

SISTEMAS DE IRRIGAÇÃO

Eficiência Energética



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

Reitora

MARGARETH DE FÁTIMA FORMIGA MELO DINIZ

Vice-Reitor

EDUARDO RAMALHO RABENHORST



EDITORA DA UFPB

Diretora

IZABEL FRANÇA DE LIMA

Vice-Diretor

JOSÉ LUIZ DA SILVA

Supervisão de Editoração

ALMIR CORREIA DE VASCONCELLOS JÚNIOR

Supervisão de Produção

JOSÉ AUGUSTO DOS SANTOS FILHO

HEBER PIMENTEL GOMES

SISTEMAS DE IRRIGAÇÃO
Eficiência Energética

Editora da UFPB
João Pessoa
2013

Capa:
Moisés Menezes Salvino

Diagramação:
Moisés Menezes Salvino
Roberta Macêdo Marques Gouveia

Impresso no Brasil

Esta publicação foi viabilizada com recursos da Eletrobras, no âmbito do Programa Nacional de Conservação de Energia Elétrica - PROCEL.

FICHA CATALOGRÁFICA

G 633s Gomes, Heber Pimentel
 Sistemas de Irrigação: Eficiência Energética/Heber
 Pimentel Gomes. –João Pessoa: Editora da UFPB, 2013.
 281p
 ISBN: 978-85-237-0683-8
 1. Irrigação. 2. Sistemas de irrigação. 3. Redes de irrigação.
 4. Eficiência energética.

UFPB/BC

CDU 628.81

PREFÁCIO

A irrigação é uma prática agrícola de fornecimento de água às culturas, onde e quando as dotações pluviométricas, ou qualquer outra forma natural de abastecimento, não são suficientes para suprir as necessidades hídricas das plantas. Constitui-se numa atividade imprescindível para qualquer agricultura tecnicizada e rentável, em quase todas as regiões e climas do nosso planeta.

Segundo a forma de aplicação de água às plantas, os sistemas de irrigação podem ser divididos em duas categorias: a irrigação por superfície, também conhecida como irrigação por gravidade; e a irrigação sob pressão ou pressurizada. Na irrigação por superfície - de aplicação milenar -, a água alcança as plantas de forma direta por escoamento sobre a superfície do terreno cultivado (métodos de irrigação por sulcos, por faixas e por inundação). Na irrigação sob pressão, a água é conduzida, desde a fonte de abastecimento até a área cultivada (impulsionada quase sempre por uma estação de bombeamento), através de condutos forçados, e é distribuída às plantas mediante dispositivos especiais (irrigação por aspersão, por gotejamento, etc.).

Em comparação com a irrigação pressurizada, a utilização da irrigação por superfície está limitada a zonas topograficamente favoráveis e sua aplicação tem diminuído, cada vez mais, em virtude de sua baixa eficiência, o que acarreta grandes desperdícios de água. A irrigação pressurizada necessita de menos mão de obra, apresenta maior uniformidade de distribuição da água sobre o terreno, melhor operacionalidade para o irrigante, maior eficiência (consome menos água) e seus sistemas se adequam melhor aos diversos tipos de solo, cultura, clima e topografia do terreno. Como consequência desses aspectos, os sistemas de irrigação pressurizados estão se impondo no mundo, principalmente nas regiões onde se requer maior produtividade agrícola e onde o custo laboral é fator limitante.

Este livro aborda as formas e os mecanismos básicos dos sistemas de irrigação pressurizados mais utilizados na prática - aspersão convencional, canhão hidráulico, pivô central, gotejamento e microaspersão -, seus critérios de operação e as metodologias de dimensionamento das instalações hidráulicas. O texto apresenta um enfoque teórico e prático, dando uma ênfase especial à eficiência energética; são mostrados mecanismos e processos operacionais que buscam a diminuição da energia elétrica consumida nas estações de bombeamento dos sistemas de irrigação pressurizados.

