$

onde:

j - é a perda de carga unitária, em m/m;

n - é o coeficiente de atrito ou coeficiente de Manning, adimensional;

V - é a velocidade, em m/s;

R - é o raio hidráulico, que é definido como sendo a relação entre a área molhada e o perímetro molhado da seção de escoamento, em m.

Para o caso específico de tubulações, a fórmula de Manning assume a seguinte forma (Gomes, 1999):

$$j = 6,36 \frac{n^2 \cdot V^2}{D^{1,33}} \quad (3.11)$$

onde:

D - é o diâmetro interno da tubulação, em m.

Na tabela 3.2 estão indicados os intervalos de flutuação dos valores do coeficiente de atrito de Manning para distintos materiais de fabricação dos tubos. Segundo a STRAPLAS (2000), o PRFV apresenta o coeficiente de atrito (C) da

fórmula de Hazen-Williams igual a 150 e o coeficiente de atrito de Manning (n) igual a 0,010.

Tabela 3.1 - Coeficiente de atrito (C) da fórmula de Hazen-Williams (Gomes, 1999)

<i>Material da Tubulação</i>	<i>C</i>
Polietileno	150
PVC	145
Cimento-amianto	140
Alumínio com conexão rápida	130
Aço galvanizado (novos e usados)	125
Concreto (acabamento liso)	130
Concreto (acabamento comum)	120
Ferro fundido (novos)	130
Ferro fundido (15 anos de uso)	100

Tabela 3.2 - Coeficiente de atrito de Manning (Gomes, 1999)

<i>Material da Tubulação</i>	<i>n</i>
Polietileno	0,007 – 0,009
PVC	0,008 – 0,010
Aço	0,009 – 0,012
Ferro Fundido	0,012 – 0,017
Ferro Fundido Revestido de Argamassa	0,011 – 0,014
Cimento-amianto	0,010 – 0,012
Concreto	0,011 – 0,014

Quanto à escolha da fórmula para calcular a perda de carga, Gomes (1999) faz algumas observações:

- No dimensionamento de sistemas sempre existirão incertezas sobre o grau de exatidão alcançado no cálculo da perda de carga, independentemente da fórmula utilizada. Uma margem de imprecisão de até 10 % nos valores das perdas contínuas calculadas para o dimensionamento dos sistemas de distribuição não tem importância prática.
- Não adianta tentar alcançar uma melhor precisão na fórmula de cálculo empregada quando existem outros fatores, tais como, as perdas de carga localizadas das peças especiais ou das juntas, ou a própria rugosidade dos

tubos, que não podem ser avaliadas com exatidão e no entanto, têm grande repercussão sobre o resultado total da perda de energia.

A norma NBR 12215 (NB 591) da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) - *Projeto de adutora de água para abastecimento público*, prefere o uso da fórmula Universal para o cálculo de adutoras em sistemas de distribuição de água. Deste modo, preferiu-se o uso desta fórmula neste trabalho.

3.2.2 - Perdas de Carga Localizadas

Essas perdas são denominadas locais, localizadas, acidentais ou singulares, pelo fato de decorrerem especificamente de pontos ou partes bem determinadas da tubulação, ao contrário do que acontece com as perdas em consequência do escoamento ao longo dos encanamentos. Em uma singularidade ou peça especial do conduto, a perda de carga localizada depende de diversos parâmetros de difícil determinação. Pode ser avaliada como uma porcentagem da carga cinética existente imediatamente à jusante do ponto onde ocorra a perda, e pode ser dada por:

$$J = k \frac{V^2}{2.g} \quad (3.12)$$

onde:

J - é a perda de carga localizada, em mca;

k - é o coeficiente da perda correspondente à peça especial considerada;

V - é a velocidade média do fluxo imediatamente à jusante da peça, em m/s;

g - é a aceleração da gravidade, em m/s²;

$\frac{V^2}{2g}$ - é a energia cinética por unidade de peso ou carga cinética.

O coeficiente da perda de carga (k) se determina experimentalmente e seu valor varia segundo o tipo e diâmetro da peça especial. A sua padronização é bastante complexa, tendo em vista que para cada peça existe uma grande variedade de modelos e de fabricantes.

De acordo com Gomes (1999), na prática, as perdas localizadas de todas as peças especiais são estimadas como sendo uma porcentagem das perdas totais por atrito no sistema de tubulações. Essa porcentagem, que varia entre 10 e 20 %, não considera as perdas localizadas ocasionadas nas peças especiais de regulação e controle da rede hidráulica (filtros, reguladores de pressão, limitadores de vazão, etc) pois produzem perdas acentuadas, que devem ser computadas separadamente no cálculo total da perda requerida no sistema. Outro procedimento prático é computá-las indiretamente, alterando (para mais ou para menos) o coeficiente de atrito utilizado no cálculo das perdas contínuas.

“As perdas localizadas podem ser desprezadas nas tubulações longas cujo comprimento exceda cerca de 4.000 vezes o diâmetro. São ainda desprezíveis nas canalizações em que a velocidade é baixa e o número de peças não é grande. Assim, por exemplo, as perdas localizadas podem não ser levadas em conta nos cálculos das linhas adutoras, redes de distribuição, etc.” (Azevedo Netto, 1998).

3.3 – Pressões Máximas nas Tubulações

Segundo Gomes (1999), no funcionamento de sistemas de tubulações pressurizadas, as tubulações se submetem a esforços internos hidráulicos, produzidos pelas pressões *estáticas* e *dinâmicas*, e por possíveis *sobrepessões* e *depressões* originadas dos golpes de aríete, que podem ocorrer devido às perturbações no sistema. É necessário conhecer, portanto, os esforços hidráulicos máximos que poderão atuar nas tubulações para a correta seleção das classes ou pressões nominais dos tubos.

O sistema de tubulações estará submetido à pressão estática (representada pela linha piezométrica horizontal na figura 3.2) sempre que a vazão transportada por esta seja nula. Esta situação tem sempre uma notável influência no dimensionamento mecânico das tubulações, sobretudo, naqueles sistemas que se mantêm permanentemente em carga, com altura piezométrica de cabeceira sensivelmente constante para qualquer vazão requerida. Tal estado é característico das redes com carga natural ou com bombeamento na cabeceira, e se apresenta nos momentos de consumo nulo. Nesta situação, a rede hidráulica estará submetida às pressões estáticas iguais, em

cada ponto, à diferença entre a cota piezométrica de cabeceira e a cota do terreno onde está instalada a tubulação. (Gomes, 1999).

Em uma rede de distribuição que abastece muitas parcelas, uma das situações extremas que pode ocorrer é aquela na qual somente uma ou poucas tomadas d'água estejam funcionando. Nesta condição, as vazões transportadas pela maioria dos trechos serão bem menores do que as de projeto, e conseqüentemente as perdas de carga, ao longo de toda a rede, serão também muito pequenas (as perdas variam com o quadrado das descargas). Como resultado, praticamente todas as tubulações da rede de distribuição estarão submetidas às cargas, cujos valores estarão próximos das pressões estáticas máximas. A outra situação extrema se apresenta quando a rede está em plena carga, com todas as tomadas d'água abertas. Neste caso as tubulações estarão submetidas às pressões dinâmicas de projeto, que são as pressões mínimas necessárias para alimentar os sistemas. (Gomes, 1999).

A figura 3.3 mostra a variação das pressões estáticas e dinâmicas, ao longo de um trecho de tubulação, em que H_d é a carga disponível no ponto inicial e H_r é a pressão requerida no final do trecho.

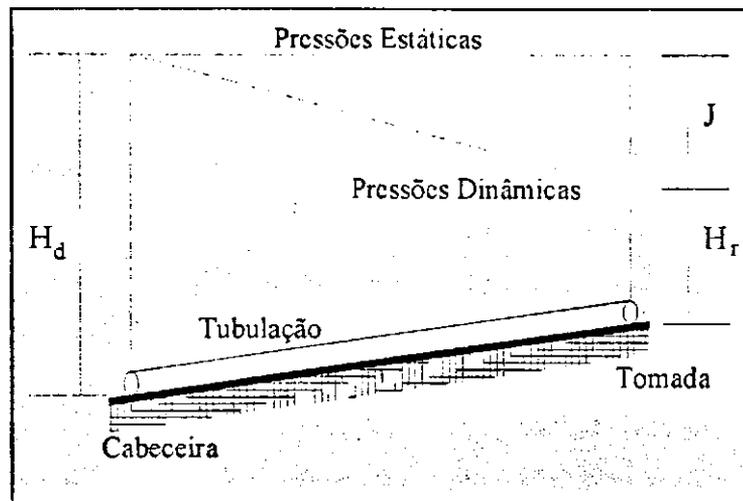


Figura 3.3 – Variação da pressão estática e dinâmica ao longo de uma tubulação.

Fonte: Gomes, 1999.

Combinados com ambas situações extremas, ou com qualquer outra intermediária possível, em uma rede de distribuição se produzem habitualmente fenômenos hidráulicos transitórios, motivados por ajuste do fluxo d'água em algum ponto dos condutos. Tal situação pode ser provocada pela manobra de uma válvula de retenção, pela expulsão do ar contido no interior das tubulações, pela parada do sistema de bombeamento, etc. As sobrepressões e as depressões, produzidas por estes golpes de

ariete poderão romper as tubulações, caso estas não estejam devidamente dimensionadas para suportá-las. (Gomes, 1999).

A determinação das sobrepressões decorrentes dos golpes de aríete nas redes de distribuição é extremamente complexa. Na prática, estes esforços se determinam de forma indireta, superestimando as cargas estáticas ou dinâmicas que atuam na rede. Para a estimativa das máximas sobrepressões sobre as tubulações, Bonnal (1968) apud Gomes (1999) propõe acrescentar 4 atm às pressões estáticas de toda rede, enquanto Granados (1990) recomenda uma escala de acréscimo, sobre as pressões estáticas ou dinâmicas (seleciona-se a mais desfavorável), em função do diâmetro da tubulação (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 - Escala de acréscimo da pressão estática e dinâmica em função do diâmetro da tubulação.

<i>Diâmetro (mm)</i>	<i>Acréscimo sobre a pressão</i>	
	<i>Estática</i>	<i>Dinâmica</i>
≤ 200	3,0	4,0
250	2,0	3,5
300	1,0	3,0
350	0,5	2,5
400	0,5	2,0
450	0,5	1,5
≥ 500	0,5	1,0

As pressões hidráulicas máximas que podem atuar em cada ponto das tubulações das redes de distribuição (provocadas pelas pressões estáticas, dinâmicas ou pelas sobrepressões decorrentes dos golpes de aríete) são conhecidas como pressões de trabalho. O projetista deve estimar as situações mais desfavoráveis dos esforços hidráulicos para determinar as pressões de trabalho ao longo dos trechos da rede de distribuição. Os tubos que irão compor cada trecho da rede deverão possuir suas resistências mecânicas (caracterizadas por suas pressões nominais) adequadas, em função das pressões de trabalho que possam atuar sobre eles. (Gomes, 1999).

Para cada tubo, especificado por seu material de fabricação e diâmetro nominal, existem várias classes e/ou pressões nominais, que classificam suas resistências mecânicas, com respeito às pressões hidráulicas internas. Dessa forma, em função da pressão de trabalho (*PT*) e do coeficiente de segurança do tubo, seleciona-se a classe e/ou pressão nominal (*PN*) da tubulação. (Gomes, 1999).

Nos tubos de material homogêneo como plástico (PVC ou polietileno), aço, ferro fundido ou cimento-amianto, as pressões nominais são estabelecidas em função da tensão admissível do material (σ_{adm}) e das características geométricas da seção transversal (espessura e diâmetro).

3.4 – *Velocidade Máxima Admissível*

No transporte de uma determinada vazão (Q) por uma tubulação, sabe-se através da equação da continuidade ($Q = A \cdot V$), que quanto maior for a velocidade do fluxo, menor será o diâmetro necessário do tubo, e conseqüentemente, uma tubulação mais barata. Porém, ao aumentar a velocidade de circulação da água, ocorrerão maiores perdas de carga, as tubulações poderão ser danificadas pelos golpes de ariete, haverá maiores desgastes nos tubos e nas peças (conexões, registros, válvulas, etc.), o sistema de tubulações sofrerá maiores vibrações e outros fenômenos associados ao aumento da velocidade do fluxo.

A velocidade máxima da água nos encanamentos, geralmente depende dos seguintes fatores (Azevedo Netto, 1998):

- Condições econômicas;
- Condições relacionadas ao bom funcionamento dos sistemas;
- Possibilidade de ocorrência de efeitos nocivos (sobrepensões prejudiciais);
- Limitação da perda de carga;
- Desgaste das tubulações e peças acessórias (erosão);
- Controle da corrosão;
- Ruídos desagradáveis.

Recentemente, os limites de velocidade máxima praticados em dimensionamento de tubo vêm sendo extrapolados por diversos pesquisadores. A tendência de aumentar-se os valores recomendados está baseada em critérios empíricos adquiridos através da experiência prática dos autores que os recomendam. Eles asseguram que os limites existentes são muito baixos e, objetivando compatibilizar o custo da tubulação com a segurança do sistema, estabelecem novos limites para as

velocidades máxima do fluxo nas tubulações em função dos seus diâmetros, dos custos dos tubos e do risco de danos admitido. (Leal, 1995).

Em sistemas de distribuição de água em geral, Granados (1990) admite valores de velocidades máximas até 2,0 m/s para diâmetros menores ou iguais a 250 mm, para os diâmetros entre 300 e 1000 mm recomenda velocidades entre 2,1 e 3,0 m/s e para diâmetros acima de 1000 mm ele propõe a fórmula $V_{max} = 2 + D$, para D em metros.

Clement e Gallant (1986) apud Formiga (1999) recomendam valores entre 1,8 a 3,0 m/s, enquanto Walski (1985) admite velocidades máximas menores que 2,4 m/s na hora de pico de vazão em sistemas de abastecimento urbano. Alzamora e Tárrega (1987) propõem velocidades entre 0,6 e 2,25 m/s.

A tabela 3.4 fornece alguns limites de velocidade máxima recomendados por alguns autores, em função do diâmetro das tubulações (Leal, 1995).

Tabela 3.4 - Limites de V_{max} em função dos diâmetros das tubulações.

Diâmetro (mm)	V_{max} (m/s)	
	I	II
≤ 100	1,80	2,00
150	1,95	2,00
200	2,05	2,00
250	2,15	2,00
300	2,25	2,10
350	2,30	2,20
400	2,50	2,30
450	2,85	2,40
500	2,85	2,50
600	3,10	2,60
700	-	2,70
800	-	2,80
900	-	2,90
> 1000	-	2 + D

I - Valores recomendados por Clement e Gallant (1986). (Formiga, 1999)

II - Valores recomendados por Granados (1990).

Para as adutoras recomenda-se para limite de velocidade da água nas tubulações os valores dados na tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Velocidade limite nas tubulações (CETESB)

<i>Material do Tubo</i>	<i>Velocidade Máxima (m/s)</i>
Plásticos	4,5
Ferro fundido	4,0 a 6,0
Cimento amianto	4,5 a 5,0
Aço	6,0
Concreto	4,5 a 5,0

Fonte: Melo (1996)

3.5 – Feixe de Conduitos - Sistema de Conduitos em Paralelo

Segundo Azevedo Netto (1998), um sistema de tubulações é equivalente a outro sistema ou a uma tubulação simples quando ele é capaz de conduzir a mesma vazão com a mesma perda de carga total (com a mesma energia). Podem ser considerados os seguintes casos: a) uma tubulação simples equivalente à outra; b) uma tubulação equivalente a um sistema de tubulações: em série; em paralelo ou malhados.

Determina-se o diâmetro ou o comprimento de uma canalização equivalente com o objetivo de se estudar a substituição de canalizações.

Uma combinação de dois ou mais tubos ligados de modo que o escoamento seja dividido entre os tubos e a seguir novamente unificado, é um sistema de conduitos em paralelo. Com tubos em série a vazão é a mesma nos tubos e as perdas de carga são somadas; entretanto, com tubos em paralelo, as perdas de carga são as mesmas em todos os conduitos e as vazões são somadas (Figura 3.4). (Streeter, 1982).

O problema dos conduitos em paralelo pode ser resolvido com o auxílio da equação da continuidade, a qual dá (Neves, 1982):

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad (3.11)$$

e das equações que exprimem as perdas de carga totais entre os pontos extremos do sistema, as quais são as mesmas em qualquer dos conduitos que o constituem, pois as cotas piezométricas desses pontos são comuns a todos eles.

$$h_p = k \frac{Q_1^2}{D_1^5} l_1 = k \frac{Q_2^2}{D_2^5} l_2 = k \frac{Q_3^2}{D_3^5} l_3 \quad (3.12)$$

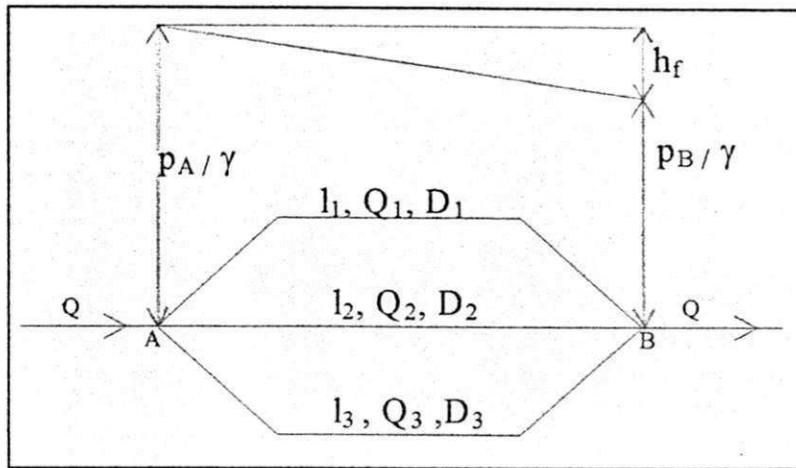


Figura 3.4 – Sistema de condutos em paralelo
Fonte: (Neves, 1982)

Um problema que freqüentemente aparece na prática o da substituição de diversos condutos em paralelo por um único a eles equivalente, no qual, evidentemente (Neves, 1982):

$$h_p = k \frac{Q^2}{D^5} L \quad (3.13)$$

Extraindo os valores de Q_1 , Q_2 e Q_3 em (3.12), e o de Q em (3.13), e substituindo-os na equação da continuidade (3.11) e simplificando, obtém-se a relação (Neves, 1982):

$$\sqrt{\frac{D^5}{L}} = \sqrt{\frac{D_1^5}{l_1}} + \sqrt{\frac{D_2^5}{l_2}} + \sqrt{\frac{D_3^5}{l_2}} \quad (3.14)$$

Se $l_1 = l_2 = l_3 = L$,

$$\sqrt{D^5} = \sqrt{D_1^5} + \sqrt{D_2^5} + \sqrt{D_3^5}, \quad (3.15)$$

e se todos os condutos têm o mesmo diâmetro,

$$\sqrt{D^5} = n\sqrt{D_1^5}, \quad D = n^{2/5}D_1 \quad (3.16)$$

Outro problema de interesse prático é o da determinação das vazões nos diferentes condutos do feixe, em função dos seus diâmetros e da vazão total do sistema. Arbitrando uma perda de carga y entre os pontos A e B , as vazões q_1 , q_2 e q_3 em cada um dos condutos serão (Neves, 1982):

$$q_1 = K \sqrt{\frac{y}{l_1}} \sqrt{D_1^5}$$

$$q_2 = K \sqrt{\frac{y}{l_2}} \sqrt{D_2^5} \quad (3.17)$$

$$q_3 = K \sqrt{\frac{y}{l_3}} \sqrt{D_3^5}$$

e a vazão total do sistema, para a perda de carga y ,

$$q = q_1 + q_2 + q_3 \quad (3.18)$$

Dividindo essa vazão fictícia q pela vazão real $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$, pode-se escrever (Neves, 1982):

$$\frac{q}{Q} = \frac{q_1}{Q_1} + \frac{q_2}{Q_1} + \frac{q_3}{Q_1} = \frac{q_1}{Q_1} = \frac{q_2}{Q_1} = \frac{q_3}{Q_1}, \quad (3.19)$$

e, finalmente (Neves, 1982):

$$Q_1 = q_1 \frac{Q}{q}, \quad Q_2 = q_2 \frac{Q}{q}, \quad Q_3 = q_3 \frac{Q}{q} \quad (3.20)$$

relações pelas quais se determinam as vazões nos diversos condutos, em função da vazão total real e das vazões auxiliares q .

CAPÍTULO IV

METODOLOGIAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ADUTORAS

Os métodos descritos a seguir foram aplicados no trabalho e escolhidos devido à facilidade de uso dos mesmos, sendo de mais fácil compreensão e aplicação, também, por se tratarem de metodologias ainda desconhecidas, como forma de se testar os mesmos e comprovar sua validade em relação aos métodos ainda hoje utilizados, como o método clássico de Bresse e, ainda, devido à dificuldade em se obter informações quanto a novas metodologias de dimensionamento econômico de adutoras. Dentre a bibliografia consultada para a realização deste trabalho foi encontrado um reduzido número de artigos e material com relação a este tema.

No intuito de serem efetivamente adotados por qualquer profissional da área que deseje dimensionar uma adutora ou mesmo pesquisar, estes métodos foram, neste trabalho, melhorados de modo a reduzir as dificuldades dos mesmos, descritos com detalhes, testados e comparados para vários casos, e que serão expostos, posteriormente, no capítulo VI, Análise de Resultados e Discussão – Estudos de Casos.

4.1 - Adução por Recalque

As linhas de recalque funcionam sempre como conduto forçado, apresentando, assim, comportamento hidráulico muito semelhante às adutoras por gravidade em conduto forçado. Diferem delas pelo fato de a energia para o escoamento lhes ser dada por um conjunto elevatório, acionado por uma fonte de energia.

O dimensionamento hidráulico de um conduto sobre pressão consiste em determinar a vazão (Q), a velocidade média de circulação da água (V), o diâmetro do tubo (D) e também a perda de carga no sistema (h_f). Para tanto, dispõe-se apenas de duas equações, que são a da continuidade (equação 3.1) e a da perda de carga ao longo do conduto (Equação 3.3).

Sendo a vazão geralmente dada, como parâmetro conhecido do projeto, como será exposto a seguir, no item 4.1.1, restam assim, três variáveis (V , D , h_f), para somente duas equações. Observa-se então, que o dimensionamento de uma adutora é um problema hidráulicamente indeterminado, já que existem mais incógnitas do que equações disponíveis, podendo haver inúmeras soluções para o diâmetro (e para a velocidade) que atendem à vazão demandada. Essa indeterminação pode ser superada admitindo-se uma restrição hidráulica ao problema, que pode ser uma perda de carga máxima admissível no conduto, uma velocidade recomendada de escoamento, ou então, admitindo-se um diâmetro já normalizado, dentre os comercialmente disponíveis.

A metodologia, no entanto, mais adequada para resolver esse problema se constitui na introdução do critério econômico de se buscar a alternativa de projeto que minimize o custo total do sistema, composto pelo custo de implantação (tubos, bombas, etc) e o de operação (energia elétrica, manutenção do sistema, segurança, limpeza do local, etc.). Atualmente, torna-se cada vez mais evidente que as obras de engenharia devem atender não só a viabilidade técnica mas também a econômica. Deste modo a escolha do diâmetro deve se dar de tal forma que o tubo escolhido, além satisfazer às necessidades hidráulicas corretamente, seja o que acarrete um menor custo conjunto de instalação e operação.