Esta obra se compõe de nove capítulos, ordenados de acordo com a sequência de etapas empregadas nos dimensionamentos de projetos de irrigação. O Capítulo 1 trata, de forma sucinta, dos aspectos agrônômicos básicos relativos à determinação da quantidade de água útil admitida pelo solo e das necessidades hídricas das culturas, sem se deter no complexo universo da edafologia e da fisiologia vegetal. Nos Capítulos 2 e 3 são descritos os fundamentos necessários para a elaboração de projetos dos principais sistemas de irrigação pressurizados, enquanto que o Capítulo 4 trata das metodologias clássicas de dimensionamento hidráulico das redes de tubulação desses sistemas. O Capítulo 5 descreve as estruturas e os condicionantes básicos relativos ao dimensionamento dos perímetros de irrigação pressurizados; o 6 apresenta as estações de bombeamento, com um destaque especial às bombas de velocidade variável, com o emprego de inversores de frequência, que contribuem para uma operação otimizada das estações elevatórias, com vistas à minimização do consumo energético. No Capítulo 7 é apresentada a aplicação do modelo hidráulico Epanet, que pode ser empregado para auxiliar a operação controlada das redes de

abastecimento, com suas estações elevatórias. No 8 são abordadas metodologias de cálculo de estações elevatórias de bombeamento e de redes de distribuição de água, baseadas em critérios econômicos, destinadas, indistintamente, a pequenos e grandes projetos de irrigação. O Capítulo 9 descreve os sistemas de automação e controle voltados para a engenharia de irrigação. Por último, no Apêndice A podem ser encontrados dois exemplos completos de projetos de sistemas pressurizados de irrigação, que contemplam desde o cálculo das lâminas de irrigação, com suas frequências de aplicação, até o dimensionamento otimizado dos diâmetros das redes de tubulações e suas estações elevatórias.

Esta edição foi elaborada com apoio financeiro da Eletrobras, no âmbito do Programa Nacional de Conservação de Energia Elétrica para o setor de saneamento (PROCEL SANEAR - Eficiência Energética no Saneamento Ambiental).

Heber Pimentel Gomes

<http://www.lenhs.ct.ufpb.br/>

SUMÁRIO

Prefácio

Capítulo 1 - Aspectos Agronômicos Básicos

1.1 – Introdução	11
1.2 – Relação Solo-Água-Planta	11
1.2.1 – Características Físicas do Solo	11
1.2.2 – Água no Solo Disponível para as Plantas	15
1.2.3 – Capacidade de Campo	15
1.2.4 – Ponto de Murcha	16
1.2.5 – Disponibilidade Total de Água no Solo	17
1.2.6 – Profundidade do Sistema Radicular	17
1.2.7 – Déficit Hídrico Tolerável	18
1.2.8 – Água Facilmente Utilizável - Lâmina de Irrigação Líquida Máxima	19
1.3 – Necessidades Hídricas das Culturas	20
1.3.1 - A Evapotranspiração - Coeficiente de Cultivo	20
1.3.2 – Estimativa da Evapotranspiração Potencial	23
1.3.3 – Necessidades de Irrigação - Balanço Hídrico	25
1.3.4 – Frequência de Irrigação	27
1.3.5 – Necessidade de Lixiviação	29

Capítulo 2 - Irrigação por Aspersão

2.1 – Emprego da Irrigação por Aspersão	31
2.1.1 – Introdução	31
2.1.2 – Descrição dos Aspersores	32
2.2 – Sistemas de Aspersão Convencionais	34
2.2.1 – Sistemas Portáteis	34
2.2.2 – Sistemas Semiportáteis	35
2.2.3 – Sistemas Fixos	36
2.3 – Sistemas de Aspersão não Convencionais	37
2.3.1 – Canhão Hidráulico	38
2.3.2 – Pivô Central	40
2.4 – Características Hidráulicas dos Aspersores	46
2.4.1 – Vazão	46
2.4.2 – Alcance	47
2.4.3 – Pulverização	48
2.4.4 – Eficiência	49
2.4.5 – Precipitação	50