Os custos de implantação e de operação são antagônicos, ou seja, quando um aumenta o outro diminui e vice-versa. Ao se escolher um diâmetro menor para a adutora, haverá uma diminuição no seu custo de implantação, mas, em contrapartida, o custo de operação (energético) será maior. De modo contrário, ao se optar por um diâmetro maior haverá uma diminuição no custo de operação, por conta da diminuição das perdas de carga, e um aumento no custo de implantação da adutora (Figura 4.1).

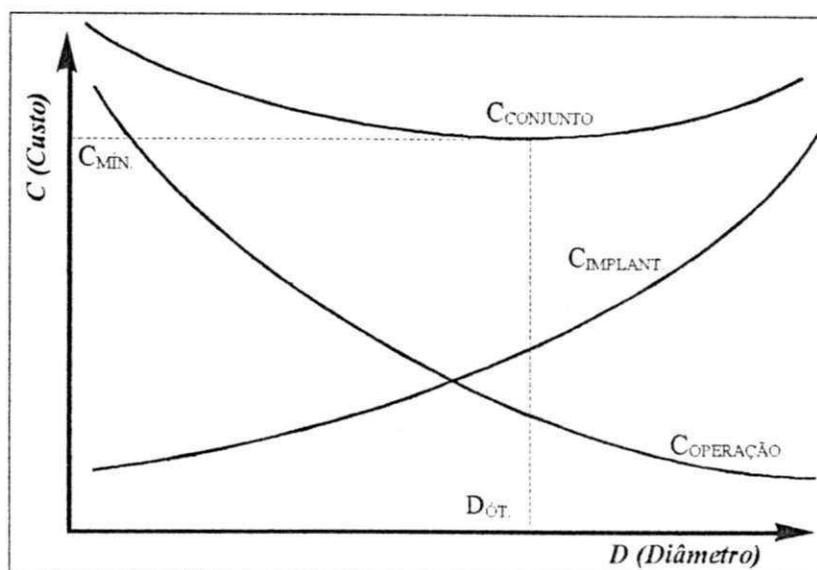


Figura 4.1 - Variação do custo total do sistema, segundo o diâmetro da adutora
 Fonte: Alzamora e Tárrega (1987)

Há uma apreciada diminuição da perda de carga quando se aumenta o diâmetro da tubulação, já que esta varia com o inverso da quinta potência do diâmetro, como se pode observar na fórmula de Darcy-Weisbach (Equação 3.4), barateando assim, a energia que será gasta no decorrer da utilização da instalação. De maneira oposta, quando ocorre um aumento do diâmetro utilizado, aumentar-se-á o custo total de investimento da tubulação, pois quanto maior o diâmetro de um tubo, constituído por um mesmo material e de uma mesma classe, maior será o custo da implantação. Assim sendo, faz-se necessário determinar um diâmetro ótimo para a tubulação, de tal forma que se obtenha, para uma vazão determinada, o menor custo do sistema, composto este pela soma do custo de implantação, e o custo de operação, cujo peso maior deste último corresponde ao gasto de energia elétrica. O custo de implantação compreende o custo dos tubos, das peças de conexão, do conjunto moto-bomba, e as despesas com escavação e montagem.

4.1.1– Vazão de Adução Demandada

Normalmente, os sistemas são providos de reservatórios de distribuição de capacidade suficiente para funcionar com volante para as variações horárias de consumo

para atender à vazão média do dia de maior consumo, de modo que as instalações situadas à montante não precisam ser dimensionadas com o coeficiente da hora de maior consumo (k_2). É o caso mais freqüente na prática. A adutora deve ser dimensionada para atender à vazão média do dia de maior consumo.

A adução poderá ser contínua, funcionando 24 horas por dia, ou intermitente, funcionando apenas algumas horas por dia.

Para adução contínua, tem-se para a vazão, a seguinte equação:

$$Q = k_1 \cdot q \cdot p \quad (4.1)$$

sendo:

Q - é a vazão de adução, em l/dia;

k_1 - é o coeficiente do dia de maior consumo; é a relação entre o valor do consumo máximo diário ocorrido em um ano e o consumo diário relativo a esse ano;

q - é a cota média diária “per capita”, em l/hab.dia;

p - é a população a ser abastecida, em hab.

A vazão também poderá ser dada por:

$$Q = \frac{k_1 \cdot q \cdot p}{86400} \quad (4.2)$$

onde Q é a vazão de adução dada em l/s

Para adução intermitente, tem-se para a vazão, a seguinte equação:

$$Q = \frac{k_1 \cdot q \cdot p}{n} \quad (4.3)$$

sendo:

Q - é a vazão de adução, em l/h;

n - é o número de horas de funcionamento diário da adutora;

A vazão também poderá ser dada por:

$$Q = \frac{k_1 \cdot q \cdot p}{3600 \cdot n} \quad (4.4)$$

onde Q é a vazão de adução dada em l/s

A norma da ABNT, NBR 12215/1991 (NB 591) define as condições gerais e específicas para o projeto de adutora de água para abastecimento público.

4.2 – Metodologias de Dimensionamento Aplicadas

Foram aplicadas neste trabalho, quatro metodologias de dimensionamento econômico de linhas adutoras. A fórmula clássica de Bresse, o método baseado no peso das tubulações onde o custo da tubulação é proporcional ao peso da mesma, o método da variação linear dos custos das tubulações onde o custo da tubulação varia linearmente com o diâmetro da mesma e o quarto método, da avaliação real dos custos, onde são calculados os custos reais de operação e de implantação para uma determinada gama de diâmetros comerciais disponíveis, cujo ótimo será aquele que proporciona um menor custo do sistema.

4.2.1 - Fórmula de Bresse

A fórmula de Bresse foi uma das primeiras fórmulas da hidráulica para o dimensionamento econômico de tubulações, e que, ainda hoje é usada. Ela é expressa da seguinte forma:

$$D = K \cdot \sqrt{Q} \quad (4.5)$$

onde:

Q - é vazão de adução, em m³/s;

D - é o diâmetro da tubulação, em m;

K - é o coeficiente de Bresse.

Empregando a fórmula de Bresse encontra-se um diâmetro diferente do comercialmente utilizado, portanto é necessário que o projetista adote um valor comercial mais próximo.

O critério de dimensionamento desenvolvido por Bresse é muito simples porém conservador, servindo apenas como uma primeira aproximação (pré-dimensionamento) para obtenção do diâmetro ótimo, sendo conveniente uma pesquisa

econômica em que sejam investigados os diâmetros mais próximos, inferiores e superiores. Este critério tem um grau de incerteza muito alto, já que o coeficiente K é função de diversos fatores e deve ser arbitrado conforme a experiência do projetista, o que o torna relativamente impreciso, em se tratando de economia da tubulação.

O coeficiente K depende do peso específico da água, do regime de trabalho e do rendimento do conjunto elevatório, da natureza do material da tubulação, e dos preços vigentes da unidade de potência do conjunto elevatório e da unidade de comprimento do tubo do material utilizado de diâmetro unitário. (Azevedo Netto et al., 1975)

Segundo Ávila (1975), o coeficiente K varia de 0,70 a 1,60. Na verdade, a adoção da fórmula de Bresse equivale à fixação de uma velocidade média de circulação da água a que se denomina velocidade econômica.

Através da equação da continuidade (Equação 3.1) tem-se:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (4.6)$$

onde A é a área da seção transversal da tubulação.

E, portanto:

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (4.7)$$

Substituindo a equação (4.5) na (4.7), tem-se:

$$V = \frac{4}{\pi \cdot K^2} \quad (4.8)$$

E, então, a equação para determinação do coeficiente K de Bresse:

$$K = \sqrt{\frac{4}{\pi \cdot V}} \quad (4.9)$$

Os valores da velocidade média e do respectivo valor de K , segundo Ávila (1975) são mostrados no tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Velocidade Média Econômica para Tubulações

<i>Tipo de Tubo</i>	<i>Velocidade (m/s)</i>	<i>Coefficiente de Bresse (K)</i>
Tubulação de Sucção em Bombas Centrífigas	0,50 a 1,00	1,10 a 1,60
Tubo de Descarga em Bombas	1,50 a 2,00	0,70 a 1,00
Redes de Distribuição para Água Potável		
Tubulação Principal	1,00 a 2,00	0,70 a 1,10
Tubulação Lateral	0,50 a 0,70	1,30 a 1,60
Tubos de Grande Diâmetro	1,50 a 3,00	0,70 a 1,00
Tubulações em Usinas Hidroelétricas		
Inclinação e Diâmetros Pequenos	2,00 a 4,00	0,60 a 0,80
Inclinação e Diâmetros Grandes	3,60 a 8,00	0,40 a 0,60
Horizontais e Grande Extensão	1,00 a 3,00	0,70 a 1,10

Fonte: Avila, 1975.

Com o advento de novas ferramentas metodológicas, principalmente nas áreas de pesquisa operacional, têm-se desenvolvidos critérios mais precisos de dimensionamento de tubulações sob pressão. Alzamora & Tárrega (1987) descrevem três metodologias.

- Método baseado no peso das tubulações;
- Método da variação linear dos custos das tubulações;
- Método da avaliação real dos custos das tubulações.

Os itens seguintes comentam sobre tais metodologias.

4.2.2 - Método Baseado no Peso das Tubulações

O método de Melzer (1964), baseado no peso das tubulações, parte da hipótese de que o custo da tubulação é proporcional ao peso da mesma.

Inicialmente, faz-se um estudo dos esforços hidráulicos a que estão submetidas as tubulações que conduzem água.

A pressão interna provocada pela água em circulação no tubo cria tensões radiais sobre a parede do tubo que fazem o material trabalhar à tração. A espessura das paredes do tubo deve ser calculada em função da pressão a que trabalhe a mesma.

Desta forma, quando se pretende projetar uma instalação, um dado importante que se deve ter em mente é o da pressão interna que a tubulação será capaz de suportar. Esta será função da relação entre a espessura das paredes do tubo e o diâmetro do mesmo, assim como do material empregado.

A expressão que une todos estes parâmetros pode ser obtida facilmente, para isto considera-se um tubo de comprimento unitário no qual a espessura das paredes (e) seja muito menor que o diâmetro interno do tubo (D) (Figura 4.2.a).

A pressão interna será chamada de p e a tensão submetida pelo material de σ .

A metade superior do tubo (acima do plano AB) estará em equilíbrio sob a força vertical (F_v), decorrente dos esforços internos (p) radialmente distribuídos, e das reações ($\sigma \cdot e$) em A e B, que são normais à seção longitudinal do tubo (Figura 4.2.b).

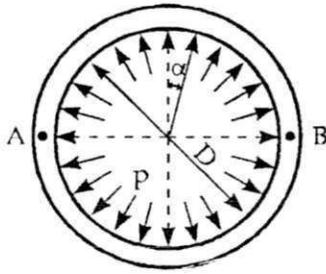


Figura 4.2.a - Seção transversal de um tubo submetido à pressão interna p

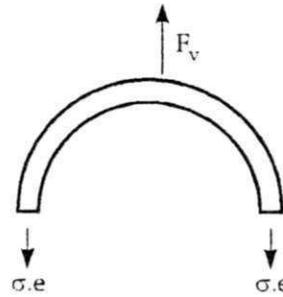


Figura 4.2.b – Equilíbrio de forças

A resultante das forças interiores será composta por:

- Componente vertical (F_v):

$$F_v = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} p \cdot \cos\alpha \cdot dS = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} p \cdot \frac{D}{2} \cdot \cos\alpha \cdot d\alpha = p \cdot D \quad (4.10)$$

- Componente horizontal (F_h):

$$F_h = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} p \sin\alpha \cdot dS = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} p \cdot \frac{D}{2} \cdot \sin\alpha \cdot d\alpha = 0 \quad (4.11)$$

O equilíbrio entre a componente vertical e as reações normais nas paredes do tubo proporciona:

$$p \cdot D = \sigma \cdot e + \sigma \cdot e$$

$$\begin{aligned}
 p \cdot D &= \sigma \cdot e + \sigma \cdot e \\
 p \cdot D &= 2 \cdot \sigma \cdot e
 \end{aligned}
 \tag{4.12}$$

Logo, a tensão a que estará submetido o material será:

$$\sigma = \frac{p \cdot D}{2 \cdot e}
 \tag{4.13}$$

que terá que ser, em qualquer caso, inferior à σ_{adm} do mesmo.

As condições limite se alcançarão quando $\sigma = \sigma_{adm}$, de maneira que a máxima pressão ou pressão de ruptura que a tubulação poderá suportar será:

$$p_{max} = p_r = \frac{2 \cdot e \cdot \sigma_{adm}}{D}
 \tag{4.14}$$

A espessura das paredes do tubo será dada por:

$$e = \frac{p_r \cdot D}{2 \cdot \sigma}
 \tag{4.15}$$

sendo:

p_r - é a pressão de ruptura;

σ - é a tensão máxima admissível à tração do material;

D - é o diâmetro da tubulação.

A área de um anel circular é dada por:

$$A = \pi \cdot \left(\frac{D_{ex}^2 - D^2}{4} \right)
 \tag{4.16}$$

onde:

D_{ex} - é o diâmetro externo do anel;

D - é o diâmetro interno do anel.

O peso por metro de comprimento será igual a:

$$\begin{aligned}
 \text{Peso} &= \gamma \cdot V \\
 \text{Peso} &= \gamma \cdot \pi \left[\frac{(D + 2e)^2 - D^2}{4} \right] = \gamma \cdot \pi (eD + e^2)
 \end{aligned}
 \tag{4.17}$$

onde:

γ - é o peso específico do material;

V - é o volume do tubo com 1 metro de comprimento

Substituindo a equação (4.15) na equação (4.17) tem-se:

$$Peso = \gamma \cdot \pi \cdot \frac{p_r}{2\sigma} \left(1 + \frac{p_r}{2\sigma} \right) D^2 \quad (4.18)$$

a partir da qual conclui-se que o peso, e portanto o preço da tubulação, é proporcional ao quadrado do diâmetro, de modo que a expressão do custo será:

$$C(D) = C \cdot D^2 \quad (4.19)$$

em que:

$C(D)$ - é o custo da tubulação por metro de comprimento, em R\$/m;

C - é o custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro, em R\$/m² . m;

D - é o diâmetro do tubo, em m.

O custo total do sistema de recalque é composto de duas partes distintas: a que se refere aos *custos de instalação do sistema* e a outra se refere à *energia gasta pelo propulsor para recalcar a água até o seu destino final, ou custo de operação*.

No que se refere à instalação, tem-se a equação que calcula o investimento:

$$I = C(D) \cdot L$$

$$I = C \cdot D^2 \cdot L \quad (\text{R\$}) \quad (4.20)$$

onde L é o comprimento da tubulação em metros.

Como a instalação deve ter uma vida útil, deve-se conhecer a amortização anual do investimento. Assim, define-se o coeficiente de amortização, a , que é obtido por juros compostos e dado pela expressão:

$$a = \frac{(1+r)^T \cdot r}{(1+r)^T - 1} \quad (4.21)$$

onde:

r - é a taxa de juros anual, em decimal;

T - é o período de amortização que normalmente é considerado como sendo igual à vida útil da instalação, em anos.

Assim, os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = I \cdot a$$

$$\underline{C_{INST} = C \cdot D^2 \cdot L \cdot a} \quad (\text{reais/ano}) \quad (4.22)$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = P \cdot n \cdot p \quad (4.23)$$

onde:

P - é a potência do conjunto moto-bomba, em kW;

n - é o número anual de horas de funcionamento do conjunto moto-bomba, em horas/ano;

p - é o preço do kWh, em RS/kWh.

Para o cálculo da potência consumida pelo conjunto moto-bomba, tem-se a seguinte expressão:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_{man}}{\eta} \quad (4.24)$$

onde:

P - é a potência do conjunto moto-bomba, em W;

γ - é o peso específico da água, igual a 9.810 N/m³;

Q - é a vazão requerida, em m³/s;

H_{man} - é a altura manométrica, em m;

η - é o rendimento global do conjunto moto-bomba, em decimal.

Para transformar a potência para kW divide-se por 1000, tem-se então:

$$P = \frac{9.810 \cdot Q \cdot H_{man}}{1.000 \cdot \eta} = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_g + h_f)}{\eta} \quad (4.25)$$

onde:

P - é a potência do conjunto moto-bomba, em kW;

H_g - é a altura geométrica de elevação, em m;

h_f - corresponde às perdas de carga na instalação, em m.

Assim, a equação para os custos energéticos anuais (Equação 4.23) se tornará, substituindo a equação 4.25:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_s + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \quad (\text{reais/ano}) \quad (4.26)$$

O custo total anual da instalação ($C_T(D)$) é composto pela soma dos custos de instalação do sistema mais os custos energéticos, e será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e \quad (4.27)$$

Substituindo as equações 4.22 e 4.26 na equação acima tem-se:

$$C_T(D) = C \cdot D^2 \cdot L \cdot a + \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_s + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \quad (4.28)$$

Segundo Darcy-Weisbach (equação 3.4), as perdas de carga serão dadas pela expressão:

$$h_f = \beta \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5} \quad (4.29)$$

onde:

β - é o coeficiente de perdas de Darcy-Weisbach e igual a $\beta = \frac{8 \cdot f}{\pi^2 \cdot g}$;

f - é o coeficiente de atrito do tubo (equação 3.6).

Q - é a vazão requerida, em m³/s;

Finalmente, a equação para o custo total anual da instalação (Equação 4.28) será:

$$C_T(D) = C \cdot D^2 \cdot L \cdot a + \frac{9,81 \cdot Q \cdot \left(H_s + \beta \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5} \right)}{\eta} \cdot n \cdot p \quad (4.30)$$

Derivando $C_T(D)$ em relação ao diâmetro e igualando a zero para se obter o valor que minimiza tal função, tem-se:

$$\frac{dC_T(D)}{dD} = 2 \cdot C \cdot D \cdot L \cdot a + \frac{9,81 \cdot Q^3 \cdot \beta \cdot L \cdot (-5) \cdot D^{-6}}{\eta} \cdot n \cdot p = 0 \quad (4.31)$$

$$2 \cdot C \cdot D \cdot L \cdot a - \frac{49,05 \cdot Q^3 \cdot \beta \cdot L}{D^6 \cdot \eta} \cdot n \cdot p = 0$$

$$2 \cdot C \cdot D \cdot L \cdot a = \frac{49,05 \cdot Q^3 \cdot \beta \cdot L}{D^6 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Resultando na expressão para o diâmetro ótimo da tubulação:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} \quad (4.32)$$

O diâmetro ótimo obtido na equação 4.32 deve ser aproximado para o comercial mais próximo, que poderá ser o consecutivo superior ou inferior. A aproximação para o consecutivo superior se dará quando o valor do diâmetro ótimo teórico calculado esteja mais próximo do valor do diâmetro comercial consecutivo superior. Caso contrário a aproximação deverá ocorrer para o valor do diâmetro comercial consecutivo inferior. Isto se deve ao fato de que se o arredondamento for sempre feito para o diâmetro comercial superior, levará a maiores custos devido ao preço do tubo maior levar a um maior dispêndio, e também, quando o diâmetro é aumentado, ocorre diminuição da velocidade e assim, os efeitos de cavitação.

4.2.3 - Método da Variação Linear dos Custos das Tubulações

O método de Mendiluce (1966), da variação linear dos custos das tubulações, parte do princípio de que o custo da tubulação varia linearmente com o diâmetro da mesma. Isto é, estabelece a relação:

$$C(D) = C \cdot D \quad (4.33)$$

em que:

$C(D)$ - é o custo da tubulação por metro de comprimento, em R\$/m;

C - é o custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro, em R\$/m . m;

D - é o diâmetro do tubo, em m.

O custo total do sistema de recalque é composto de duas partes distintas: a que se refere aos *custos de instalação do sistema* e a outra se refere à *energia gasta pelo propulsor para recalcar a água até o seu destino final*.

No que se refere à instalação, temos a equação que calcula o investimento:

$$I = C(D) \cdot L$$

$$I = C \cdot D \cdot L \quad (\text{R\$}) \quad (4.34)$$

onde L é o comprimento da tubulação em metros.

Como a instalação deve ter uma vida útil, deve-se conhecer a amortização anual do investimento. Assim, define-se o coeficiente de amortização (a), como visto na equação 4.21:

$$a = \frac{(1+r)^T}{(1+r)^T - 1}$$

Assim, os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = I \cdot a$$

$$\underline{C_{INST} = C \cdot D \cdot L \cdot a} \quad (\text{reais/ano}) \quad (4.35)$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados, como na equação 4.23, por:

$$C_e = P \cdot n \cdot p$$

onde a potência P é dada em kW.

Para transformar a potência (equação 4.24) para kW divide-se por 1000, tem-se então:

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_s + h_f)}{\eta}$$

como pode ser visto anteriormente na equação 4.25.

Assim, a equação para os custos energéticos anuais se tornará igual à equação para o método anterior (equação 4.26):

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_g + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \quad (\text{reais/ano})$$

O custo total anual da instalação ($C_T(D)$) é composto pela soma dos custos de instalação do sistema mais os custos energéticos (equação 5.23) e será dado por:

$$C_T(D) = C \cdot D \cdot L \cdot a + \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_g + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \quad (4.36)$$

Segundo Darcy-Weisbach (equação 3.4), as perdas de carga serão dadas pela expressão vista na equação 4.29.

A equação do custo total anual da instalação (equação 4.36) será:

$$C_T(D) = C \cdot D \cdot L \cdot a + \frac{9,81 \cdot Q \cdot \left(H_g + \beta \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5} \right)}{\eta} \cdot n \cdot p \quad (4.37)$$

Derivando $C_T(D)$ em relação ao diâmetro e igualando a zero para se obter o valor que minimiza tal função, tem-se:

$$\frac{dC_T(D)}{dD} = C \cdot L \cdot a + \frac{9,81 \cdot Q^3 \cdot \beta \cdot L \cdot (-5) \cdot D^{-6}}{\eta} \cdot n \cdot p = 0 \quad (4.38)$$

$$C \cdot L \cdot a - \frac{49,05 \cdot Q^3 \cdot \beta \cdot L}{D^6 \cdot \eta} \cdot n \cdot p = 0$$

$$C \cdot L \cdot a = \frac{49,05 \cdot Q^3 \cdot \beta \cdot L}{D^6 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Resultando na expressão para o diâmetro ótimo da tubulação:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} \quad (4.39)$$

Este diâmetro ótimo obtido deve ser aproximado para o comercial mais próximo, que poderá ser o consecutivo superior ou inferior. Como já mencionado para o método

baseado no peso das tubulações, a aproximação para o consecutivo superior se dará quando o valor do diâmetro ótimo teórico calculado esteja mais próximo do valor do diâmetro comercial consecutivo superior. Caso contrário a aproximação deverá ocorrer para o valor do diâmetro comercial consecutivo inferior.

4.2.4 - Método da Avaliação Real dos Custos

Este método supõe que o diâmetro mais econômico é aquele cuja soma dos custos anuais com relação à energia consumida, mais os custos anuais de implantação do sistema adutor, é mínimo. Portanto, a equação a que deve obedecer o diâmetro ótimo será:

$$(C_{IMPLANT})_{D_{OT}} + (C_{ENERGIA})_{D_{OT}} = C_{min} \quad (4.40)$$

cuja representação gráfica em função do diâmetro D apresenta-se na figura 4.1, vista anteriormente.

O método se baseia na evolução de tais gastos para uma série de diâmetros normalizados no qual pressupomos que se vá encontrar o ótimo. Em conseqüência, não é necessário admitir nenhuma hipótese sobre a lei de variação de $C(D)$ (custo da tubulação por metro linear), que, como foi visto nos métodos anteriores, constitui o ponto chave do problema. Portanto, quando não proposta lei analítica alguma, não se pode proceder a derivação de uma expressão inexistente, mas sem dúvida está se atuando com o máximo rigor, com a vantagem, ainda mais, de que o diâmetro que gera mínimos os custos já será um diâmetro normalizado não necessitando de aproximações como nos dois métodos anteriores.

Outras melhoras que foram introduzidas neste método, podem ser destacadas:

- Possibilidade de analisar vazões variáveis com o tempo ao longo da tubulação, como seria o caso das conduções gerais por gravidade que fornecem água a uma população;
- Possibilidade de refletir no cálculo do diâmetro a incerteza na estimação da vazão quando esta não está perfeitamente definida;
- Possibilidade de analisar a variação do preço do kWh com o tempo de vigência da instalação.

O custo de implantação do sistema adutor é dado por:

$$C_{IMPLANT} = C(D) \cdot L \quad (4.41)$$

onde:

$C(D)$ - é o custo da tubulação instalada por metro de comprimento, em R\$/m;

L - é o comprimento da tubulação, em m.

Como a instalação deve ter uma vida útil, deve-se conhecer a amortização anual do investimento. O coeficiente de amortização (a), é o fator que, atuando sobre o custo do investimento, leva à anualidade. O caso mais freqüente é aquele em que se amortiza o investimento durante um período de anos igual ao tempo de utilização previsto para a instalação. Sua expressão é dada pela equação 4.21.

Assim, os custos anuais de implantação do sistema serão dados por:

$$C_{IMPLANT} = C(D) \cdot L \cdot a \quad (\text{reais/ano}) \quad (4.42)$$

De fato, $C(D)$ consta, fundamentalmente, de dois somandos. O primeiro inclui o custo do material, transporte (frete), montagem e proteção contra corrosão (no caso de tubulações metálicas). Será chamado de $P(D)$. Por outro lado teremos que considerar as despesas referentes aos movimentos de terra, tais como, a abertura de valas, preenchimento das mesmas, bota-fora do material que sobra e reposição do pavimento, sempre e quando a tubulação for enterrada, o que ocorre na grande maioria dos casos, sobretudo no domínio dos diâmetros médios e grandes (a partir de 200 mm, por exemplo). Este segundo somando será chamado de $M(D)$. Quando a tubulação não é enterrada, $M(D)$ se estimará em função das dificuldades que envolvem a montagem, tipo de ancoragens, etc.

Deste modo, para $C(D)$ tem-se:

$$C(D) = P(D) + M(D) \quad (4.43)$$

E portanto, a expressão para o custo de implantação:

$$C_{INST} = [P(D) + M(D)] \cdot L \cdot a \quad (\text{reais/ano}) \quad (4.44)$$

Para as tubulações enterradas, $M(D)$ é obtido efetuando-se um balanço dos movimentos de terra. Supõe-se para isto, uma vala de seção tal como a representada na figura 4.3 abaixo:

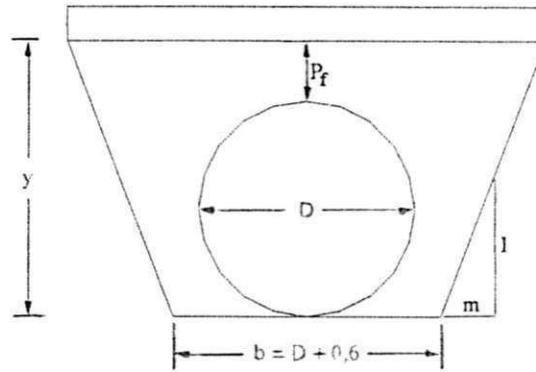


Figura 4.3 – Seção de uma tubulação enterrada

A base (b) e a altura (y) são dadas respectivamente por:

$$b = D + 0,6 \text{ (segundo recomendações)} \quad (4.45)$$

$$y = D + P_f \quad (4.46)$$

onde:

D - é o diâmetro da tubulação;

P_f - indica a profundidade média em que se encontra a geratriz superior da tubulação com relação à superfície do terreno (fator que depende da localização da instalação).

A inclinação do talude lateral será dada por I/m . No caso particular de se tratar de uma seção reta retangular, o valor de m será zero. Nas expressões precedentes se desprezou a espessura da tubulação, por ter uma influência praticamente insignificante do ponto de vista do movimento de terras.

Supondo B como sendo a base superior da seção tem-se que a mesma equivale a:

$$B = 2x + b \quad (4.47)$$

$$B = 2x + (D + 0,6) \quad (4.48)$$

onde $2x$ é a diferença entre a base maior (superior) e a base menor (inferior) da seção:

$$B - b = 2x \quad (4.49)$$

Sabe-se ainda que:

$$\frac{I}{m} = \frac{y}{x} \Rightarrow x = m \cdot y \quad (4.50)$$

Substituindo y (Equação 4.46) na equação anterior obtém-se:

$$x = m \cdot (D + P_f) \quad (4.51)$$

Assim, a equação 4.48 para B será:

$$B = [2m \cdot (D + P_f)] + (D + 0,6) \quad (4.52)$$

O volume de escavação por metro linear de vala é dado por:

$$V_{esc} = A_{vala} \cdot L_{vala} \quad (4.53)$$

onde:

A_{vala} - é a área da vala;

L_{vala} - é o comprimento unitário linear da vala: $L_{vala} = I$.

Então: $V_{esc} = A_{vala} \cdot I$

Logo, tem-se:

$$V_{esc} = A_{vala} = \left(\frac{B + b}{2} \right) \cdot y \quad (4.54)$$

$$V_{esc} = \frac{[2 \cdot m \cdot (D + P_f) + (D + 0,6)] + (D + 0,6)}{2} \cdot (D + P_f)$$

$$V_{esc} = [m \cdot (D + P_f) + (D + 0,6)] \cdot (D + P_f) \quad (\text{m}^3/\text{m}) \quad (4.55)$$

Do qual, o volume necessário para o preenchimento do restante da vala é:

$$V_{ench} = V_{esc} - V_{tubo} \quad (4.56)$$

onde V_{tubo} é o volume ocupado pelo tubo e dado por:

$$V_{tubo} = A_{tubo} \cdot L_{tubo} \quad (4.57)$$

onde:

A_{tub} é a área do tubo;

L_{tubo} é o comprimento unitário linear do tubo: $L_{tubo} = I$.

Sendo a área do tubo igual a:

$$A_{tubo} = \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) \quad (4.58)$$

o volume ocupado pelo tubo (V_{tubo}) será:

$$V_{tub} = \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) \cdot I = \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) \text{ (m}^3\text{/m)} \quad (4.59)$$

E assim:

$$V_{ench} = V_{esc} - V_{tub} = V_{esc} - \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) \text{ (m}^3\text{/m)} \quad (4.60)$$

que será usado no cobrimento da tubulação, enchendo-se a vala por completo, enquanto que o material que sobra (bota-fora) é preciso ser transportado.

O rejeito do material, que pode ser majorado em 30% em relação ao volume ocupado pelo tubo, será dado por:

$$V_{bota-fora} = 1,3 \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) \text{ (m}^3\text{/m)} \quad (4.61)$$

Finalmente, a reposição do pavimento será dada por:

$$S_{rep} = B \cdot L_{vala} \quad (4.62)$$

onde:

B - é a base maior (superior) da vala;

L_{vala} - é o comprimento unitário linear da vala: $L_{vala} = I$.

ou seja:

$$S_{rep} = [2 \cdot m \cdot (D + P_f)] + (D + 0,6) \text{ (m}^2\text{/m)} \quad (4.63)$$

expresso em metros quadrados de solo por metro linear de vala.

Se P_{esc} , P_{ench} e P_{tr} , são respectivamente os preços por metro cúbico de escavação, enchimento e transporte de terras, e P_{rep} é o preço de reposição por metro quadrado de pavimento, o custo definitivo, $M(D)$, será:

$$M(D) = P_{esc} \cdot V_{esc} + P_{ench} \cdot V_{ench} + P_{tr} \cdot V_{bota-fora} + P_{rep} \cdot S_{rep} \quad (4.64)$$

Quanto a $P(D)$, pode-se avaliar por estimativa direta e constitui um dos dados do problema. Poderia ser, por exemplo, o preço da tarifa aumentado em 25% por instalação e transporte, ainda que dependa de cada caso particular.

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = E \cdot p \quad (4.65)$$

onde:

E - é a energia consumida pelo conjunto moto-bomba, em kWh;

p - é o preço do kWh, em R\$/kWh.

A energia, por sua vez, é igual à potência multiplicada pelo tempo de funcionamento do conjunto moto-bomba:

$$E = P \cdot n \quad (4.66)$$

A potência empregada por uma bomba para vencer um certo desnível é:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_{man}}{75 \cdot \eta} \quad (\text{CV}) \quad (4.67)$$

onde:

P - é a potência do conjunto moto-bomba, em CV;

γ - é o peso específico da água e igual a 1.000 kgf/m³;

Q - é a vazão requerida, em m³/s;

H_{man} - é a altura manométrica, em m;

η - é o rendimento global do conjunto moto-bomba, em decimal.

Convertendo a potência para kW, a expressão será, como na equação 4.25:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_{man}}{75 \cdot \eta} \cdot \frac{1}{1,359} \quad (\text{kW})$$

onde:

P - é a potência do conjunto moto-bomba, em kW;

γ - é o peso específico da água e igual a 1.000 kgf/m³;

Q - é a vazão requerida, em m³/s;

H_{man} - é a altura manométrica, em m;

η - é o rendimento global do conjunto moto-bomba, em decimal.

$\frac{1}{1,359}$ - é o coeficiente de conversão para a potência, de CV para kW.

Assim, a equação 4.66 para a energia se tornará:

$$E = \left(\frac{\gamma \cdot Q \cdot H_{man}}{75 \cdot \eta} \cdot \frac{1}{1,359} \right) \cdot n \quad (4.68)$$

Esta energia consumida pela instalação (E) pode ser decomposta em dois somandos bem distintos. O primeiro, que é a energia útil e o segundo, que é a energia necessária para superar as perdas de carga.

$$E = E_{\text{útil}} + E_{\text{perdas}} \quad (4.69)$$

A energia útil será igual à potência útil multiplicada pelo tempo de funcionamento do conjunto moto-bomba:

$$E_{\text{útil}} = \left(\frac{\gamma \cdot Q \cdot \left(H_g + \frac{\Delta p}{\gamma} \right)}{75 \cdot \eta} \cdot \frac{1}{1,359} \right) \cdot n \quad (\text{kWh}) \quad (4.70)$$

onde:

$E_{\text{útil}}$ - é a energia útil consumida pelo conjunto moto-bomba, em kWh;

n - é o número de horas de funcionamento anual do conjunto moto-bomba, em horas/ano;

H_g - é a altura geométrica de elevação ou desnível geométrico, em m;

$\Delta p/\gamma$ a pressão residual no ponto de deságüe ou pressão requerida à montante da tubulação, usualmente de valor nulo.

O gasto com relação à energia útil não depende do diâmetro, e, em consequência, não deve se levar em conta para a determinação do diâmetro ótimo. Só afeta o cálculo da energia total consumida.

O segundo somando, diz respeito à energia necessária para vencer as perdas de carga e cuja expressão é dada por:

$$E_{perdas} = \left(\frac{\gamma \cdot Q \cdot h_f}{75 \cdot \eta} \cdot \frac{1}{1,359} \right) \cdot n \quad (\text{kWh}) \quad (4.71)$$

onde h_f corresponde às perdas de carga na instalação, em m.

A perda de carga é dada a partir da fórmula de Darcy-Weisbach pela equação 4.29 onde β é o coeficiente de perdas de carga de Darcy-Weisbach e igual a:

$$\beta = \frac{8}{\pi^2 \cdot g} \left(f + \frac{(\Sigma K) \cdot D}{L} \right) \quad (4.72)$$

E assim:

$$\begin{aligned} h_f &= \frac{8 \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \left(f + \frac{(\Sigma K) \cdot D}{L} \right) \\ h_f &= \frac{8 \cdot Q^2}{9,81 \cdot \pi^2 \cdot D^4} \cdot \frac{L}{D} \left(f + \frac{(\Sigma K) \cdot D}{L} \right) \\ h_f &= \frac{8 \cdot Q^2}{9,81 \cdot \pi^2 \cdot D^4} \left(f \frac{L}{D} + \Sigma K \right) \end{aligned} \quad (4.73)$$

na qual:

f - é o fator de atrito da tubulação, que se calcula a partir da fórmula de Colebrook (Equação 3.6)

ΣK - é a soma dos coeficientes de perdas devidos a válvulas, cotovelos, reduções, medidores, etc.;

A equação 4.71 para a energia com relação às perdas, se tornará então:

$$\begin{aligned} E_{perdas} &= \left(\frac{\gamma \cdot Q}{75 \cdot \eta} \left[\left(f \frac{L}{D} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^2}{9,81 \cdot \pi^2 \cdot D^4} \right] \cdot \frac{1}{1,359} \right) \cdot n \\ E_{perdas} &= \left(\frac{9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma}{9,81 \cdot \eta} \left(f \frac{L}{D} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D^4} \right) \cdot n \\ E_{perdas} &= \left(\left(f \frac{L}{D} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\eta \cdot \pi^2 \cdot D^4} \right) \cdot n \end{aligned} \quad (4.74)$$

A equação 4.65 para os custos anuais com relação à energia se tornará igual a:

$$C_e = \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p \quad (4.75)$$

onde:

f - é o fator de atrito da tubulação, que se calcula a partir da fórmula de Colebrook;

D - é o diâmetro da tubulação, em m;

L - é o comprimento da tubulação, em m;

ΣK - é a soma dos coeficientes de perdas devidos a válvulas, cotovelos, reduções, medidores, etc.;

Q - é a vazão requerida, em m³/s;

η - é o rendimento global do conjunto moto-bomba, em decimal;

p - é o preço do kWh, em R\$/kWh.

Pode-se concluir, o diâmetro ótimo buscado deve cumprir a seguinte equação, dada a partir da equação 4.40:

$$C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p = C_{min} \quad (4.76)$$

$$\boxed{[P(D_{OT}) + M(D_{OT})] \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p = C_{min}} \quad (4.77)$$

Neste método, calculam-se os custos relativos à instalação considerada, como na equação 4.77, para uma gama de diâmetros onde se presume que o diâmetro ótimo se encontre. Aquele diâmetro que corresponder ao mínimo custo, naturalmente será o diâmetro ótimo e escolhido para a adutora.

CAPÍTULO V

ANÁLISE DE RESULTADOS E DISCUSSÃO - ESTUDOS DE CASOS -

Os métodos descritos no capítulo anterior, referentes às Metodologias Aplicadas no Trabalho, foram aplicados, testados e comparados para vários casos. Cada um deles será discutido detalhadamente a seguir. Posteriormente será feita uma análise dos resultados obtidos para os mesmos. Os dois primeiros exemplos foram adaptados de Formiga (1997) para valores atuais. Os dois últimos são exemplos reais, da adutora Abiaí-Papocas e de Acauã, ambas localizadas no Estado da Paraíba. Os mesmos foram escolhidos por serem referentes à duas obras de grande importância, e, principalmente por se tratarem de adutoras destinadas a suprirem o abastecimento de água das duas maiores cidades do estado.

5.1 - Exemplo 1

A metodologia será aplicada de modo a se determinar o diâmetro ótimo de uma tubulação de recalque com um desnível topográfico de 30 metros e uma extensão de 2.000 metros de tubulação. O valor da pressão residual no ponto de deságüe é desprezível e a vazão requerida é de 40 l/s. O rendimento esperado do conjunto motor-bomba é de 75 % e a viscosidade cinemática da água a 20° C, é de $1,004 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. O somatório dos coeficientes devido às perdas localizadas da tubulação é igual a 15. A taxa de juros é de 12 % ao ano. O preço do kwh é de R\$ 0,063 (SAELPA, Sociedade Anônima de Eletrificação da Paraíba, maio 2000), calculado para um período de exploração de 30 anos, com utilização média anual de 5.840 h. Foi tomado como base a cotação do dólar comercial cujo valor é de R\$ 1,83 (12/05/2000).

Deverão ser utilizados tubos de PVC (rugosidade absoluta igual a 0,02 mm).

A geratriz superior da tubulação estará a 2,0 m de profundidade, a inclinação “m” do talude da vala é igual a 0,2 e a largura da base da vala é de D mais 0,6 m, onde D é o diâmetro, em metros, da tubulação.

Os custos unitários dos movimentos de terra por metro de comprimento da vala são mostrados na tabela 5.1. Os custos relativos ao pavimento serão de 2,10 R\$/m² por metro de comprimento da vala.

Tabela 5.1 – Custos unitários dos movimentos de terra por metro de comprimento da vala

<i>Movimentos de Terra</i>	<i>Custo (R\$/m³)</i>
Escavação	3,50
Aterro	1,20
Bota-Fora	0,50

A tabela 5.2 apresenta os custos dos serviços, que representam as despesas referentes aos movimentos de terra, como, abertura de valas, preenchimento das mesmas, bota-fora do material que sobra e reposição do pavimento.

Tabela 5.2 - Custo de serviços referentes aos movimentos de terra

<i>Diâmetro Nominal (mm)</i>	<i>Custo por Tipo de Serviço (R\$/m de comprim. de vala)</i>				<i>Custo Total de Serviços (R\$/m)</i>
	<i>Escavação</i>	<i>Aterro</i>	<i>Bota-Fora</i>	<i>Rep. do Pavimento</i>	
50	7,606	2,605	0,001	3,087	13,30
75	7,916	2,709	0,003	3,161	13,79
100	8,232	2,813	0,005	3,234	14,28
150	8,880	3,023	0,011	3,381	15,30
200	9,548	3,236	0,020	3,528	16,33
250	10,238	3,451	0,032	3,675	17,40
300	10,948	3,669	0,046	3,822	18,48

A tabela 5.3 apresenta os custos de implantação das tubulações, correspondentes à soma dos custos unitários dos tubos (CAGEPA – Companhia de Água e Esgotos da Paraíba, 2000), onde estão incluídos os custos do material, transporte (frete), montagem e proteção contra corrosão, e os custos dos serviços referentes aos movimentos de terra.

Tabela 5.3 - Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de PVC com classe de pressão 10 (1 Mpa), fabricante Tigre.

<i>Diâmetro Nominal (mm)</i>	<i>Diâmetro Interno (mm)</i>	<i>Custo do Tubo (RS/m)</i>	<i>Custo dos Serviços (movim. de terra) (RS/m)</i>	<i>Custo da Tubulação Instalada - C(D) (RS/m)</i>
50	53,4	3,54	13,30	16,84
75	75,6	6,74	13,79	20,53
100	108,4	12,80	14,28	27,08
150	156,4	23,41	15,30	38,71
200	204,2	39,24	16,33	55,57
250	252,0	58,52	17,40	75,92
300	299,8	83,12	18,48	101,60

Solução:

Usando a fórmula de Bresse, encontra-se o diâmetro de anteprojeto para se ter uma referência aproximada do valor do diâmetro ótimo. Este diâmetro será usado posteriormente no método baseado no peso dos condutos e no método da variação linear dos custos.

Esta fórmula tem um grau de incerteza muito alto, já que o coeficiente K da fórmula de Bresse é função de diversos fatores e deve ser arbitrado conforme a experiência do projetista, o que o torna relativamente impreciso. Deste modo, tendo em vista facilitar a adoção deste coeficiente, e que o valor escolhido dentre o intervalo de possíveis valores, de 0,70 a 1,60, seja o mais próximo do ótimo, sugere-se adotar um valor médio, como por exemplo, 1,15.

Para que fosse sugerida a adoção de um valor médio, foram calculados, pela fórmula de Bresse, os diâmetros para todos os valores de K dentro do intervalo. Este intervalo foi escolhido devido ao mesmo ser referente aos possíveis valores de K estabelecidos por Ávila (1975) para velocidades no intervalo de 0,5 a 3,0 m/s (Tabela 4.1)

Variando-se os valores do coeficiente K da fórmula de Bresse no intervalo de 0,7 a 1,6 para determinação do diâmetro provável inicial e posteriormente, calculando os valores de diâmetro ótimo pelo método baseado no peso dos condutos e pelo método da variação linear dos custos, obteve-se valores iguais. Os valores encontrados estão apresentados nas tabelas 5.5 e 5.6.

Estes resultados mostram que o coeficiente K da fórmula de Bresse não tem influência alguma sobre o resultado final encontrado (diâmetro ótimo) pelos dois

métodos. O mesmo poderá ser qualquer dentro do intervalo, podendo ser usado um valor médio, como por exemplo 1,0 ou 1,15.

Assim, usando a fórmula de Bresse (Equação 4.5), adotando o valor de K como igual a 1,15, calcula-se o diâmetro aproximado (pré-dimensionamento). Com este valor do diâmetro, calcula-se, pelo método baseado no peso dos condutos e pelo método da variação linear dos custos, os diâmetros que provavelmente serão os ótimos para a tubulação de recalque do exemplo.

A título de exemplo, foi calculado o diâmetro ótimo pelos métodos em estudo para $K = 0,7$.

Inicialmente, o diâmetro aproximado para o anteprojeto é obtido a partir da fórmula de Bresse (Equação 4.5).

$$D = 0,7 \cdot \sqrt{0,04} = 0,140 \text{ m} = 140 \text{ mm}$$

O diâmetro comercial mais próximo é 150 mm.

De acordo com os itens 4.2.2 e 4.2.3, para $D = 150 \text{ mm}$, foram calculados todos os dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo através dos métodos em estudo. Estes dados encontram-se na tabela 5.4, abaixo.

Tabela 5.4 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo

Diâm. (Bresse) (m)	0,140
Diâm. Comercial (m)	0,150
Diâm. Comercial (mm)	150
Preço Tubo (R\$/m)	23,41
Custo dos Serviços (R\$/m)	15,30
C(D) (custo da tub. instalada) (R\$/m)	38,71
a (coef. de amortização)	0,124
Re (nº. de Reynolds)	$3,38 \times 10^5$
ϵ_r (rugosidade relativa) (mm/mm)	0,00013
f (coef. de atrito)	0,01544
β (coef. de perdas de Darcy-Weisbach)	0,00137
h_f (perdas de carga na instalação) (m)	57,79

a) método baseado no peso dos condutos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por

metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D^2 \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D^2} = 1.720,44 \text{ RS/m}^2 \cdot m$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D^2 \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 9.600,08 \text{ RS/ano}$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_s + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 16.900,15 \text{ RS/ano}$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 26.500,23 \text{ RS/ano}$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,174 \text{ m} = 174 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 200 \text{ mm}$

Este mesmo procedimento foi feito para cada um dos diâmetros gerados pelos diferentes valores do coeficiente K dentro do intervalo de 0,7 a 1,6. Os resultados estão apresentados na tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Diâmetros ótimos comerciais encontrados pelo método baseado no peso dos condutos para valores de K no intervalo de 0,7 a 1,6

K	Diâmetro Encontrado (m)	Diâm. Ótimo Comercial (mm)
0,7	0,174	200
0,8	0,174	200
0,9	0,180	200
1,0	0,180	200
1,1	0,180	200
1,2	0,185	200
1,3	0,185	200
1,4	0,188	200
1,5	0,188	200
1,6	0,188	200

b) método da variação linear dos custos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por

metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D} = 258,07 \text{ RS}'m \cdot m$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 9.600,08 \text{ RS}'ano$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_g + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 16.900,15 \text{ RS}'ano$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 26.500,23 \text{ RS}'ano$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,202 \text{ m} = 202 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 200 \text{ mm}$

Este mesmo procedimento foi feito para cada um dos diâmetros gerados pelos diferentes valores do coeficiente K dentro do intervalo de 0,7 a 1,6. Os resultados estão apresentados na tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Diâmetros ótimos comerciais encontrados pelo *método da variação linear dos custos* para valores de K no intervalo de 0,7 a 1,6

K	Diâmetro Encontrado (m)	Diâm. Ótimo Comercial (mm)
0,7	0,202	200
0,8	0,202	200
0,9	0,200	200
1,0	0,200	200
1,1	0,200	200
1,2	0,199	200
1,3	0,199	200
1,4	0,197	200
1,5	0,197	200
1,6	0,197	200

c) método da avaliação real dos custos

Neste método, calculam-se os custos relativos à instalação considerada para uma gama de diâmetros onde se presume que o diâmetro ótimo se encontre. Aquele diâmetro que corresponder ao mínimo custo, naturalmente será o diâmetro ótimo e escolhido.

Para facilitar a seleção dos diâmetros a serem testados por este método, testou-se o diâmetro ótimo encontrado pelo dois métodos anteriores (200 mm), e também 150 e 250 mm, comerciais vizinhos aos ótimos teóricos encontrados. Este método atesta a validade dos dois métodos anteriores. Sabe-se, então, qual dos diâmetros é o ótimo definitivo.

O diâmetro ótimo buscado deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se então:

Para $D = 150 \text{ mm}$, tem-se: $C(R\$) = 9.600,08 + 11.103,33 = 20.703,41$

Para $D = 200 \text{ mm}$, tem-se: $C(R\$) = 13.781,36 + 2.745,42 = 16.549,10$

Para $D = 250 \text{ mm}$, tem-se: $C(R\$) = 18.828,16 + 940,01 = 19.767,17$

A figura abaixo mostra graficamente a evolução dos custos de instalação, energéticos e dos gastos totais.

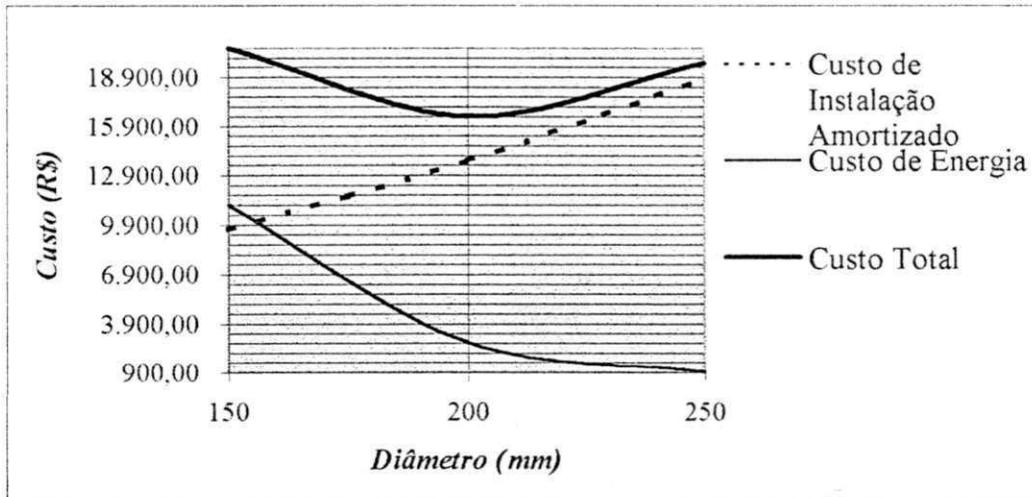


Figura 5.1 – Variação dos custos anuais da adutora com o diâmetro da tubulação

Observando o gráfico acima (Figura 5.1) conclui-se que o mínimo custo é gerado pelo diâmetro de 200 mm. Este diâmetro já havia sido encontrado pelos dois

métodos anteriores, o que comprova a validade dos mesmos.

Como alternativa para o não uso da fórmula de Bresse para o cálculo do diâmetro aproximado de anteprojeto nos métodos baseado no peso dos condutos e da variação linear dos custos, testou-se também adotar, como diâmetro inicial, um valor dentre os diâmetros comerciais existentes para o material estudado.

Para este exemplo o material usado para a tubulação é o PVC, portanto, calculou-se, pelos dois métodos, o diâmetro ótimo usando como diâmetro inicial todos os diâmetros comerciais existentes para este material como será mostrado nas tabelas 5.7 e 5.8, a seguir.

Tabela 5.7 – Diâmetros ótimos encontrados para os diâmetros de anteprojeto iguais aos comerciais, para o *método baseado no peso dos condutos*

<i>Diâmetro de Anteprojeto (mm)</i>	<i>Diâm. Ótimo Comercial (mm)</i>
50	150
75	150
100	150
150	200
200	200
250	200
300	200

Tabela 5.8 - Diâmetros ótimos comerciais encontrados para os diâmetros de anteprojeto iguais aos comerciais, para o *método da variação linear dos custos*

<i>Diâmetro de Anteprojeto (mm)</i>	<i>Diâm. Ótimo Comercial (mm)</i>
50	200
75	200
100	200
150	200
200	200
250	200
300	200

Os resultados mostraram que os valores dos diâmetros ótimos, obtidos a partir dos diversos diâmetros comerciais existentes no mercado, sofreram uma pequena variação. Observou-se, entretanto, que um valor médio entre os diâmetros adotados iniciais dentro do intervalo ($D = 150$ mm), resulta em um valor de diâmetro ótimo igual a 200 mm, que testado pelo método da avaliação real dos custos levaria ao mesmo resultado obtido anteriormente, 200 mm como o diâmetro ótimo procurado.

5.2 - Exemplo 2

A metodologia será aplicada para a determinação do diâmetro ótimo de uma adutora que deve recalcar $1 \text{ m}^3/\text{s}$ de água do ponto de captação, que se encontra a uma cota de 500 metros, até um reservatório cujo nível da água está na cota 850. O comprimento da adutora é de 4,5 quilômetros. A estação de bombeamento funcionará 24 h por dia, com um rendimento estimado em 65 %. A viscosidade da água a 25°C é igual a $8,93 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. O preço do kwh é de R\$ 0,063 (SAELPA, maio 2000). O período de exploração da adutora é de 30 anos, com uma taxa de juros anual de 11 %. As tubulações adotadas serão de ferro fundido dúctil, cuja rugosidade absoluta (ϵ), adotada é igual a 0,30 mm. As perdas de carga localizadas não são consideradas. Foi tomado como base a cotação do dólar comercial cujo valor é de R\$ 1,83 (12/05/2000).

A tabela 5.9 apresenta os custos de implantação das tubulações, correspondentes à soma dos custos unitários dos tubos (CAGEPA, 2000), onde estão incluídos os custos do material, transporte (frete), montagem e proteção contra corrosão, mais os custos dos serviços, referentes a 30 % dos custos dos tubos. Os custos dos serviços representam as despesas referentes aos movimentos de terra, como, abertura de valas, preenchimento das mesmas, bota-fora do material que sobra e reposição do pavimento.

Tabela 5.9 – Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de ferro dúctil, K7, fabricante Barbará.

<i>Diâmetro Nominal (interno) (mm)</i>	<i>Custo do Tubo (R\$/m)</i>	<i>Custo dos Serviços (movim de terra) (R\$/m)</i>	<i>Custo da Tubulação Instalada - C(D) (R\$/m)</i>
100	34,87	10,46	45,33
150	53,23	15,97	69,20
200	78,68	23,66	102,28
250	92,21	27,66	119,87
300	115,00	34,50	149,50
350	154,85	46,46	201,31
400	189,72	56,92	246,64
450	218,86	65,66	284,52
500	257,74	77,32	335,06
600	327,81	98,34	426,15
700	419,38	125,81	545,19
800	513,59	154,08	667,67
900	616,37	184,91	801,28
1000	727,95	218,39	946,34
1200	978,91	293,67	1.272,58

Solução:

Como citado no exemplo anterior, usando a fórmula de Bresse, encontra-se o diâmetro de anteprojetado para se ter uma referência aproximada do valor do diâmetro ótimo. Este critério tem um grau de incerteza muito alto, deste modo, tendo em vista facilitar a adoção deste coeficiente, e que o valor escolhido dentre o intervalo de possíveis valores, de 0,70 a 1,60, seja o mais próximo do ótimo, sugere-se adotar um valor médio, como por exemplo, 1,15.

A adoção de um valor médio foi sugerida devido a haverem sido calculados, como no exemplo anterior, pela fórmula de Bresse, os diâmetros para todos os valores de K dentro do intervalo. Este intervalo foi escolhido devido ao mesmo ser referente aos possíveis valores de K estabelecidos por Ávila (1975) para velocidades no intervalo de 0,5 a 3,0 m/s (Tabela 4.1). Variando-se os valores do coeficiente K da fórmula de Bresse no intervalo de 0,7 a 1,6 para determinação do diâmetro provável inicial e posteriormente, calculando os valores de diâmetro ótimo pelo método baseado no peso dos condutos e pelo método da variação linear dos custos, obteve-se valores iguais para cada método, como pode ser observado nas tabelas 5.11 e 5.12.

Estes resultados mostram que o coeficiente K da fórmula de Bresse, também neste exemplo, não tem influência alguma sobre o diâmetro ótimo encontrado pelos dois métodos. O mesmo poderá ser qualquer dentro do intervalo, podendo ser usado um valor médio, como por exemplo 1,0 ou 1,15.

Assim, usando a fórmula de Bresse (Equação 4.1), adotando o valor de K como igual a 1,15, calcula-se o diâmetro aproximado. Com este valor do diâmetro, calcula-se, pelo método baseado no peso dos condutos e pelo método da variação linear dos custos, os diâmetros que provavelmente serão os ótimos para a tubulação de recalque do exemplo.

A título de exemplo, foi calculado o diâmetro ótimo pelos métodos em estudo para $K = 0,7$.

Inicialmente, o diâmetro aproximado para o anteprojetado é obtido a partir da fórmula de Bresse (Equação 4.5).

$$D = 0,7 \cdot \sqrt{I} = 0,7 \text{ m} = 700 \text{ mm}$$

De acordo com o item 4.2.2 e 4.2.3, para $D = 700 \text{ mm}$, foram calculados todos os dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo através dos métodos em estudo.

Estes dados encontram-se na tabela 5.10, abaixo:

Tabela 5.10 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo

Diâm. (Bresse) (m)	0,700
Diâm. Comercial (m)	0,700
Diâm. Comercial (mm)	700
Preço Tubo (R\$/m)	419,38
Custo dos Serviços (R\$/m)	125,81
C(D) (Custo da tub. instalada) (R\$/m)	545,19
a (coef. de amortização)	0,115
Re (nº. de Reynolds)	$2,04 \times 10^6$
ε_r (rugosidade relativa) (mm/mm)	0,00043
f (coef. de atrito)	0,0165
β (coef. de perdas de Darcy-Weisbach)	0,00137
h_f (perdas de carga na instalação) (m)	36,58

a) método baseado no peso dos condutos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D^2 \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D^2} = 1.112,64 \text{ RS } m^2.m$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D^2 \cdot L \cdot a = C(D) \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 282.137,90 \text{ RS ano}$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_s + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 3.219.856,98 \text{ RS/ano}$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 3.501.994,88 \text{ RS/ano}$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,806 \text{ m} = 806 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 800 \text{ mm}$

Este mesmo procedimento foi feito para cada um dos diâmetros gerados pelos diferentes valores do coeficiente K dentro do intervalo de 0,7 a 1,6. Os resultados estão apresentados na tabela 5.11.

Para os valores do coeficiente K iguais a 1,3; 1,4; 1,5 e 1,6, o cálculo do diâmetro aproximado para o anteprojeto, obtido a partir da fórmula de Bresse, resultou em diâmetros iguais a 1,3 m; 1,4 m; 1,5 m e 1,6 m respectivamente, os mesmos não são comercialmente disponíveis, portanto, não constam da tabela de preços do fabricante (Tabela 5.9), não sendo possível o cálculo do diâmetro ótimo pelo método estudado.

Tabela 5.11 - Diâmetros ótimos encontrados pelo método baseado no peso dos condutos para valores de K no intervalo de 0,7 a 1,6

K	Diâmetro Encontrado (m)	Diâm. Ótimo Comercial (mm)
0,7	0,806	800
0,8	0,811	800
0,9	0,814	800
1,0	0,817	800
1,1	0,822	800
1,2	0,822	800
1,3	Inexistente	Inexistente
1,4	Inexistente	Inexistente
1,5	Inexistente	Inexistente
1,6	Inexistente	Inexistente

b) método da variação linear dos custos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D} = 778,85 \text{ RS/m.m}$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D \cdot L \cdot a = C(D) \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 282.137,90 \text{ RS/ano}$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_s + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 3.219.856,98 \text{ RS/ano}$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 3.501.994,88 \text{ RS/ano}$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,930 \text{ m} = 930 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 900 \text{ mm}$

Este mesmo procedimento foi feito para cada um dos diâmetros gerados pelos diferentes valores do coeficiente K dentro do intervalo de 0,7 a 1,6, como pode ser observado na tabela 5.12.

Como no caso anterior, para os valores do coeficiente K iguais a 1,3; 1,4; 1,5 e 1,6, o cálculo do diâmetro ótimo pelo método estudado não foi possível devido aos mesmos resultarem em diâmetros não comerciais.

Tabela 5.12 - Diâmetros ótimos encontrados pelo método da variação linear dos custos para valores de K no intervalo de 0,7 a 1,6

K	Diâmetro Encontrado (m)	Diâm. Ótimo Comercial (mm)
0,7	0,930	900
0,8	0,916	900
0,9	0,902	900
1,0	0,890	900
1,1	0,870	900
1,2	0,870	900
1,3	Inexistente	Inexistente
1,4	Inexistente	Inexistente
1,5	Inexistente	Inexistente
1,6	Inexistente	Inexistente

c) método da avaliação real dos custos

Neste método, calculam-se os custos relativos à instalação considerada, para uma gama de diâmetros onde se presume que o diâmetro ótimo se encontre. Aquele diâmetro que corresponder ao mínimo custo, naturalmente será o diâmetro ótimo e escolhido.

Para facilitar a seleção dos diâmetros a serem testados por este método, testou-se os dois diâmetros ótimos encontrados pelos dois métodos anteriores (800 e 900 mm), e

também 700 e 1000 mm, comerciais vizinhos aos ótimos teóricos encontrados. Este procedimento reduz as possibilidades para o cálculo do diâmetro ótimo adequado, devido aos mesmos já terem sido testados anteriormente.

Este método atesta a validade dos dois métodos anteriores. Sabe-se, então, qual dos diâmetros é o ótimo definitivo.

O diâmetro ótimo buscado deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se então:

Para $D = 700 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 282.137,90 + 304.055,89 = 586.193,78$

Para $D = 800 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 345.517,67 + 152.361,34 = 497.879,01$

Para $D = 900 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 414.662,92 + 82.451,71 = 497.114,63$

Para $D = 1000 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 489.728,36 + 47.881,66 = 537.610,02$

A figura 5.2 mostra graficamente a evolução dos custos de instalação, energéticos e dos gastos totais.

Observando o gráfico (Figura 5.2), conclui-se que o mínimo custo é gerado por um diâmetro localizado entre 800 e 900 mm. Estes mesmos diâmetros já haviam sido encontrados pelos dois métodos anteriores, o que comprova a validade dos mesmos. Não havendo nenhum diâmetro comercial entre eles, escolhe-se um dos dois.

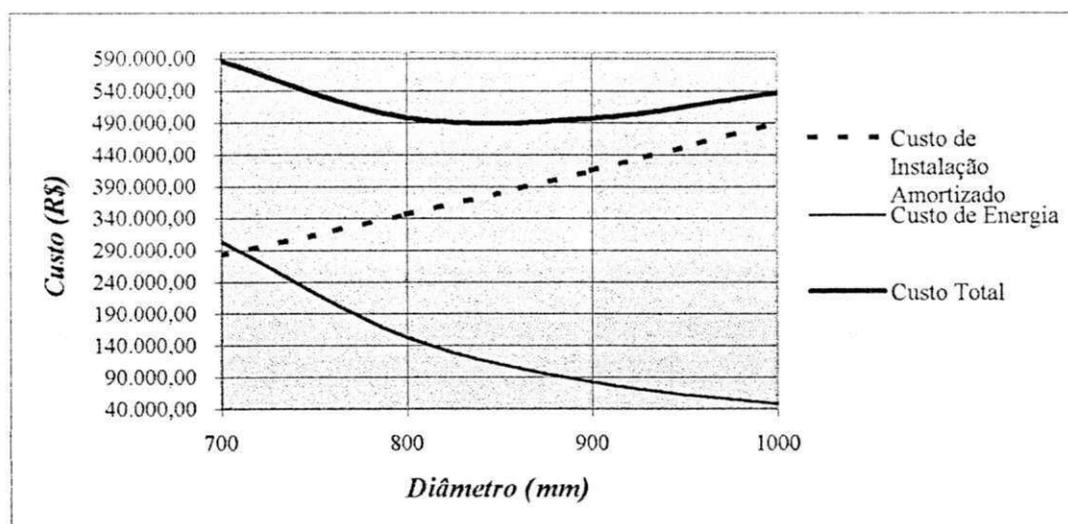


Figura 5.2 – Variação dos custos anuais da adutora com o diâmetro da tubulação

O custo mínimo gerado foi aquele correspondente ao diâmetro de 900 mm. Este diâmetro será o ótimo procurado embora, pudesse também, ser adotado o diâmetro de 800 mm como sendo o ótimo, devido a diferença de custos entre os dois ser de apenas 0,15 %, que é insignificante para uma obra do porte de uma adutora.

Como alternativa para o não uso da fórmula de Bresse para o cálculo do diâmetro aproximado de anteprojeto nos métodos baseado no peso dos condutos e da variação linear dos custos, testou-se também adotar, como diâmetro inicial, um valor dentre os diâmetros comerciais existentes para o material estudado.

Para este exemplo o material usado para a tubulação é o ferro fundido dúctil, portanto, calculou-se, pelos dois métodos, o diâmetro ótimo usando como diâmetro inicial todos os diâmetros comerciais existentes para este material, como será mostrado nas tabelas 5.13 e 5.14, a seguir.

Os resultados mostraram que os valores dos diâmetros ótimos, obtidos a partir dos diversos diâmetros comerciais existentes no mercado, sofreram uma pequena variação.

Observou-se, entretanto, que um valor médio entre os diâmetros adotados iniciais dentro do intervalo ($D = 500$ mm), resulta em um valor de diâmetro ótimo igual a 800 e 1000 mm, que testado pelo método da avaliação real dos custos levaria ao mesmo resultado obtido anteriormente, 900 mm como o diâmetro ótimo procurado. Caso fossem excluídos os diâmetros de 100 e 150 mm dentre os diâmetros comerciais possíveis de resultarem no ótimo, devido aos mesmos não serem capazes de conduzir uma vazão de 1000 l/s, o valor médio gerado para o intervalo levaria a um ótimo de 800 e 900 mm como no caso anterior.

Tabela 5.13 – Diâmetros ótimos encontrados para os diâmetros de anteprojeto iguais aos comerciais, para o método baseado no peso dos condutos

<i>Diâmetro de Anteprojeto (mm)</i>	<i>Diâm. Ótimo Comercial (mm)</i>
100	700
150	700
200	700
250	800
300	800
350	800
400	800
450	800
500	800
600	800
700	800
800	800
900	800
1000	800
1200	800

Tabela 5.14 – Diâmetros ótimos encontrados para os diâmetros de anteprojeto iguais aos comerciais, para o método da variação linear dos custos.

<i>Diâmetro de Anteprojeto (mm)</i>	<i>Diâm. Ótimo Comercial (mm)</i>
100	1000
150	1000
200	1000
250	1000
300	1000
350	1000
400	1000
450	1000
500	1000
600	900
700	900
800	900
900	900
1000	900
1200	900

5.3 - Exemplo 3 – Sistema Adutor Abiaí - Papocas

A bacia hidrográfica dos rios Abiaí-Papocas localiza-se no litoral sul do Estado da Paraíba, na fronteira com o Estado de Pernambuco, entre as latitudes 7°10' e 7°30' Sul e entre as longitudes 34°48' e 35°06' Oeste, e ao norte, faz divisa com a bacia hidrográfica do rio Gramame (Figura A1 - Anexo).

Dispõe de uma área de 449,5 km² e um perímetro de 110,5 km. Esta área abrange os municípios de Alhandra, Caaporã, Pedras de Fogo e Pitimbu, pertencentes ao Estado da Paraíba, e Itambé, pertencentes ao Estado de Pernambuco. O rio Abiaí, com extensão de 28,2 km, apresenta sua nascente na Fazenda Caboclo no município de Alhandra, com uma altitude de 60 metros, recebendo na sua margem direita significativa contribuição do rio Papocas que é seu principal afluente. O rio Papocas, com extensão de 27,9 km, apresenta sua nascente no povoado de Riacho Preto no município de Pedras de Fogo, a uma altitude de 80 metros. Este, por sua vez, recebe contribuições significativas na sua margem esquerda do rio Taperubus, com extensão de 15,5 km, e na sua margem direita do rio Cupissura, com extensão de 29,7 km, e que. O rio Cupissura apresenta sua nascente na Mata da Guariba, no município de Itambé, a uma altitude de 115 metros e recebe contribuições na sua margem esquerda do riacho Muzumba e na sua margem direita do rio Pitanga.

O sistema adutor Abiaí-Papocas visa a complementação do sistema de abastecimento d'água da chamada Grande João Pessoa, abrangendo a área urbana compreendida pelas cidades de João Pessoa, Cabedelo, Bayeux e Santa Rita (comunidade de Várzea Nova)

O traçado do sistema adutor Abiaí-Papocas aqui apresentado consta de um estudo preliminar realizado pela SCIENTEC/UFPB (2000) onde foram testadas três alternativas. A alternativa que gerou menores custos será a apresentada neste trabalho e novamente dimensionada pelos métodos aqui propostos.

Este sistema foi considerado como sendo formado por três linhas adutoras (uma principal e duas secundárias). O ponto de destino do sistema é a ETA (estação de tratamento de água) de Gramame, já que esta é responsável pela grande quantidade de água tratada, distribuída para a grande João Pessoa.

A vazão a ser importada do sistema adutor para atender à Grande João Pessoa no ano de 2030, segundo o estudo realizado, corresponderá à diferença entre a demanda do

sistema no horizonte de projeto (3.988,1 l/s) e a atual disponibilidade dos sistemas Gramame/Mamuaba – Marés/Buraquinho (2.570,0 l/s) e a disponibilidade dos sistemas em fase de implantação pela CAGEPA – Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (298,1 l/s). Assim, a vazão a ser importada, deverá ser de 1.120,0 l/s.

A vazão total, 1.120 l/s, será aduzida através de uma grande linha adutora, que receberá a contribuição de outras duas menores, que levarão água, respectivamente, de C₁ até P₁ e de A₂ até P₁, conforme mostrado na figura A2 do Anexo. A primeira conduzirá 315 l/s do rio Abiaí (em A₂) até a captação principal em P₁, percorrendo uma distância de 4.800 metros. A segunda adutora auxiliar conduzirá 210 l/s do rio Cupissura (em C₁) até o sistema de captação principal em P₁ percorrendo uma distância de 2.600 metros. A adutora principal parte de P₁, conduzindo a vazão total de 1.120 l/s, igual à soma das vazões das duas secundárias mais a vazão de captação em P₁ (Tabela 5.15), e termina na ETA de Gramame, seguindo os traçados da PB 23 e da BR 101, percorrendo uma distância de 26.590 metros.

Tabela 5.15 - Seções dos rios com as respectivas coordenadas, cotas altimétricas, áreas de drenagem e vazões a serem captadas

<i>Rio</i>	<i>Seção</i>	<i>Latitude</i>	<i>Longitude</i>	<i>Cota Altimétrica (m)</i>	<i>Área de Drenagem (km²)</i>	<i>Vazão (l/s)</i>
Cupissura	C ₁	07° 27' 45"	34° 55' 01"	10	116,1	210
Abiaí	A ₂	07° 23' 53"	34° 53' 49"	3	57,7	315
Papocas	P ₁	07° 26' 41"	34° 54' 37"	9	127,1	595
<i>Total</i>						<i>1.120</i>

A demanda para atender à Grande João Pessoa no horizonte de projeto, igual a 3.988,1 l/s, foi calculada pela equação 4.2 para os seguintes parâmetros de projeto adotados pela SCIENTEC/UFPB (2000):

- consumo per capita de 150 l/hab.dia, para as cidades de Cabedelo, Bayeux e Santa Rita (comunidade de Várzea Nova), e de 180 l/hab.dia, para a zona urbana da cidade de João Pessoa, por se tratar de uma cidade litorânea, turística, de médio porte;
- índice de abastecimento (iap) igual a 0,90 para populações superiores a 5.000 habitantes;
- coeficiente do dia de maior consumo (k₁) igual a 1,2;

- população prevista para o ano de 2030 para a cidade de João Pessoa (zona urbana) foi de 993.547 habitantes; para Cabedelo (zona urbana) foi de 62.483 habitantes; para Bayeux (zona urbana) foi de 135.619 habitantes e Santa Rita (localidade de Várzea Nova) foi de 27.620 habitantes.

Foi considerado, ainda, um acréscimo de 25 % sobre a vazão demandada correspondente às perdas e 20 % (percentual adotado pela CAGEPA) para atender às demandas industriais e de entidades públicas.

Os demais dados adotados para o dimensionamento do sistema adutor Abiaí-Papocas foram os seguintes:

- Vida útil do sistema 30 anos
- Número de horas de bombeamento diário 24 horas
- Número de horas de bombeamento anual 8.760 horas
- Rendimento médio esperado dos conjuntos moto-bomba 80 %
- Taxa de juros anual 12 %
- Rugosidade absoluta (ϵ) adotada para o tubo de ferro dúctil revestido internamente (asfáltico ou cimentado) 0,2 mm
- Os custos de energia consumida foram estimados, levando-se em conta o valor praticado pela concessionária de energia elétrica estadual (SAELPA): 0,063 R\$/kW.h
- Foi tomado como base a cotação do dólar comercial cujo valor é de R\$ 1,83 (12/05/2000).
- As tubulações adotadas foram metálicas, por se tratarem de sistemas de médio a grande porte, com possíveis transientes hidráulicos, e que requerem instalações e manutenções robustas e resistentes. Serão adotados tubos de ferro dúctil por serem mais competitivos que os de aço.
- A geratriz superior da tubulação estará a 2,0 m de profundidade e a inclinação “m” do talude da vala é igual a 0,2. O custo relativo à reposição do pavimento é de 2,10 R\$/m², o custo de escavação é de 3,50 R\$/m³, o de aterro é de 1,20 R\$/m³ e o de bota-fora é de 0,50 R\$/m.

Solução:

A tabela 5.16 apresenta os custos dos serviços, que representam as despesas referentes aos movimentos de terra, como, abertura de valas, preenchimento das mesmas, bota-fora do material que sobra e reposição do pavimento.

Tabela 5.16 – Custo de serviços referentes aos movimentos de terra

<i>Diâmetro Nominal (mm)</i>	<i>Custo por Tipo de Serviço (R\$/m de comprim. de vala)</i>				<i>Custo Total de Serviços (R\$/m)</i>
	<i>Escavação</i>	<i>Aterro</i>	<i>Bota-Fora</i>	<i>Rep. do Pavimento</i>	
100	8,23	2,81	0,01	3,23	14,28
150	8,88	3,02	0,01	3,38	15,30
200	9,55	3,24	0,02	3,53	16,33
250	10,24	3,45	0,03	3,68	17,40
300	10,95	3,67	0,05	3,82	18,48
350	11,68	3,89	0,06	3,97	19,60
400	12,43	4,11	0,08	4,12	20,74
450	13,21	4,34	0,10	4,26	21,91
500	14,00	4,56	0,13	4,41	23,10
600	15,65	5,03	0,18	4,70	25,57
700	17,39	5,50	0,25	5,00	28,14
800	19,21	5,98	0,33	5,29	30,81
900	21,11	6,47	0,41	5,59	33,59
1000	23,10	6,98	0,51	5,88	36,47
1200	27,33	8,01	0,74	6,47	42,54

A tabela 5.17 apresenta os custos de implantação das tubulações, correspondentes à soma dos custos unitários dos tubos (CAGEPA, 2000), onde estão incluídos os custos do material, transporte (frete), montagem e proteção contra corrosão, mais os custos dos serviços.

Tabela 5.17 - Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de ferro dúctil, K7, fabricante Bárbara.

<i>Diâm. Nominal (interno) (mm)</i>	<i>Custo do Tubo (R\$/m)</i>	<i>Custo dos Serviços (mov. de terra) (R\$/m)</i>	<i>Custo da Tub. Instalada C(D) (R\$/m)</i>
100	34,87	14,28	49,15
150	53,23	15,30	68,53
200	78,68	16,33	95,01
250	92,21	17,40	109,61
300	115,00	18,48	133,48
350	154,85	19,60	174,45
400	189,72	20,74	210,46
450	218,86	21,91	240,77
500	257,74	23,10	280,84
600	327,81	25,57	353,38
700	419,38	28,14	447,52
800	513,59	30,81	544,40
900	616,37	33,59	649,96
1000	727,95	36,47	764,42
1200	978,91	42,54	1021,45

Usando a fórmula de Bresse, encontra-se o diâmetro de anteprojeto para

se ter uma referência aproximada do valor do diâmetro ótimo. Este diâmetro será usado posteriormente no método baseado no peso dos condutos e no método da variação linear dos custos.

Como já foi dito no exemplo anterior, tendo em vista facilitar a adoção deste coeficiente, e que o valor escolhido dentre o intervalo de possíveis valores, de 0,70 a 1,60, seja o mais próximo do ótimo, sugere-se adotar um valor médio, como por exemplo, 1,15. Para que fosse sugerida a adoção de um valor médio, foram calculados, como no exemplo anterior, pela fórmula de Bresse, os diâmetros para todos os valores de K dentro do intervalo. Este intervalo foi escolhido devido ao mesmo ser referente aos possíveis valores de K estabelecidos por Ávila (1975) para velocidades no intervalo de 0,5 a 3,0 m/s (Tabela 4.1). Variando-se os valores do coeficiente K da fórmula de Bresse no intervalo de 0,7 a 1,6 para determinação do diâmetro provável inicial e posteriormente, calculando os valores de diâmetro ótimo pelo método baseado no peso dos condutos e pelo método da variação linear dos custos, obteve-se valores iguais.

Estes resultados mostram que o coeficiente K da fórmula de Bresse, também neste exemplo, não tem influência alguma sobre o resultado final encontrado (diâmetro ótimo) pelos dois métodos. O mesmo poderá ser qualquer dentro do intervalo, podendo ser usado um valor médio, como por exemplo 1,0 ou 1,15. Assim, usando a fórmula de Bresse, adotando o valor de K como igual a 1,15, calcula-se o diâmetro aproximado (pré-dimensionamento). Com este valor do diâmetro, calcula-se, pelo método baseado no peso dos condutos e pelo método da variação linear dos custos, os diâmetros que provavelmente serão os ótimos para o sistema adutor do exemplo.

Os métodos propostos serão calculados para as três adutoras do sistema, a primeira e a segunda adutoras que são as auxiliares e para a terceira que é a adutora principal.

- **Dimensionamento da linha adutora principal, entre a captação em Papocas (P₁) e a ETA de Gramame:**

Como já foi visto nas adutoras calculadas anteriormente, os resultados mostram que o coeficiente K da fórmula de Bresse não tem influência alguma sobre o resultado

final encontrado (diâmetro ótimo) pelos dois métodos. Desta forma poderá ser adotado um valor médio, como por exemplo 1,15.

Para $K = 1,15$, obtém-se, inicialmente, o diâmetro aproximado para o anteprojeto a partir da fórmula de Bresse (Equação 4.5).

$$D = K \cdot \sqrt{Q} = 1,15 \cdot \sqrt{1,12} = 1,217 \text{ m} = 1.217 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 1.200 \text{ mm}$

De acordo com os itens 4.2.2 e 4.2.3, para $D = 1.200 \text{ mm}$, foram calculados todos os dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo através dos métodos em estudo. Estes dados encontram-se na tabela 5.18:

Tabela 5.18 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo

Diâm. (Bresse) (m)	1,217
Diâm. Comercial (m)	1,200
Diâm. Comercial (mm)	1200
Preço Tubo (R\$/m)	978,91
Custo dos serviços (R\$/m)	42,54
C(D) (custo tub. implantada) (R\$/m)	1021,45
a (coef. de amortização)	0,124
Re (nº. de Reynolds)	$1,33 \times 10^6$
ϵ_r (rugosidade relativa) (mm/mm)	0,00017
f (coef. de atrito)	0,01407
β (coef. de perdas de Darcy-Weisbach)	0,00116
h_f (perdas de carga na instalação) (m)	15,62

a) método baseado no peso dos condutos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D^2 \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D^2} = 709,34 \text{ RS } m^2 \cdot m$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D^2 \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 3.367.884,08 \text{ RS/ano}$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_g + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 694.399,05 \text{ RS/ano}$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 4.062.283,13 \text{ RS/ano}$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,847 \text{ m} = 847 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 800 \text{ mm}$

b) método da variação linear dos custos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D} = 851,21 \text{ RS m} \cdot \text{m}$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 3.367.884,08 \text{ RS ano}$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_g + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 694.399,05 \text{ RS ano}$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 4.062.283,13 \text{ RS/ano}$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,901 \text{ m} = 901 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 900 \text{ mm}$

c) método da avaliação real dos custos

Neste método, calculam-se os custos relativos à instalação considerada, para uma gama de diâmetros onde se presume que o diâmetro ótimo se encontre. Aquele diâmetro que corresponder ao mínimo custo, naturalmente será o diâmetro ótimo e escolhido.

Para facilitar a seleção dos diâmetros a serem testados por este método, testou-se os dois diâmetros ótimos encontrados pelos dois métodos anteriores (800 e 900 mm), e também 700 e 1000 mm, comerciais vizinhos aos ótimos teóricos encontrados. Este método atesta a validade dos dois métodos anteriores. Sabe-se, então, qual dos diâmetros é o ótimo definitivo.

O diâmetro ótimo buscado deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{\min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se então para:

$$D = 700 \text{ mm, tem-se: } C(RS) = 1.475.545,04 + 1.890.522,92 = 3.366.067,96$$

$$D = 800 \text{ mm, tem-se: } C(RS) = 1.794.973,90 + 949.903,02 = 2.744.876,92$$

$$D = 900 \text{ mm, tem-se: } C(RS) = 2.143.022,11 + 515.100,25 = 2.658.122,36$$

$$D = 1000 \text{ mm, tem-se: } C(RS) = 2.520.415,05 + 299.983,50 = 2.820.398,55$$

A figura abaixo mostra graficamente a evolução dos custos de instalação, energéticos e dos gastos totais.

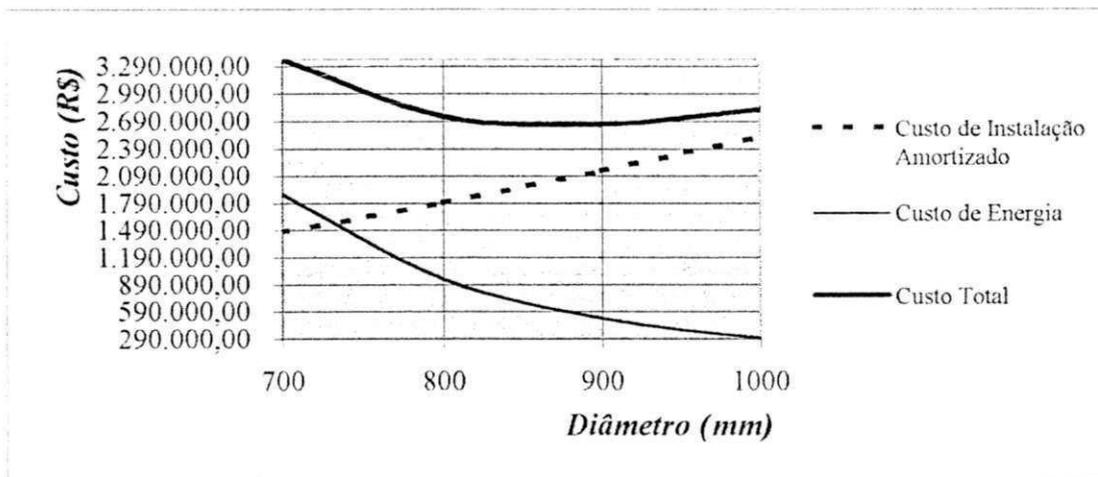


Figura 5.3 – Variação dos custos anuais da adutora com o diâmetro da tubulação

Observando o gráfico anterior conclui-se que o mínimo custo é gerado por um diâmetro localizado entre 800 e 900 mm. Estes mesmos diâmetros já haviam sido encontrados pelos dois métodos anteriores, o que comprova a validade dos mesmos. Não havendo nenhum diâmetro comercial entre eles, escolhe-se um dos dois.

O custo mínimo gerado foi aquele correspondente ao diâmetro de 900 mm. Este diâmetro será o ótimo procurado embora, pudesse também, ser adotado o diâmetro de

800 mm como sendo o ótimo, devido a diferença de custos entre os dois ser de apenas 3,16%, que é insignificante para uma obra do porte de uma adutora.

• **Dimensionamento da linha adutora entre a captação em Abiaí (A₂) e o reservatório de sucção em P₁ (adutora auxiliar):**

Como já foi visto anteriormente será adotado um valor médio de K igual a 1,15.

Para $K = 1,15$, obtém-se, inicialmente, o diâmetro aproximado para o anteprojeto a partir da fórmula de Bresse (Equação 4.5).

$$D = K \cdot \sqrt{Q} = 1,15 \cdot \sqrt{0,315} = 0,645 \text{ m} = 645 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 600 \text{ mm}$

De acordo com os itens 4.2.2 e 4.2.3, para $D = 600 \text{ mm}$, foram calculados todos os dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo através dos métodos em estudo. Estes dados encontram-se na tabela 5.19 abaixo:

Tabela 5.19 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo

Diâm. (Bresse) (m)	0,645
Diâm. Comercial (m)	0,600
Diâm. Comercial (mm)	600
Preço Tubo (R\$/m)	327,81
Custo dos serviços (R\$/m)	25,57
C(D) (custo tub. implantada) (R\$/m)	353,38
a (coef. de amortização)	0,124
Re (nº. de Reynolds)	$7,49 \times 10^5$
ϵ_r (rugosidade relativa) (mm/mm)	0,00033
f (coef. de atrito)	0,01615
β (coef. de perdas de Darcy-Weisbach)	0,00134
h_f (perdas de carga na instalação) (m)	8,19

a) método baseado no peso dos condutos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D^2 \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D^2} = 981,61 \text{ R}/\text{m}^2 \cdot \text{m}$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D^2 \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 210.331,78 \text{ RS/ano}$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_s + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 30.249,36 \text{ RS/ano}$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 240.581,14 \text{ RS/ano}$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,478 \text{ m} = 478 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 500 \text{ mm}$

b) método da variação linear dos custos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D} = 588,97 \text{ RS m} \cdot \text{m}$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 210.331,78 \text{ RS/ano}$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_s + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 30.249,36 \text{ RS/ano}$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 240.581,14 \text{ RS/ano}$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,520 \text{ m} = 520 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 500 \text{ mm}$

c) método da avaliação real dos custos

Como na adutora anterior, para facilitar a seleção dos diâmetros a serem testados por este método, testou-se o diâmetro ótimo encontrado pelos dois métodos anteriores

(500 mm), e também 450 e 600 mm, comerciais vizinhos ao ótimo teórico encontrado. Este método atesta a validade dos dois métodos anteriores. Sabe-se, então, qual dos diâmetros é o ótimo definitivo.

O diâmetro ótimo buscado deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot \alpha \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se então:

Para $D = 450 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 143.306,30 + 76.472,77 = 219.779,08$

Para $D = 500 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 167.155,97 + 44.431,54 = 211.587,51$

Para $D = 600 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 210.331,78 + 17.424,47 = 227.756,25$

A figura abaixo mostra graficamente a evolução dos custos de instalação, energéticos e dos gastos totais.

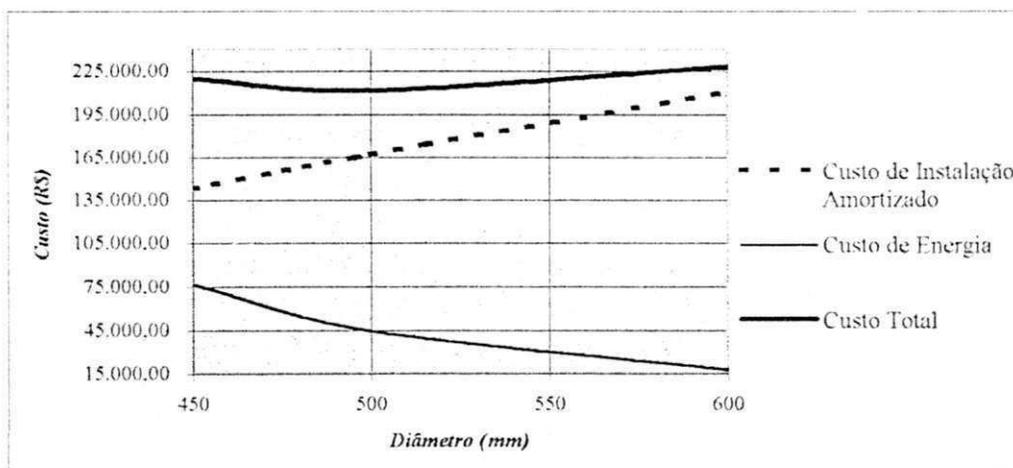


Figura 5.4 – Variação dos custos anuais da adutora com o diâmetro da tubulação

Observando o gráfico acima conclui-se que o mínimo custo é gerado por um diâmetro localizado entre 450 e 500 mm. O custo mínimo calculado foi aquele correspondente ao diâmetro de 500 mm. Este diâmetro será o ótimo procurado embora, pudesse também, ser adotado o diâmetro de 450 mm como sendo o ótimo, devido a diferença de custos entre os dois ser de apenas 3,73 %, que é insignificante para uma obra do porte de uma adutora.

- **Dimensionamento da linha adutora entre a captação em Cupissura (C₁) e o reservatório de sucção em P₁ (adutora auxiliar):**

Como já foi visto nas adutoras calculadas anteriormente será adotado um valor médio de K igual a 1,15.

Para $K = 1,15$, obtém-se, inicialmente, o diâmetro aproximado para o anteprojecto a partir da fórmula de Bresse (Equação 4.5).

$$D = K \cdot \sqrt{Q} = 1,15 \cdot \sqrt{0,21} = 0,527 \text{ m} = 527 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 500 \text{ mm}$

De acordo com os itens 4.2.2 e 4.2.3, para $D = 500 \text{ mm}$, foram calculados todos os dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo através dos métodos em estudo. Estes dados encontram-se na tabela 5.20:

Tabela 5.20 - Dados necessários para o cálculo do diâmetro ótimo

Diâm. (Bresse) (m)	0,527
Diâm. Comercial (m)	0,500
Diâm. Comercial (mm)	500
Preço Tubo (R\$/m)	257,74
Custo dos serviços (R\$/m)	23,10
C(D) (custo tub. implantada) (R\$/m)	280,84
a (coef. de amortização)	0,124
Re (nº. de Reynolds)	$5,99 \times 10^5$
ϵ_r (rugosidade relativa) (mm/mm)	0,00139
f (coef. de atrito)	0,01684
β (coef. de perdas de Darcy-Weisbach)	0,00139
h_f (perdas de carga na instalação) (m)	5,12

a) método baseado no peso dos condutos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D^2 \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D^2} = 1.123,36 \text{ R\$ m}^2 \cdot \text{m}$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D^2 \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 90.542,82 \text{ R\$/ano}$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_g + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 5.849,13 \text{ RS/ano}$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 96.391,94 \text{ RS/ano}$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,396 \text{ m} = 396 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 400 \text{ mm}$

b) método da variação linear dos custos

O primeiro passo é calcular o valor do custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro (C).

$$C(D) = C \cdot D \Rightarrow C = \frac{C(D)}{D} = 561,68 \text{ RS m} \cdot \text{m}$$

Os custos anuais de instalação do sistema serão dados por:

$$C_{INST} = C \cdot D \cdot L \cdot a \Rightarrow C_{INST} = 90.542,82 \text{ RS/ano}$$

Quanto aos custos anuais com relação à energia, estes serão dados por:

$$C_e = \frac{9,81 \cdot Q \cdot (H_g + h_f)}{\eta} \cdot n \cdot p \Rightarrow C_e = 5.849,13 \text{ RS/ano}$$

O custo total anual da instalação será:

$$C_T(D) = C_{INST} + C_e = 96.391,94 \text{ RS/ano}$$

Finalmente, o diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,431 \text{ m} = 431 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 450 \text{ mm}$

c) método da avaliação real dos custos

Como nas adutoras anteriores, para facilitar a seleção dos diâmetros a serem testados por este método, testaram-se os diâmetros ótimos encontrados pelos dois métodos anteriores (400 e 450 mm), e também 350 e 500 mm, comerciais vizinhos aos

ótimos teóricos encontrados. Este método atesta a validade dos dois métodos anteriores. Sabe-se, então, qual dos diâmetros é o ótimo definitivo.

O diâmetro ótimo buscado deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se então:

Para $D = 350 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 56.242,68 + 45.479,44 = 101.722,12$

Para $D = 400 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 67.852,30 + 22.827,14 = 90.679,45$

Para $D = 450 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 77.624,25 + 12.455,83 = 90.080,08$

Para $D = 500 \text{ mm}$, tem-se: $C(RS) = 90.542,82 + 7.255,94 = 97.798,76$

A figura 5.5 mostra graficamente a evolução dos custos de instalação, energéticos e dos gastos totais.

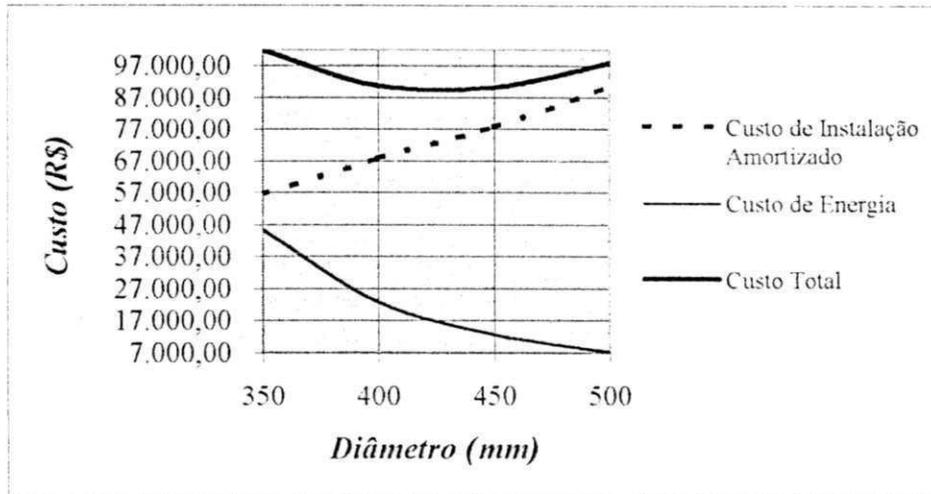


Figura 5.5 – Variação dos custos anuais da adutora com o diâmetro da tubulação

Observando o gráfico anterior conclui-se que o mínimo custo é gerado por um diâmetro localizado entre 400 e 450 mm. Estes mesmos diâmetros já haviam sido encontrados pelos dois métodos anteriores, o que comprova a validade dos mesmos.

O custo mínimo calculado foi aquele correspondente ao diâmetro de 450 mm. Este diâmetro será o ótimo procurado embora, pudesse também, ser adotado o diâmetro de 400 mm como sendo o ótimo, devido a diferença de custos entre os dois ser de apenas 0,66 %, que é insignificante para uma obra do porte de uma adutora.

Como alternativa para o não uso da fórmula de Bresse para o cálculo do diâmetro aproximado de anteprojeto nos métodos baseado no peso dos condutos e da

variação linear dos custos, testou-se também adotar, como diâmetro inicial, um valor dentre os diâmetros comerciais existentes para o material estudado.

Como já foi observado no cálculo dos diâmetros ótimos das duas adutoras anteriores, adotou-se, um valor médio entre os diâmetros comerciais existentes para o material estudado ($D = 500$ mm), resultando em um valor de diâmetro ótimo igual a 450 e 400 mm, que testado pelo método da avaliação real dos custos levaria ao mesmo resultado obtido anteriormente, *450 mm* como o diâmetro ótimo procurado.

Assim, o sistema adutor Abiaí-Papocas apresentará os seguintes diâmetros ótimos:

- Para a linha adutora principal, entre a captação em Papocas (P_1) e a ETA de Gramame será adotado o diâmetro de 900 mm.
- Para a linha adutora entre a captação em Abiaí (A_2) e o reservatório de sucção em P_1 será adotado o diâmetro de 500 mm;
- Para a linha adutora entre a captação em Cupissura (C_1) e o reservatório de sucção em P_1 será adotado o diâmetro de 450 mm;

5.4 - Exemplo 4 – Sistema Adutor Acauã

A estiagem que vem ocorrendo nos últimos anos, principalmente no biênio 1998-1999, tem afetado a totalidade do território paraibano e causado prejuízos consideráveis ao Estado da Paraíba. A escassez de água para abastecimento humano e animal, e para o setor agrícola e industrial, tem provocado danos significativos à economia da região e à saúde da população atingida. Dentre os diversos municípios do interior paraibano que enfrentam problemas de abastecimento de água, destaca-se a cidade de Campina Grande, com uma população de cerca de 360.000 habitantes, na sede, e que juntamente com as cidades de Boqueirão, Queimadas, Pocinhos e os distritos de São José da Mata, Galante, Caturité e outras localidades menores, totalizam cerca de 76.800 ligações domiciliares abastecidas pelo Açude Epitácio Pessoa, também conhecido como Açude Boqueirão, situado na cidade de Boqueirão.

Com o propósito de resolver, primordialmente, o problema de abastecimento da cidade de Campina Grande, o Governo do Estado da Paraíba decidiu pela implantação da Barragem de Acauã. A mesma está sendo construída na bacia do Médio Paraíba, na localidade de Melancia, no município de Itatuba no Estado da Paraíba. “A barragem possuirá uma capacidade máxima de armazenamento de 250 milhões de metros cúbicos, barrando o rio Paraíba, logo após a confluência deste com o rio Paraibinha. Estando localizada à jusante do açude Epitácio Pessoa, regularizará uma vazão em torno de 3.000 l/s conforme estudos já efetuados, já que sua bacia de contribuição dispõe de um regime hidrológico mais favorável do que o existente, à montante do açude Epitácio Pessoa.” (CONTÉCNICA, 2000).

A barragem já se encontra em construção e deverá assegurar o abastecimento d’água da cidade de Campina Grande, Queimadas, Caturité, S. José da Mata, Pocinhos e Galante.

A Barragem de Acauã apresentará as seguintes características:

- Localização: rio Paraíba, à jusante da confluência dos rios Paraíba e Paraibinha, cujas coordenadas são: 37° 32’27” longitude oeste e 7°24’17” latitude sul;
- Área da bacia hidrográfica: 3.838,33 km²;
- Capacidade de acumulação: 250.000.000 m³;
- Vazão regularizável da ordem de 3,0 m³/s.

Para que a água acumulada pela Barragem de Acauã possa complementar o abastecimento da cidade de Campina Grande e municípios circunvizinhos (Queimadas, Caturité, S. José da Mata, Pocinhos e Galante), será necessária a construção de uma linha adutora capaz de transportar a água bruta até a Estação de Tratamento de Água (ETA) de Gravatá, que é responsável pelo tratamento da água proveniente do açude Epitácio Pessoa, onde será misturada à água provinda da barragem de Acauã. Feito o tratamento, a água será levada até Campina Grande através do sistema adutor já implantado.

O traçado do sistema adutor Acauã aqui apresentado consta de um estudo preliminar realizado pela CONTECNICA onde foram testadas três alternativas. A alternativa que gerou menores custos será a apresentada neste trabalho e novamente dimensionada pelos métodos aqui propostos.

Em anexo, na figura A3, encontra-se um mapa mostrando a localização da adutora de Acauã e o seu traçado.

As demandas para atender às cidades de Campina Grande, Queimadas, Caturité, S. José da Mata, Pocinhos e Galante, que hoje são abastecidas tendo como manancial o Açude Epitácio Pessoa, com água tratada na Estação de Tratamento de Água (ETA) de Gravatá, no horizonte de projeto, foi calculada pela equação 4.2 para os seguintes parâmetros de projeto adotados:

- consumo per capita de 200 l/hab.dia, para a cidade de Campina Grande e 150 l/hab.dia para as demais cidades;
- coeficiente do dia de maior consumo (k_1) igual a 1,2;
- populações previstas para o ano de 2005, 2010, 2015 e 2020, para as cidades estudadas encontram-se na tabela 5.21.

Tabela 5.21 - Previsão da população de projeto em intervalos de cinco anos para as cidades estudadas (CONTECNICA, 2000)

<i>Cidades</i>	<i>Anos</i>				
	<i>2000</i>	<i>2005</i>	<i>2010</i>	<i>2015</i>	<i>2020</i>
Campina Grande	360.000	397.469	438.838	484.513	534.941
Queimadas	15.492	17.104	18.884	20.849	23.019
Caturité	766	845	932	1.029	1.136
S. José da Mata	4.294	4.653	5.042	5.463	5.920
Pocinhos	7.517	8.125	8.783	9.494	10.263
Galante	3.942	4.012	4.083	4.156	4.230
Total	392.011	432.208	476.562	525.504	579.509

Foi considerado, ainda, um acréscimo de 40 % sobre a vazão demandada correspondente às perdas e para atender às demandas industriais e de entidades públicas.

Em resumo, o sistema Acauã será projetado para beneficiar uma população total no início do plano de 392.011 habitantes e no alcance de projeto de 20 anos uma população total de 579.509 habitantes, sendo que para estas cidades entrará apenas como reforço em face da oferta do Sistema Boqueirão.

Em função dos parâmetros acima definidos foi elaborada a tabela 5.22 a seguir, onde aparece a evolução das demandas, ao longo do período de projeto, explicitadas a cada cinco anos. Considerando que o presente estudo limita-se a reforço na oferta d'água, as vazões de projeto limitam-se à vazão máxima diária, daí porque somente foi aplicado o coeficiente do dia de maior consumo (k_1).

Tabela 5.22 - Evolução das demandas ao longo do período de projeto para as cidades beneficiadas pelo sistema adutor Acauã

Localidades	Demanda Máxima Diária (Q - Us)								
	2000			2005			2010		
	Consumo	Perdas	Total	Consumo	Perdas	Total	Consumo	Perdas	Total
Campina Grande	1000,00	400,00	1400,00	1104,08	331,22	1435,30	1218,99	304,75	1523,74
Queimadas	32,28	12,91	45,19	35,63	10,69	46,32	39,34	9,84	49,18
Caturité	1,60	0,64	2,23	1,76	0,53	2,29	1,94	0,49	2,43
S. José da Mata	8,95	3,58	12,52	9,69	2,91	12,60	10,50	2,63	13,13
Pocinhos	15,66	6,26	21,92	16,93	5,08	22,01	18,30	4,57	22,87
Galante	8,21	3,29	11,50	8,36	2,51	10,87	8,51	2,13	10,63
Total	1493,37			1529,39			1621,98		

Tabela 5.22 - Evolução das demandas ao longo do período de projeto para as cidades beneficiadas pelo sistema adutor Acauã (continuação)

Localidades	Demanda Máxima Diária (Q - Us)					
	2015			2020		
	Consumo	Perdas	Total	Consumo	Perdas	Total
Campina Grande	1345,87	336,47	1682,34	1485,95	371,49	1857,43
Queimadas	43,44	10,86	54,29	47,96	11,99	59,95
Caturité	2,14	0,54	2,68	2,37	0,59	2,96
S. José da Mata	11,38	2,85	14,23	12,33	3,08	15,42
Pocinhos	19,78	4,94	24,72	21,38	5,35	26,73
Galante	8,66	2,16	10,82	8,81	2,20	11,02
Total	1789,08			1973,50		

A vazão a ser importada do sistema adutor para atender à cidade de Campina Grande e municípios circunvizinhos no ano de 2020, corresponderá à diferença entre a

demanda do sistema no horizonte de projeto (1.973,5 l/s) e a atual disponibilidade do sistema Boqueirão (1.200,0 l/s). Assim, a vazão a ser importada, deverá ser de 800,0 l/s. Do mesmo modo, para o ano de 2015, considerando a mesma disponibilidade do sistema Boqueirão, a vazão a ser importada deverá ser de 600,0 l/s e para 2010, de 450 l/s.

Os demais dados adotados para o dimensionamento do sistema adutor Acauã foram os seguintes:

- Vida útil do sistema 20 anos
- Comprimento da linha adutora 45,4 km
- Cota do nível da água mínimo na estação elevatória 137,00 m
- Cota do nível da água na ETA de Gravata 465,00 m
- Altura geométrica de recalque: $H_g = 465 - 137 =$ 328,00 m
- Número de horas de bombeamento diário 24 horas
- Número de horas de bombeamento anual 8.760 horas
- Rendimento médio esperado dos conjuntos moto-bomba 80 %
- Taxa de juros anual 12 %
- Foram testados dois materiais para as tubulações da adutora: o PRFV e o ferro dúctil
- Rugos. absoluta (ϵ) adotada para o tubo de PRFV 0,02 mm
- Rugos. absoluta (ϵ) adotada para o tubo de ferro dúctil revestido internamente 0,3 mm
- As perdas de carga localizadas não são consideradas
- Os custos de energia foram estimados, levando-se em conta o valor praticado pela concessionária de energia elétrica estadual (SAELPA, 2000):

Consumo:	0,063 R\$/kW.h
Demanda:	4,35 R\$/kW.mês
- Foi tomado como base a cotação do dólar comercial cujo valor é de R\$ 1,83 (12/05/2000).

Com relação às despesas com pessoal foram obtidos levando-se em consideração a seguinte remuneração: técnico qualificado: R\$ 680,00/mês; operário: R\$ 272,00/mês. Para os encargos sociais adotou-se um percentual de 100 % sobre o valor dos salários. Este valor foi de R\$ 22.848,00/ano.

Custo de Elevatórias:

-- Os custos dos equipamentos eletromecânicos das elevatórias foram obtidos através de curvas de custos elaborados pela SABESP-Companhia de Saneamento do

Estado de São Paulo. Essas curvas relacionam os custos de implantação com a potência instalada versus vazão de operação, resultando na seguinte expressão dada em reais:

$$\text{Custo (RS)} = 5531,08 (Q \cdot P)^{0,309}$$

-- Para as obras civis, os custos variaram de acordo com o porte da elevatória da seguinte forma:

Pequeno porte – menor que 50 CV: R\$ 22.097,21;

Médio porte – entre 50 e 500 CV: R\$ 159.591,92;

Grande porte – maior que 500 CV: R\$ 405.118,38.

A tabela 5.23 apresenta os custos de implantação das tubulações, correspondentes à soma dos custos unitários dos tubos de ferro dúctil (CAGEPA, 2000), onde estão incluídos os custos do material, transporte (frete), montagem e proteção contra corrosão, mais os custos dos serviços, referentes a 30 % dos custos dos tubos. Os custos dos serviços representam as despesas referentes aos movimentos de terra, como, abertura de valas, preenchimento das mesmas, bota-fora do material que sobra e reposição do pavimento. Do mesmo modo, a tabela 5.24 é apresentada para os tubos de PRFV.

Tabela 5.23 – Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de *ferro dúctil*, K7, fabricante Cia. Metalúrgica Barbará.

<i>Diâmetro Nominal (interno) (mm)</i>	<i>Custo do Tubo (R\$/m)</i>	<i>Custo dos Serviços (movim. de terra) (R\$/m)</i>	<i>Custo da Tubulação Instalada - C(D) (R\$/m)</i>
100	34,87	10,46	45,33
150	53,23	15,97	69,20
200	78,68	23,66	102,28
250	92,21	27,66	119,87
300	115,00	34,50	149,50
350	154,85	46,46	201,31
400	189,72	56,92	246,64
450	218,86	65,66	284,52
500	257,74	77,32	335,06
600	327,81	98,34	426,15
700	419,38	125,81	545,19
800	513,59	154,08	667,67
900	616,37	184,91	801,28
1000	727,95	218,39	946,34
1200	978,91	293,67	1.272,58

Tabela 5.24 – Custo de implantação, por metro linear, das tubulações de PRFV, fabricante Petrofisa do Brasil LTDA.

<i>Diâmetro Nominal (interno) (mm)</i>	<i>Custo do Tubo (R\$/m)</i>	<i>Custo dos Serviços (movim. de terra) (R\$/m)</i>	<i>Custo da Tubulação Instalada - C(D) (R\$/m)</i>
200	32,32	42,02	74,34
250	56,5	73,45	129,95
300	78,81	102,45	181,26
350	107,12	139,26	246,38
400	129,06	167,77	296,83
450	153,24	199,21	352,45
500	177,43	230,65	408,08
550	201,61	262,09	463,70
600	225,42	293,05	518,47
700	295,04	383,55	678,59
800	374,78	487,21	861,99
900	464,63	604,02	1068,65
1000	564,43	733,76	1298,19
1100	570,87	742,13	1313,00
1200	577,30	750,49	1327,79

Solução:

• **Análise para o PRFV**

Inicialmente será testado o PRFV como material para as tubulações da adutora. Serão considerados três alternativas para o arranjo de tubulações na adutora.

- 1) Um único tubo;
- 2) Dois tubos em paralelo;
- 3) Três tubos em paralelo.

Para as alternativas 1, 2 e 3 testou-se dividir os custos para três períodos diferentes, de 2000 a 2020 (período total); de 2000 a 2010 e de 2010 a 2020 (dois períodos); de 2000 a 2010, de 2010 a 2015 e de 2015 a 2020 (três períodos), respectivamente, sendo assim tem-se:

Caso 1: a adutora será formada por um único tubo de PRFV que será instalado no ano 2000 para o horizonte de projeto (2020) - *período total*;

Caso 2: a adutora será formada por dois tubos de PRFV em paralelo, onde o primeiro tubo será instalado no ano 2000 para o horizonte de projeto de 20 anos (2020) e o

segundo tubo será instalado no ano 2010 para o horizonte de projeto de 10 anos (2020) - *dois períodos*;

Caso 3: a adutora será formada por três tubos de PRFV onde o primeiro tubo será instalado no ano 2000 para o horizonte de projeto de 20 anos (2020), o segundo tubo será instalado no ano 2010 para o horizonte de projeto de 10 anos (2020) e o terceiro tubo será instalado no ano 2015 para o horizonte de projeto de 5 anos (2020), - *três períodos*;

Para o caso 1 tem-se que a vazão de 800 l/s será aduzida por um tubo único de PRFV para o período total, ou seja, para o horizonte de projeto de 20 anos. Para o cálculo do diâmetro ótimo para esta tubulação procede-se como já foi visto nos exemplos anteriores.

Usando a fórmula de Bresse, encontra-se o diâmetro de anteprojeto para se ter uma referência aproximada do valor do diâmetro ótimo. Este diâmetro será usado posteriormente no método baseado no peso dos condutos e no método da variação linear dos custos. Como já foi visto nas adutoras calculadas anteriormente, os resultados mostram que o coeficiente K da fórmula de Bresse não tem influência alguma sobre o resultado final encontrado (diâmetro ótimo) pelos dois métodos. Desta forma poderá ser adotado um valor médio, como por exemplo 1,15.

Para $K = 1,15$, obtém-se, inicialmente, o diâmetro aproximado para o anteprojeto a partir da fórmula de Bresse (Equação 4.5). $D = 1.029 \text{ m} = 1029 \text{ mm}$ cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 1000 \text{ mm}$. Para este diâmetro foram calculados os diâmetros ótimos teóricos pelos dois métodos.

a) método baseado no peso dos condutos

O diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot P}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,704 \text{ m} = 704 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 700 \text{ mm}$

b) método da variação linear dos custos

O diâmetro ótimo teórico da tubulação será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,749 \text{ m} = 749 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 700 \text{ mm}$

c) método da avaliação real dos custos

Como nos exemplos anteriores, para facilitar a seleção dos diâmetros a serem testados por este método, testou-se o diâmetro ótimo encontrado pelos dois métodos anteriores (700 mm), e também 600 e 800 mm, comerciais vizinhos ao ótimo teórico encontrado. Este método atesta a validade dos dois métodos anteriores. Sabe-se, então, qual dos diâmetros é o ótimo definitivo.

O diâmetro ótimo buscado deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \sum K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se que o diâmetro ótimo gerado foi igual a 700 mm que comprova a validade dos dois métodos anteriores.

Para o diâmetro ótimo encontrado são calculados os custos totais para a adutora relativos à soma dos custos de investimento mais os custos de operação. Os valores encontrados encontram-se nas tabelas 5.28 e 5.29. A vazão considerada para o ano de instalação da tubulação (2000), foi a mesma até o final do período (2020), ou seja, adotou-se a vazão constante, igual à vazão de projeto para o final do período, 800 l/s, para todo o período de 2000 a 2020.

A tabela 5.25, a seguir, apresenta os custos finais resumidamente.

Tabela 5.25 – Custos de investimento, operação e total para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 1)

<i>Caso 1</i>	<i>Custo de Investimento (RS)</i>	<i>Custo de Operação (RS)</i>	<i>Custo Total (RS)</i>
1 tubo (2000-2020)	18.498.086,23	36.012.247,16	54.510.333,39

Para o caso 2 têm-se dois tubos de PRFV em paralelo, sendo o primeiro tubo instalado no ano 2000 para funcionar durante todo o período de 20 anos (até 2020) conduzindo a vazão de 450 l/s (demanda necessária no ano de 2010 conduzida por um único tubo) e o segundo tubo instalado no ano 2010 para funcionar durante os 10 anos

restantes (até 2020) conduzindo uma vazão de 350 l/s para completar a demanda necessária no final do plano, 800 l/s.

Para o cálculo do diâmetro ótimo para as duas tubulações procede-se como já foi visto nos exemplos anteriores.

Usando a fórmula de Bresse, encontra-se o diâmetro de anteprojetado para se ter uma referência aproximada do valor do diâmetro ótimo. Este diâmetro será usado posteriormente no método baseado no peso dos condutos e no método da variação linear dos custos. Como já foi visto nas adutoras calculadas anteriormente, os resultados mostram que o coeficiente K da fórmula de Bresse não tem influência alguma sobre o resultado final encontrado (diâmetro ótimo) pelos dois métodos. Desta forma poderá ser adotado um valor médio, como por exemplo 1,15.

Para $K = 1,15$, obtém-se, inicialmente, para o primeiro tubo, de vazão 450 l/s, o diâmetro aproximado para o anteprojetado a partir da fórmula de Bresse (Equação 4.5). $D_{OT} = 800 \text{ mm}$. Para o segundo tubo, de vazão 350 l/s, $D_{OT} = 700 \text{ mm}$. Para os dois tubos, a partir destes diâmetros, foram calculados os diâmetros ótimos teóricos pelos dois métodos.

a) método baseado no peso dos condutos

O diâmetro ótimo teórico do primeiro tubo, de vazão 450 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,551 \text{ m} = 551 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 550 \text{ mm}$

O diâmetro ótimo teórico do segundo tubo, de vazão 350 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,475 \text{ m} = 475 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 500 \text{ mm}$

b) método da variação linear dos custos

O diâmetro ótimo teórico do primeiro tubo, de vazão 450 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,585 \text{ m} = 585 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 600 \text{ mm}$

O diâmetro ótimo teórico do segundo tubo, de vazão 350 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,503 \text{ m} = 503 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 500 \text{ mm}$

c) método da avaliação real dos custos

Como no caso anterior, para facilitar a seleção dos diâmetros a serem testados por este método, testaram-se os diâmetros ótimos encontrados pelos dois métodos anteriores para o primeiro tubo (550 e 600 mm), e também 500 e 700 mm, comerciais vizinhos aos ótimos teóricos encontrados. Para o segundo tubo, testou-se o diâmetro ótimo encontrado pelos dois métodos anteriores (500 mm), e também 450 e 550 mm, comerciais vizinhos aos ótimos teóricos encontrados. Este método atesta a validade dos dois métodos anteriores. Sabe-se, então, qual dos diâmetros é o ótimo definitivo.

O diâmetro ótimo buscado para o primeiro tubo deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se que o diâmetro ótimo gerado foi igual a 600 mm.

O diâmetro ótimo buscado para o segundo tubo deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se que o diâmetro ótimo gerado foi igual a 500 mm.

Para os diâmetros ótimos encontrados para os dois tubos são calculados os custos totais para a adutora relativos à soma dos custos de investimento mais os custos de operação. Os valores encontrados encontram-se nas tabelas de 5.30 a 5.33. A vazão considerada para a primeira tubulação no ano de instalação da mesma (2000), foi a mesma até o final do período (2020), ou seja, adotou-se a vazão constante, igual à vazão de projeto para o final do período, 450 l/s, para todo o período atividade do tubo 2000 a

2020. O mesmo foi considerado para a segunda tubulação, a vazão considerada no ano de instalação da mesma (2010), foi a mesma até o final do período (2020), ou seja, adotou-se a vazão constante, igual à vazão de projeto para o final do período, 350 l/s, para todo o período de atividade do tubo 2010 a 2020.

A tabela 5.26, a seguir apresenta os custos finais resumidamente.

Tabela 5.26 – Custos de investimento, operação e total para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 2)

<i>Caso 2</i>	<i>Custo de investimento (R\$)</i>	<i>Custo de operação (R\$)</i>	<i>Custo Total (R\$)</i>
1º tubo (1º período)	14.171.783,58	11.749.648,53	25.921.432,11
2º tubo (2º período)	3.634.934,64	3.367.980,66	7.002.915,30
Total	17.806.718,22	15.117.629,19	32.924.347,41

Para o *caso 3* têm-se três tubos de PRFV em paralelo, sendo o primeiro tubo instalado no ano 2000 para funcionar durante o período todo de 20 anos (até 2020) conduzindo a vazão de 450 l/s (demanda necessária no ano de 2010 para que primeiro tubo sozinho conduza); o segundo tubo instalado no ano 2010 para funcionar durante os 10 anos restantes (até 2020) conduzindo uma vazão de 150 l/s para completar a demanda necessária no final do ano 2015, 600 l/s e o terceiro tubo instalado no ano 2015 para funcionar durante os 5 anos restantes (até 2020) conduzindo uma vazão de 200 l/s para completar a demanda necessária no final do ano 2020, 800 l/s.

Para o cálculo do diâmetro ótimo para as três tubulações procede-se como já foi visto nos exemplos anteriores.

Usando a fórmula de Bresse, encontra-se o diâmetro de anteprojetado para se ter uma referência aproximada do valor do diâmetro ótimo. Este diâmetro será usado posteriormente no método baseado no peso dos condutos e no método da variação linear dos custos. Como já foi visto nas adutoras calculadas anteriormente, os resultados mostram que o coeficiente K da fórmula de Bresse não tem influência alguma sobre o resultado final encontrado (diâmetro ótimo) pelos dois métodos. Desta forma poderá ser adotado um valor médio, como por exemplo 1,15.

Para $K = 1,15$, obtém-se, inicialmente, para o primeiro tubo, de vazão 450 l/s, o diâmetro aproximado para o anteprojetado a partir da fórmula de Bresse (Equação 4.5). $D_{OT} = 800 \text{ mm}$; para o segundo tubo, de vazão 150 l/s, $D_{OT} = 450 \text{ mm}$ e para o terceiro tubo, de vazão 200 l/s, $D_{OT} = 500 \text{ mm}$. Para os três tubos, a partir destes diâmetros,

foram calculados os diâmetros ótimos teóricos pelos dois métodos.

a) método baseado no peso dos condutos

O diâmetro ótimo teórico do primeiro tubo, de vazão 450 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,551 \text{ m} = 551 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 550 \text{ mm}$

O diâmetro ótimo teórico do segundo tubo, de vazão 150 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,323 \text{ m} = 323 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 300 \text{ mm}$

O diâmetro ótimo teórico do terceiro tubo, de vazão 200 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} Q^{0,43} = 0,344 \text{ m} = 344 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 350 \text{ mm}$

b) método da variação linear dos custos

O diâmetro ótimo teórico do primeiro tubo, de vazão 450 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,585 \text{ m} = 585 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 600 \text{ mm}$

O diâmetro ótimo teórico do segundo tubo, de vazão 150 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,345 \text{ m} = 345 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 350 \text{ mm}$

O diâmetro ótimo teórico do terceiro tubo, de vazão 200 l/s, será:

$$D_{OT} = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{C \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \sqrt{Q} = 0,366 \text{ m} = 366 \text{ mm}$$

cujo comercial mais próximo será: $D_{OT} = 400 \text{ mm}$

c) método da avaliação real dos custos

Como no caso anterior, para facilitar a seleção dos diâmetros a serem testados por este método, testaram-se os diâmetros ótimos encontrados pelos dois métodos anteriores para o primeiro tubo (550 e 600 mm), e também 500 e 700 mm, comerciais vizinhos aos ótimos teóricos encontrados. Para o segundo tubo testaram-se os tubos testaram-se os diâmetros ótimos encontrados pelos dois métodos anteriores (350 e 300 mm), e também 250 e 400 mm, comerciais vizinhos aos ótimos teóricos encontrados. Para o terceiro tubo testaram-se os diâmetros ótimos encontrados pelos dois métodos anteriores (350 e 400 mm), e também 300 e 450 mm, comerciais vizinhos aos ótimos teóricos encontrados. Este método atesta a validade dos dois métodos anteriores. Sabe-se, então, qual dos diâmetros é o ótimo definitivo.

O diâmetro ótimo buscado para o primeiro tubo, de vazão 450 l/s, deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se que o diâmetro ótimo gerado foi igual a 600 mm.

O diâmetro ótimo buscado para o segundo tubo, de vazão 150 l/s, deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se que o diâmetro ótimo gerado foi igual a 300 mm.

O diâmetro ótimo buscado para o terceiro tubo, de vazão 200 l/s, deve cumprir a seguinte equação (Equação 4.77):

$$C_{min} = C(D_{OT}) \cdot a \cdot L + \left(f \frac{L}{D_{OT}} + \Sigma K \right) \frac{8 \cdot Q^3}{\pi^2 \cdot D_{OT}^4 \cdot \eta} \cdot n \cdot p$$

Testando para a gama de diâmetros escolhidos tem-se que o diâmetro ótimo gerado foi igual a 350 mm.

Para os diâmetros ótimos encontrados para os dois tubos são calculados os custos totais para a adutora relativos à soma dos custos de investimento mais os custos de operação. Os valores encontrados encontram-se nas tabelas de 5.34 a 5.39. A vazão considerada para a primeira tubulação no ano de instalação da mesma (2000), foi a mesma até o final do período (2020), ou seja, adotou-se a vazão constante, igual à vazão de projeto para o final do período, 450 l/s, para todo o período atividade do tubo 2000 a 2020. O mesmo foi considerado para a segunda tubulação, a vazão considerada no ano de instalação da mesma (2010), foi a mesma até o final do período (2020), ou seja, adotou-se a vazão constante, igual à vazão de projeto para o final do período, 150 l/s, para todo o período de atividade do tubo 2010 a 2020. Também para a terceira tubulação, a vazão considerada no ano de instalação da mesma (2015), foi a mesma até o final do período (2020), ou seja, adotou-se a vazão constante, igual à vazão de projeto para o final do período, 200 l/s, para todo o período de atividade do tubo 2015 a 2020.

A tabela 5.27, a seguir apresenta os custos finais resumidamente.

Tabela 5.27 - Custos de investimento, operação e total para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 3).

<i>Caso 3</i>	<i>Custo de Investimento (RS)</i>	<i>Custo de Operação (RS)</i>	<i>Custo Total (RS)</i>
1º tubo (1º período)	14.171.783,58	11.749.648,53	25.921.432,11
2º tubo (2º período)	1.718.201,93	1.284.343,93	3.002.545,86
3º tubo (3º período)	1.287.864,46	855.188,22	2.143.052,67
Total	17.177.849,96	13.889.180,68	31.067.030,64

O gráfico abaixo representa os custos totais, para cada caso estudado, para o PRFV como material das tubulações

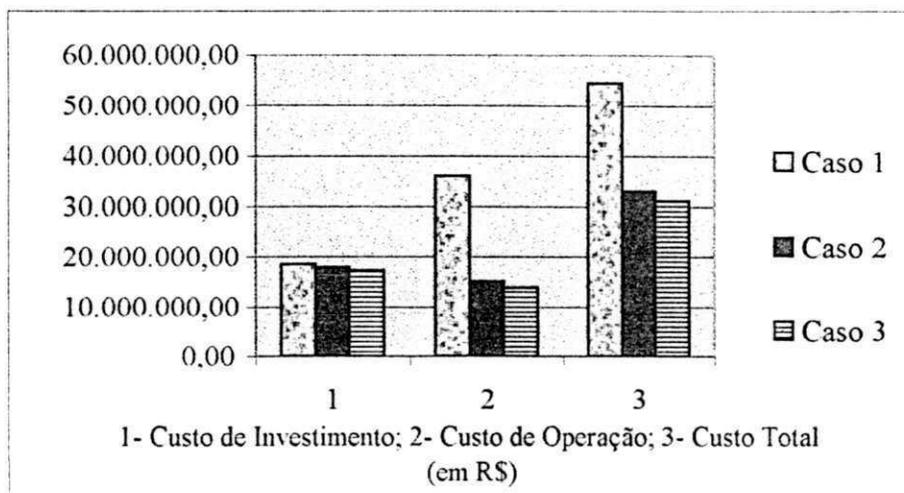


Figura 5.6 – Representação gráfica dos custos totais, para cada caso estudado, para o PRFV como material das tubulações

Caso 1

Tabela 5.28 – Custos de investimento para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 1)

Custos de investimento

<i>Q</i> (l/s)	<i>Diâmetro</i> (mm)	<i>Comprim.</i> (m)	<i>Custo tubos unit.</i> (R\$/m)	<i>Custo serviços inst.</i> (R\$/m)	<i>Custo unit. total</i> (R\$/m)	<i>Custo tub.</i> (R\$)	<i>Pot. Req.</i> (CV)	<i>Pot. Inst.</i> (CV)	<i>Custo equip.</i> (R\$)	<i>Custo obras civis</i> (R\$)	<i>Total</i> (R\$)
800	700	45.400	295,04	88,51	383,55	17.413.260,8	6571,91	7229,10	679.707,05	405.118,38	18.498.086,2

Tabela 5.29 – Custos de operação para a adutora de Acauã adotando o PRFV (caso 1)

Custos de operação

<i>Q</i> (l/s)	<i>Diâmetro</i> (mm)	<i>Pot. Inst.</i> (Kw)	<i>Nº de horas/ ano bomb.</i>	<i>Consumo</i> (kWh)	<i>Tarifa Consumo</i> (R\$/kWh)	<i>Tarifa Demanda</i> (R\$/kWh/mês)	<i>Gasto consumo</i> p/ ano (R\$)	<i>Gasto demanda</i> p/ ano (R\$)	<i>Gasto total anual de</i> <i>energia + pessoal (R\$)</i>	<i>FA</i>	<i>Total</i> <i>Atualizado (R\$)</i>
800	700	5320,62	8760	46.608.631,20	0,063	4,35	2.936.343,77	277.736,36	3.236.926,74	11,13	36.012.247,16

Caso 2

Tabela 5.30 – Custos de investimento para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 1) (caso 2)

Custos de investimento (tubo 1) (1º período)

Q (l/s)	Diâmetro (mm)	Comprim. (m)	Custo tubos un. (R\$/m)	Custo serviços inst. (R\$/m)	Custo unit. total (R\$/m)	Custo tub. (R\$)	Pot. Req. (CV)	Pot. Inst. (CV)	Custo Equip. (R\$)	Custo Obras Cíveis (R\$)	Total (R\$)
450	600	45.400	225,42	67,63	293,05	13.304.288,4	3357,88	3693,66	462.377,8	405.117,4	14.171.783,6

Tabela 5.31 – Custos de operação para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 1) (caso 2)

Custos de operação (tubo 1) (1º período)

Q (l/s)	Diâmetro (mm)	Pot. Inst. (Kw)	Nº de horas p/ ano bomb.	Consumo (kWh)	Tarifa Consumo (R\$/kWh)	Tarifa Demanda (R\$/kWh/mês)	Gasto consumo p/ ano (R\$)	Gasto demanda p/ ano (R\$)	Gasto total anual de energia + pessoal (R\$)	FA	Total atualizado (R\$)
450	600	2718,54	8760	23.814.410,40	0,063	4,35	1.500.307,86	141.907,79	1.665.062,08	7,06	11.749.648,53

Tabela 5.32 – Custos de investimento para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 2) (caso 2)

Custos de investimento (tubo 2) (2º período)

Q (l/s)	Diâmetro (mm)	Comprim. (m)	Custo tubos un. (R\$/m)	Custo serviços inst. (R\$/m)	Custo unit. total (R\$/m)	Custo tub. (R\$)	Pot. Req. (CV)	Pot. Inst. (CV)	Custo Equip. (R\$)	Custo Obras Cíveis (R\$)	Total em 2010 (R\$)	Valor Presente (R\$)
350	500	45.400	177,43	53,23	230,66	10.471.918,6	2984,31	3282,74	412.519,3	405.117,4	11.289.555,2	3.634.934,64

Tabela 5.33 – Custos de operação para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 2) (caso 2)

Custos de operação (tubo 2) (2º período)

Q (l/s)	Diâmetro (mm)	Pot. Inst. (Kw)	Nº de horas p/ ano bomb.	Consumo (kWh)	Gasto consumo p/ ano (R\$)	Gasto demanda p/ ano (R\$)	Gasto total anual de energia + pessoal (R\$)	FA	Total atualizado em 2010 (R\$)	Valor Presente (R\$)
350	500	2416,10	8760	21.165.036,00	1.333.397,27	126.120,42	1.482.365,75	7,06	10.460.436,70	3.367.980,66

Caso 3

Tabela 5.34 – Custos de investimento para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 1) (caso 3)

Custos de investimento (tubo 1) (1º período)

<i>Q</i> (L/s)	<i>Diâmetro</i> (mm)	<i>Comprim.</i> (m)	<i>Custo tubos un.</i> (R\$/m)	<i>Custo serviços inst.</i> (R\$/m)	<i>Custo unit. total</i> (R\$/m)	<i>Custo tub.</i> (R\$)	<i>Pot. Req.</i> (CV)	<i>Pot. Inst.</i> (CV)	<i>Custo Equip.</i> (R\$)	<i>Custo Obras Civis</i> (R\$)	<i>Total</i> (R\$)
450	600	45.400	225,42	67,63	293,05	13.304.288,4	3357,88	3693,66	462.377,8	405.117,4	14.171.783,6

Tabela 5.35 – Custos de operação para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 1) (caso 3)

Custos de operação (tubo 1) (1º período)

<i>Q</i> (L/s)	<i>Diâmetro</i> (mm)	<i>Pot. Inst.</i> (Kw)	<i>Nº de horas</i> p/ ano bomb.	<i>Consumo</i> (kWh)	<i>Gasto consumo</i> p/ ano (R\$)	<i>Gasto demanda</i> p/ ano (R\$)	<i>Gasto total anual de</i> <i>energia + pessoal (R\$)</i>	<i>FA</i>	<i>Total</i> <i>atualizado (R\$)</i>
450	600	2718,54	8760	23.814.410,40	1.500.307,86	141.907,79	1.665.062,08	7,06	11.749.648,53

Tabela 5.36 – Custos de investimento para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 2) (caso 3)

Custos de investimento (tubo 2) (2º período)

<i>Q</i> (L/s)	<i>Diâmetro</i> (mm)	<i>Comprim.</i> (m)	<i>Custo tubos un.</i> (R\$/m)	<i>Custo serviços inst.</i> (R\$/m)	<i>Custo unit. total</i> (R\$/m)	<i>Custo tub.</i> (R\$)	<i>Pot. Req.</i> (CV)	<i>Pot. Inst.</i> (CV)	<i>Custo Equip.</i> (R\$)	<i>Custo Obras Civis</i> (R\$)	<i>Total em</i> <i>2010</i> (R\$)	<i>Valor Presente</i> (R\$)
150	300	45.400	78,81	23,64	102,45	4.651.366,2	1986,82	2185,51	279.990,8	405.117,4	5.336.474,4	1.718.201,93

Tabela 5.37 – Custos de operação para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 2) (caso 3)

Custos de operação (tubo 2) (2º período)

<i>Q</i> (L/s)	<i>Diâmetro</i> (mm)	<i>Pot. Inst.</i> (Kw)	<i>Nº de horas</i> p/ ano bomb.	<i>Consumo</i> (kWh)	<i>Gasto consumo</i> p/ ano (R\$)	<i>Gasto demanda</i> p/ ano (R\$)	<i>Gasto total anual de</i> <i>energia + pessoal (R\$)</i>	<i>FA</i>	<i>Total atualizado</i> <i>em 2010 (R\$)</i>	<i>Valor Presente</i> (R\$)
150	300	1608,53	8760	14.090.722,80	887.715,54	83.965,27	994.530,63	4,01	3.988.977,30	1.284.343,93

Tabela 5.38 – Custos de investimento para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 3) (caso 3)

Custos de Investimento (tubo 3) (3º período)

<i>Q</i> (l/s)	<i>Diâmetro</i> (mm)	<i>Comprim.</i> (m)	<i>Custo tubos un.</i> (R\$/m)	<i>Custo serviços inst.</i> (R\$/m)	<i>Custo unit. total</i> (R\$/m)	<i>Custo tub.</i> (R\$)	<i>Pot. Req.</i> (CV)	<i>Pot. Inst.</i> (CV)	<i>Custo Equip.</i> (R\$)	<i>Custo Obras Civis</i> (R\$)	<i>Total em 2015</i> (R\$)	<i>Valor Presente</i> (R\$)
200	350	45.400	107,12	32,14	139,26	6.322.222,4	2339,57	2573,53	321.871,0	405.117,4	7.049.210,8	1.287.864,46

Tabela 5.39 – Custos de operação para a adutora de Acauã adotando o PRFV (tubo 3) (caso 3)

Custos de Operação (tubo 3) (3º período)

<i>Q</i> (l/s)	<i>Diâmetro</i> (mm)	<i>Pot. Inst.</i> (Kw)	<i>Nº de horas</i> p/ ano bomb.	<i>Consumo</i> (kWh)	<i>Gasto consumo</i> p/ ano (R\$)	<i>Gasto demanda</i> p/ ano (R\$)	<i>Gasto total anual de energia + pessoal</i> (R\$)	<i>FA</i>	<i>Total atualizado em 2015</i> (R\$)	<i>Valor Presente</i> (R\$)
200	350	1894,12	8760	16.592.491,20	1.045.326,95	98.873,06	1.167.047,81	4,01	4.680.928,95	855.188,22

- **Análise para o ferro dúctil**

Para o ferro dúctil como material para as tubulações da adutora de Acauã foi feito o mesmo procedimento para o cálculo dos diâmetros ótimos e os custos totais da adutora, como feito para o PRFV anteriormente. Todo o processo usado foi o mesmo e para as mesmas alternativas.

- 1) Um único tubo;
- 2) Dois tubos em paralelo;
- 3) Três tubos em paralelo.

Para as alternativas 1, 2 e 3 testou-se dividir os custos para três períodos diferentes, de 2000 a 2020 (período total); de 2000 a 2010 e de 2010 a 2020 (dois períodos); de 2000 a 2010, de 2010 a 2015 e de 2015 a 2020 (três períodos), respectivamente, sendo assim tem-se:

Caso 1: a adutora será formada por um único tubo de ferro fundido que será instalado no ano 2000 para o horizonte de projeto (2020), ou seja os custos de - *período total*;

Caso 2: a adutora será formada por dois tubos de ferro fundido onde o primeiro tubo será instalado no ano 2000 para o horizonte de projeto de 20 anos (2020) e o segundo tubo será instalado no ano 2010 para o horizonte de projeto de 10 anos (2020) - *dois períodos*;

Caso 3: a adutora será formada por três tubos de ferro fundido onde o primeiro tubo será instalado no ano 2000 para o horizonte de projeto de 20 anos (2020), o segundo tubo será instalado no ano 2010 para o horizonte de projeto de 10 anos (2020) e o terceiro tubo será instalado no ano 2015 para o horizonte de projeto de 5 anos (2020), - *três períodos*;

Os resultados encontrados foram os seguintes:

Caso 1: Uma tubulação de ferro dúctil de 700 mm, 800 l/s de vazão e os seguintes custos (Tabela 5.40):

Tabela 5.40 - Custos de investimento, operação e total para a adutora de Acauã adotando o ferro dúctil (caso 1).

<i>Caso 1</i>	<i>Custo de Investimento (R\$)</i>	<i>Custo de Operação (R\$)</i>	<i>Custo Total (R\$)</i>
1tubo (2000-2020)	25.866.102,16	41.277.015,26	67.143.117,42

Caso 2: Dois tubos de ferro dúctil, o primeiro de 600 mm, e de 450 l/s de vazão, o segundo de 500 mm, e de 350 l/s de vazão e os seguintes custos (Tabela 5.41):

Tabela 5.41 - Custos de investimento, operação e total para a adutora de Acauã adotando o ferro dúctil (caso 2).

<i>Caso 2</i>	<i>Custo de Investimento (RS)</i>	<i>Custo de Operação (RS)</i>	<i>Custo Total (RS)</i>
1º tubo (1º período)	20.226.652,03	12.735.245,84	32.961.897,87
2º tubo (2º período)	5.167.111,06	3.882.772,04	9.049.883,10
Total	25.393.763,09	16.618.017,88	42.011.780,97

Caso 3: Três tubos de ferro dúctil, o primeiro de 600 mm, e de 450 l/s de vazão; o segundo de 350 mm e de 150 l/s de vazão e o terceiro de 350 mm e de 200 l/s de vazão os seguintes custos (Tabela 5.42):

Tabela 5.42 - Custos de investimento, operação e total para a adutora de Acauã adotando o ferro dúctil (caso 3).

<i>Caso 3</i>	<i>Custo de Investimento (RS)</i>	<i>Custo de Operação (RS)</i>	<i>Custo Total (RS)</i>
1º tubo (1º período)	20.226.652,03	12.735.245,84	32.961.897,87
2º tubo (2º período)	3.157.791,08	1.057.438,56	4.215.229,64
3º tubo (3º período)	1.807.207,34	1.091.152,40	2.898.359,745
Total	25.191.650,45	14.883.836,81	40.075.487,26

Como feito para o PRFV visto anteriormente, para os três casos, a vazão considerada para cada tubulação adotada, no ano de instalação das mesmas, foi a mesma até o final do período (2020), ou seja, adotou-se a vazão constante, igual à vazão de projeto para o final do período para todo o período atividade dos tubos.

O gráfico abaixo representa os custos totais, para cada caso estudado, para o ferro dúctil como material das tubulações

Analisando as figuras 5.6 e 5.7 observa-se que a opção que resultou em menores custos totais, tanto para o PRFV quanto para o ferro dúctil, foi o caso 3 que corresponde ao uso de três tubos em paralelo para a adutora, divididos os custos em três períodos, de 2000 a 2010, de 2010 a 2015 e de 2015 a 2020. Vê-se também que, usando o material PRFV para as tubulações, o mesmo resulta em custos de investimento, custos de operação e totais menores que usando o ferro dúctil. Estes resultados mostram a validade do uso do PRFV pois o mesmo torna-se mais econômico que o ferro dúctil.

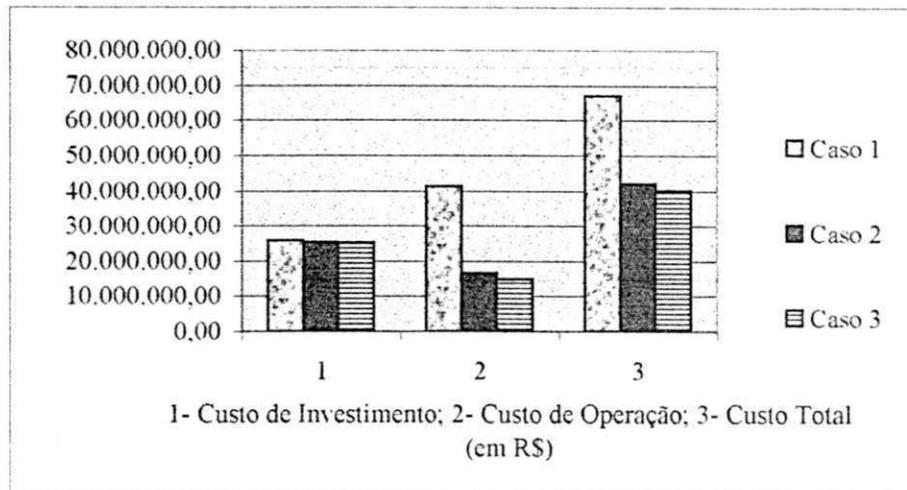


Figura 5.7 – Representação gráfica dos custos totais, para cada caso estudado, para o ferro dúctil como material das tubulações

A partir dos resultados obtidos para os quatro exemplos adotados para o estudo de casos observa-se que o diâmetro mais econômico para um sistema adutor obtido através da fórmula de Bresse é um valor apenas aproximado. Mediante a analogia entre essa fórmula e a equação para obtenção do diâmetro ótimo através do método da variação linear dos custos (Equação 4.39), o valor de K da fórmula de Bresse depende das perdas de carga totais na adutora, do custo energético, do regime de bombeamento, do custo de implantação da tubulação e do rendimento do conjunto elevatório, o que confirma a grande incerteza ao se tentar atribuir diretamente um valor para este coeficiente.

Através das equações 4.32 e 4.39, para obtenção do diâmetro ótimo através do método baseado no peso das tubulações e o método da variação linear dos custos, respectivamente, se obtém um valor contínuo para o diâmetro ótimo, ou mais econômico, que não coincide, normalmente, com um valor nominal ou comercial. Esse valor teórico deve ser aproximado para o comercial mais próximo para a obtenção do diâmetro definitivo para a tubulação de recalque, seja ele o consecutivo superior ou o inferior. Na maioria das aplicações práticas costuma-se adotar o comercial consecutivo superior, o que não corresponde, necessariamente, à alternativa mais econômica de projeto.

Com base nestas equações (4.32 e 4.39), pode-se assegurar que:

- O diâmetro mais econômico para uma adutora independe da altura geométrica de elevação;

- Para uma vazão definida, o diâmetro ótimo diminui com o aumento do custo da tubulação, C , do rendimento do conjunto motor-bomba, η e do coeficiente de amortização da energia, α ;
- Para uma determinada vazão, o diâmetro ótimo aumenta com o aumento do coeficiente de perdas de carga, β , do preço da energia, p e do número de horas de bombeamento anual, n .

Através dos exemplos aqui apresentados ficou comprovada a validade dos dois métodos de dimensionamento econômico de adutoras apresentados neste trabalho (método baseado no peso das tubulações e o método da variação linear dos custos) que eram testados e comprovados pelo terceiro método da avaliação real dos custos. A aplicação destes dois métodos é de grande valia quando se pretende obter diâmetros ótimos para adutoras nas fases de ante-projeto e de estudos de viabilidade econômica. Nessas duas fases, faz-se necessário comparar inúmeras alternativas de projeto, com dados distintos, com o propósito de se escolher a mais viável economicamente. Após a definição prévia dessa alternativa, executam-se todos os cálculos complementares, sem muitas aproximações, que deverão compor o projeto executivo definitivo.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

No presente trabalho foram aplicadas e comparadas três metodologias de dimensionamento econômico de linhas adutoras, tendo como principal objetivo, avaliá-las quanto ao aspecto econômico, estabelecendo a que conduz à menores custos totais do sistema. No intuito de serem efetivamente adotados por qualquer profissional da área, que deseje dimensionar uma adutora ou mesmo pesquisar, estes métodos foram melhorados nesta pesquisa de modo a reduzir as dificuldades dos mesmos, descritos com detalhes, testados e comparados para vários casos e expostos, no capítulo VI, Análise de Resultados e Discussão – Estudos de Casos, os mesmos comprovaram sua validade e facilidade.

O diâmetro mais econômico para um sistema adutor obtido através da fórmula de Bresse é um valor apenas aproximado. Mediante a analogia entre essa fórmula e a equação para obtenção do diâmetro ótimo através do método da variação linear dos custos (Equação 4.39), o valor de K da fórmula de Bresse depende das perdas de carga totais na adutora, do custo energético, do regime de bombeamento, do custo de implantação da tubulação e do rendimento do conjunto elevatório, o que confirma a grande incerteza ao se tentar atribuir diretamente um valor para este coeficiente.

Observou-se a limitação do uso da fórmula de Bresse, que não resulta em diâmetros ótimos e nada diz a respeito do uso e escolha do coeficiente K da fórmula de Bresse, que como foi visto, poderá ser qualquer dentro do intervalo. Desta maneira, o método da variação linear dos custos, foi testado para vários casos, usando o PVC, o ferro fundido e o PRFV como material das tubulações. Variando-se os valores do coeficiente K , no intervalo de 0,7 a 1,6 para determinação de um diâmetro provável inicial, obteve-se valores de diâmetro ótimo iguais ou com uma pequena variação entre um diâmetro comercial superior ou inferior. Este intervalo adotado para variar o

coeficiente K foi escolhido devido ao mesmo ser referente aos possíveis valores desta variável estabelecidas por Ávila (1975) para velocidades no intervalo de 0,5 a 3,0 m/s. Os mesmos casos foram testados para o método baseado no peso das tubulações, levando aos mesmos resultados para os vários valores de K dentro do intervalo. Estes resultados mostraram que o coeficiente K da fórmula de Bresse não tem influência alguma sobre o resultado final encontrado (diâmetro ótimo). O mesmo poderá ser qualquer dentro do intervalo, podendo ser usado um valor médio, como por exemplo 1,15.

Como alternativa para o não uso da fórmula de Bresse, testou-se, também, variar o valor do diâmetro inicial para o intervalo de diâmetros comerciais existentes para cada material estudado. Para todos os materiais nos casos estudados, os valores dos diâmetros ótimos encontrados, para os dois métodos (método baseado no peso das tubulações e o método da variação linear dos custos) sofreram, como no caso anterior, uma pequena variação de apenas um comercial imediatamente superior ou inferior. Observou-se, entretanto, que, também, um valor médio entre os diâmetros adotados iniciais dentro do intervalo de diâmetros comerciais existentes, resulta em um valor de diâmetro ótimo igual ao valor encontrado para a maior parte dos diâmetros iniciais adotados.

Os diâmetros obtidos por estes métodos foram comprovados através de um quarto método, de enumeração exaustiva, onde foram calculados os custos reais de operação e de implantação para uma determinada gama de diâmetros comerciais disponíveis, cujo ótimo será aquele que acarretar um menor custo do sistema (implantação mais operação).

O método da avaliação real dos custos foi testado para os mesmos casos que os dois métodos tratados anteriormente (método baseado no peso das tubulações e o método da variação linear dos custos) adotando-se como diâmetros iniciais, os diâmetros ótimos obtidos nos outros dois métodos e dois outros diâmetros correspondentes aos comerciais imediatamente superior e inferior aos encontrados. Este procedimento reduz as possibilidades para o cálculo do diâmetro ótimo adequado, devido aos mesmos já terem sido testados anteriormente através dos outros dois métodos. Este método, para todos os casos testados, comprovou a validade dos dois métodos anteriores, resultando em um diâmetro ótimo dentre aqueles já obtidos.

Para os casos tratados, quatro exemplos sendo um total de seis adutoras (devido à adutora de Abiaí-Papocas ser constituída por duas adutoras auxiliares e uma

principal), através dos resultados obtidos, para os materiais estudados, verificou-se que os dois métodos, tanto o método baseado no peso das tubulações como o método da variação linear dos custos, conduzem à resultados satisfatórios, não havendo superioridade de um sobre o outro.

Para a adutora de Acauã foram testados três casos diferentes como alternativas de arranjo para as tubulações em paralelo. Adotou-se o PRFV e o ferro dúctil como material das tubulações para serem testados quanto aos custos de investimento e de operação. Concluiu-se que, para o caso 3, que correspondia ao uso de três tubos em paralelo para a adutora, divididos os custos em três períodos, de 2000 a 2010, de 2010 a 2015 e de 2015 a 2020, obteve-se menores custos totais, para os dois materiais. Desta forma, verificou-se a validade do uso de condutos em paralelo que torna mais econômico o seu uso que o uso de uma única tubulação.

Observou-se também que, usando o material PRFV para as tubulações, o mesmo resultou em custos de investimento, custos de operação e totais menores que usando o ferro dúctil. Estes resultados mostram a validade do uso do PRFV pois o mesmo torna-se mais econômico. Insere-se então um novo material, pouco conhecido, e que resulta em menores custos quanto ao uso em sistemas adutores.

Para esta opção de menor custo, é importante lembrar que, na prática a aplicação destes tipos de arranjos em paralelo depende, antes de tudo, de questões políticas devido às tubulações serem instaladas em períodos diferentes e não em uma mesma época. As mesmas devem ser postas em funcionamento em períodos de governos diferentes, por se tratarem de longos períodos de anos, dependendo, então, da boa vontade dos governantes da época.

Para trabalhos a serem realizados posteriormente utilizando-se da metodologia aplicada neste trabalho, sugere-se testar, como no exemplo 4 para o sistema adutor Acauã, outros materiais diferentes daqueles utilizados e também outros casos além daqueles tratados. Poderiam, também, serem testados arranjos de tubulações onde fosse usado, para cada tubulação em paralelo, um material diferente.

Houve dificuldade em se obter informações quanto a novas metodologias de dimensionamento econômico de adutoras. Dentre a bibliografia consultada para a realização deste trabalho foi encontrado um reduzido número de artigos e material com relação a este tema, sendo necessária uma pesquisa mais aprofundada caso se deseje novas metodologias, que não as tratadas neste trabalho e as clássicas já conhecidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AKROS. *Catálogo - Tubos, conexões e acessórios*. Disponível on line em <http://www.akros.com.br> (10/05/2000).
- ALAMBERT JÚNIOR; N.. *Manual Prático de Tubulações para Abastecimento de Água : informações práticas e indispensáveis para projetos, obras e saneamento*. 176 p. ABES, Rio de Janeiro: 1997.
- ALZAMORA, F. M. e TÁRREGA, F. S.. *Curso de Ingeniería Hidráulica Aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua*. Cátedra de Mecánica de Fluidos. Universidad Politecnica de Valencia, Madrid, 1987.
- AVILA, G. S.. *Hidráulica General*. Volume I; Editora Limusa. México, 1975.
- AZEVEDO NETTO, J. M. et al.. *Projeto de Sistemas de Distribuição de Água*. Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Básico e Controle de Poluição das Águas, CETESB, 335 p. São Paulo, SP, 1975.
- AZEVEDO NETTO, J. M. et al.. *Manual de Hidráulica*; 8ª edição. Editora Edgard Blucher, 670 p. São Paulo, SP, 1998.
- BARBARÁ. Disponível on line em <http://www.barbara.ind.br> (11/05/2000).
- BONNAL, C.. *Manual de Riego Colectivo por Aspersión*. OCDE. Servicio de Publicación del MOPU, 1968 apud GOMES, H. P.. *Engenharia de Irrigação: hidráulica dos sistemas pressurizados, aspersão e gotejamento*. Editora Universitária da UFPB, 3ª edição, 412 p. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 1999.
- CAGEPA - Companhia de Água e Esgotos da Paraíba, 2000.

- CLEMENT, R. e GALLANT, A.. *El riego por Aspersión*. Editores Técnicos Asociados S. A., Barcelona, Espanha, 1986 apud FORMIGA, K. T. M.. *Metodologia de Otimização de Redes Malhadas Através da Programação Não Linear*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 1999.
- CONTÉCNICA, Consultoria e Planejamento. *Sistema Adutor Acauã. Relatório Técnico Preliminar*. Recife, PE, 1999.
- EDRA do Brasil. *Catálogo - Tubos e conexões*. Ipeúna, SP, 1999.
- FORMIGA, K. T. M.. *Dimensionamento Econômico de Instalações de Recalque*. Relatório Final do Projeto de Iniciação Científica. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 1997.
- GARCEZ, L. N.. *Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária*. 2ª edição, Editora Edgard Blucher, São Paulo, SP, 1981.
- GOMES, H. P.. *Engenharia de Irrigação: hidráulica dos sistemas pressurizados, aspersão e gotejamento*. Editora Universitária da UFPB, 3ª edição, 412 p. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 1999.
- GRANADOS, A.. *Infraestructuras de Regadíos – Redes Colectivas de Riego a Presión*. Servicio de Publicación de la E.T.S.I. de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 1990.
- LEAL, A. F.. *Estudo Comparativo de Métodos de Otimização de Redes Malhadas Pressurizadas*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 1995.
- MELO, J. R. C.. *Sistemas de Abastecimento de Água*. Apostila do curso de graduação em engenharia civil. Universidade Federal da Paraíba, Centro de Tecnologia, João Pessoa, 1996.
- MELZER, A.. *Sur le calcul du diamètre économique d'une conduite de refoulement*. Centre Belge d'étude et documentation des eaux. Janvier, 1964.

- MENDILUCE, E.. *Cálculo de lãs tuberías de impulsión*. Revista de Obras Públicas. Enero, 1966.
- MISAWA, T.. *Tubulação Utilizada em Sistema de Abastecimento de Água* in AZEVEDO NETTO, J. M. et al. *Projeto de Sistemas de Distribuição de Água*. Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Básico e Controle de Poluição das Águas, CETESB, 335 p. São Paulo, SP, 1975.
- NBR 12215 (NB 591). *Projeto de adutora de água para abastecimento público*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1991.
- NEVES, E. T.. *Curso de Hidráulica Geral*. 2ª edição, 577 p. Editora Globo, Porto Alegre, RS, 1982.
- PETROFISA do Brasil LTDA. *Catálogo – Tubos de PRFV*. Mandirituba, PR, 1999.
- SAELPA – Sociedade Anônima de Eletrificação da Paraíba, 2000.
- SABESP – Companhia de Saneamento do Estado de São Paulo, 2000.
- SCIENTEC – Associação para o desenvolvimento da Ciência e da Tecnologia. *Sistema Adutor Abiaí-Papocas. Relatório Técnico Preliminar*. João Pessoa, PB, 2000.
- STRAPLAS. Disponível on line em <http://www.straplas.com.ar> (11/05/2000).
- STREETER, V. L. e WYLIE, E. B.. *Mecânica dos Fluidos*. 7ª edição, Editora McGraw-Hill do Brasil, São Paulo, SP, 1982.
- TIGRE. *Tubos, conexões e acessórios*. Disponível on line em <http://www.tigre.com.br> (10/05/2000).
- WALSKI, T. M. et al.. *Battle of the Network Models: Epilogue*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol. 113, N. 2, p. 191-203, New York, NY, USA, 1987.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- FORMIGA, K. T. M. e GOMES, H. P. *Dimensionamento Econômico de Instalações de Recalque*. Anais do XXVIII Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, Baurú, SP, 1996.
- FORMIGA, K. T. M. e GOMES, H. P.. *Metodologias de Otimização de Estações Elevatórias*. Anais do III Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste, Salvador, BA, 1996.
- FORMIGA, K. T. M.. *Metodologia de Otimização de Redes Malhadas Através da Programação Não Linear*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 1999.
- GOMES, H. P.. *REDES: Programa para Dimensionamento de Redes Hidráulicas Pressurizadas*. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB 1995.
- GOMES, H. P.. *REDES: A software for optimum design of irrigation pipeline systems*. Sixty International Conference on Computers in Agriculture, Cancún, 1996.
- GOMES, H. P. e NÓBREGA, C. C.. *Dimensionamento de Sistemas de Abastecimento Urbano de Água a partir de Técnicas de Otimização Econômica*. Anais do 19º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1997.
- GOMES, H. P. e NÓBREGA, C. C.. *Dimensionamento Econômico de Sistemas de Abastecimento Urbano de Água*. Anais do XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Vitória, ES, 1997.
- GOVERNO DO ESTADO DA PARAÍBA. SEMARH, Secretaria Extraordinária do Meio Ambiente, dos Recursos Hídricos e Minerais. *Sistema Adutor Coremas. PROÁGUA SEMI-ÁRIDO*, Unidade Estadual de Gerenciamento, UEGP/PB, 2000.

- GOVERNO DO ESTADO DO RIO GRANDE DO NORTE. SERH, Secretaria de Estado dos Recursos Hídricos. *Programa Estadual de Recursos Hídricos: Sistema Adutor Mossoró*. PROÁGUA, Unidade Estadual de Gerenciamento, UEGP, Natal, RN, 1999.
- IDEME - Instituto de Desenvolvimento Municipal e Estatística da Paraíba. Coordenadoria de Estatística. *Anuário Estatístico da Paraíba*. V. 1. João Pessoa, PB, 1996.
- KRAVOSAC, A. C. B. et al.. *A Automação de Processos em Instalações de Saneamento Básico Otimizando Procedimentos de Operação para Redução dos Gastos com Energia Elétrica, Operação e Manutenção*. Anais do 20º Congresso Brasileiro de engenharia Sanitária e Ambiental, Rio de Janeiro, 1999.
- MEDEIROS, M. J. et al.. *Programa Computacional de Avaliação da Eficiência de Instalações Elevatórias*. Anais do XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Vitória, ES, 1997.
- NBR 12211 (NB 587). *Estudos de concepção de Sistemas Públicos de Água*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1992.
- NETTO, J. M.A. e ALVAREZ, G. A.. *Manual de Hidráulica*, Volumes I e II, 7ª edição. Editora Edgard Blucher, 124 p. São Paulo, SP, 1982.
- PIMENTA, C. F.. *Curso de Hidráulica Geral*. 4ª edição. Editora Guanabara Dois. Rio de Janeiro, RJ, 1981.
- PORTO, R. L. et al.. *Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos*. Editora Universidade/UFRGS. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, RS, 1997.
- PORTO, R. M.. *Hidráulica Básica*. 540 p. EESC/USP, São Carlos, SP, 1998.

- RIGHETTO, A. M. e MEDEIROS, K. C. A.. *Simulação Computacional para o Diagnóstico e Otimização da Operação de Sistemas de Recalque*. Anais do V Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste, Natal, RN, 2000.
- SANTANA, G. C.; SOARES, S.. *Otimização da Operação de Sistemas de Abastecimento de Água*. Anais do XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Vitória, ES, 1997.
- SILVA, R. A. P. e GOMES, H. P.. *DEIR: Programa para Dimensionamento Econômico de Instalações de Recalque*; Anais do XI Congresso Nacional de Irrigação e Drenagem, Campinas, São Paulo, 1996.
- SILVA, R. C. A.. *Otimização de Redes Ramificadas através do método da Programação Não-Linear*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1997.
- SILVESTRE, P.. *Hidráulica Geral*. Livros Técnicos e Científicos. Editora S.A. Rio de Janeiro, RJ, 1982.
- TORRES, H. L. H.. *Dimensionamento Econômico de Tubulações em Sistemas de Irrigação Localizada*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1998.
- VENTURINI, M. A. A. G. e BARBOSA, P. S. F.. *Um Algoritmo Iterativo de Programação Linear para a Otimização da Operação de Redes Hidráulicas Malhadas*, Anais do XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Vitória, ES, 1997.
- WALSKI, T. M. et al.. *Optimization and Pipe-Sizing Decisions*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol. 121, N. 4, p. 340-343, New York, NY, USA, 1995.
- WIENDL, W. G.. *Tubulações para Água*. Centro Tecnológico de Saneamento Básico, CETESB, 339 p., São Paulo, SP, 1973.

ANEXOS

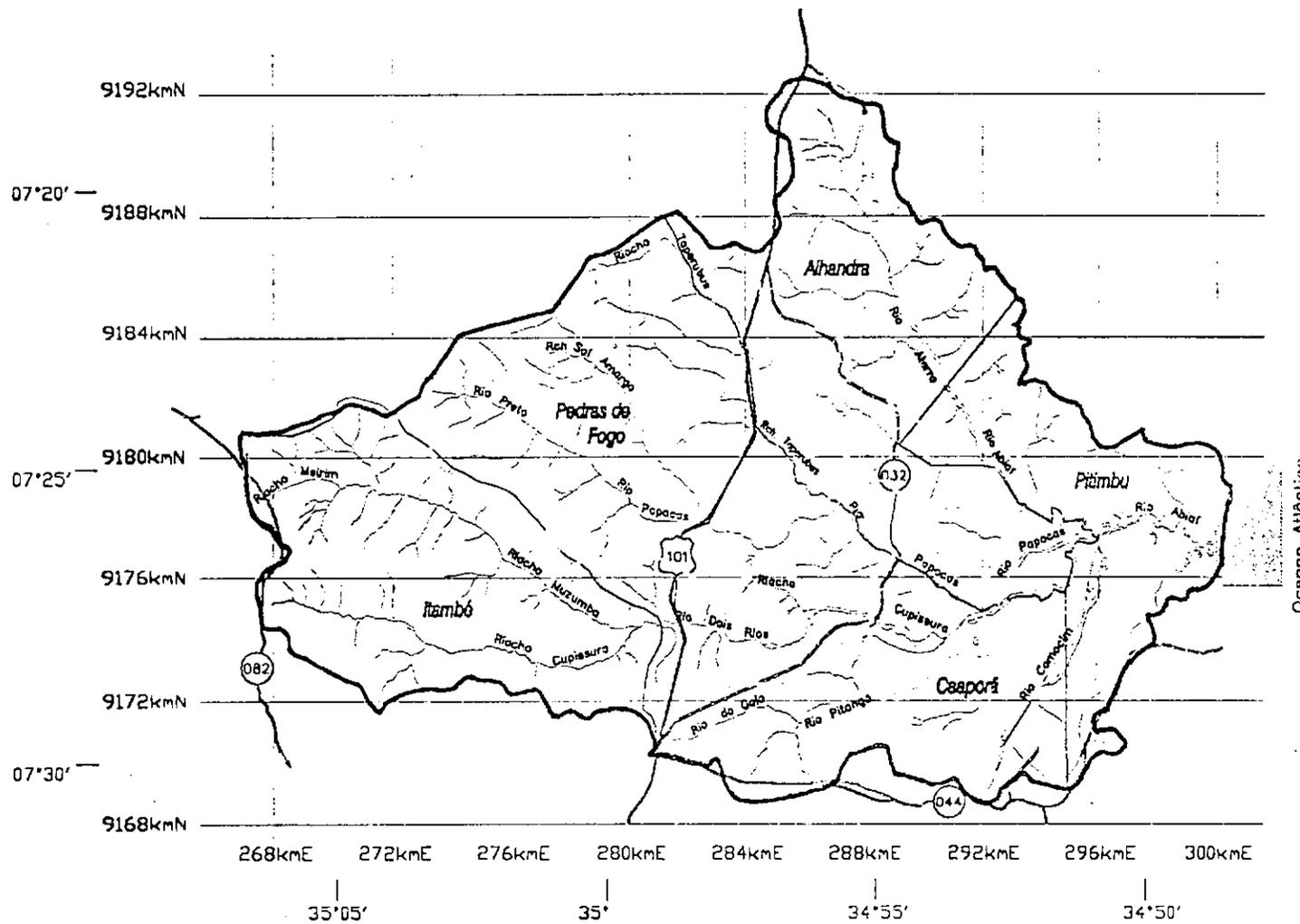
Figura A1 – Bacia dos rios Abiaí-Papocas

Fonte: SCIENTEC, 2000.

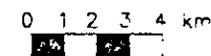
BACIA DOS RIOS ABIAÍ-PAPOCAS

Legenda:

-  Limite da Bacia
-  Limite de Município
-  Linha de Sub-bacia
-  Curso D'água
-  Rodovias Federais
-  Rodovias Estaduais



Escala Gráfica:



Rede de Drenagem



SCIENTEC-UFPB-CT

Figura A2 – Traçado do sistema adutor Abiaí – Papocas

Figura A3 – Traçado e localização do sistema adutor Acauã

SISTEMA ADUTOR ACAUÃ