2.5 – Distribuição dos Aspersores nos Sistemas Convencionais	52
2.5.1 – Disposição dos Aspersores	53
2.5.2 – Espaçamentos Convencionais	57
2.5.3 – Catálogos de Aspersores	58
2.6 – Uniformidade e Eficiência da Irrigação por Aspersão	59
2.6.1 – Grau de Uniformidade	59
2.6.2 – Eficiência da Irrigação	64
2.7 – Distribuição das Linhas Laterais e Traçado das Tubulações no Interior das Parcelas de Irrigação	66

Capítulo 3 - Irrigação por Gotejamento e Microaspersão

3.1 – Característica e Emprego da Irrigação por Gotejamento	71
3.2 – Componentes do Sistema	73
3.2.1 – Introdução	73
3.2.2 – Cabeçal de Controle	75
3.2.3 – Gotejadores	80
3.3 – Uniformidade e Eficiência da Irrigação por Gotejamento	85
3.4 – Projeto de uma Instalação de Irrigação por Gotejamento	88
3.4.1 – Quantidade de Água Requerida pela Instalação	89
3.4.2 – Esquema da Instalação e Critério de Dimensionamento	95
3.5 – Sistema de Irrigação por Gotejamento Subterrâneo	97
3.6 – Sistema de Irrigação por Microaspersão	101

Capítulo 4 - Dimensionamento das Tubulações das Redes de Irrigação

4.1 – Introdução	105
4.2 – Escoamento e Regime do Fluxo d'Água nas Tubulações	105
4.3 – Fundamentos Hidráulicos Básicos	107
4.4 – Perda de Carga ao Longo do Conduto	108
4.5 – Perdas de Carga Localizadas	112
4.6 – Dimensionamento das Linhas Laterais dos Sistemas de Aspersão Convencional	113
4.7 – Dimensionamento das Linhas Laterais e Tubulações de Derivação dos Sistemas Por Gotejamento e Microaspersão	123
4.8 – Dimensionamento das Tubulações Principais e Secundárias – Redes de Distribuição	129
4.8.1 – Introdução	129
4.8.2 – Método da Perda de Carga Unitária Constante	131
4.9 – Tipos de Tubos	137

Capítulo 5 - Perímetros de Irrigação Pressurizados

5.1 – Introdução	141
5.2 – Condicionantes Básicos	142
5.2.1 – Disposição das Parcelas de Irrigação e Posição dos Pontos de Tomada d'Água	142
5.2.2 – Modalidade de Irrigação	144
5.3 – Traçado das Redes Coletivas de Distribuição	145
5.4 – Vazões Transportadas pelos Trechos das Redes Coletivas	147
5.4.1 – Introdução	147
5.4.2 – Parâmetros de Cálculo das Vazões	148
5.4.3 – Método de Clément	150

Capítulo 6 – Estações de Bombeamento

6.1 – Introdução	155
6.2 – Bombas Hidráulicas	155
6.2.1 – Classificação das Bombas Centrífugas	157
6.3 – Alturas Geométricas e Manométricas, Potências, Rendimentos e Perdas	158
6.4 – Curvas Características das Bombas	166
6.5 – Ensaios de Bombas	169
6.6 – Curvas do Sistema e Ponto de Trabalho	173
6.7 – Relações entre Grandezas Características das Bombas	175
6.8 – Altura de Aspiração, Cavitação e NPSH	176
6.9 – Associação de Bombas	179
6.10 – Acionamento Elétrico	183
6.11 – Variação da Velocidade de Rotação e Inversores de Frequência	185
6.12 – Sistema de Bombeamento Acionado por Inversor de Frequência	189

Capítulo 7 – Modelagem Hidráulica de Sistemas de Irrigação

7.1 – Modelagem Hidráulica - O Modelo Epanet	191
7.2 – Exemplo Aplicado a um Sistema Coletivo de Irrigação	193
7.2.1 – Traçado da Rede	196
7.2.2 – Propriedade dos Objetos da Rede	197
7.2.3 – Executar uma Simulação Dinâmica	200
7.2.4 – Energia do Bombeamento	203

Capítulo 8 – Dimensionamento Otimizado de Redes e Estações Elevatórias

8.1 – Introdução	205
8.2 – Dimensionamento Econômico de Estações Elevatórias	206

8.2.1 – Custo de Implantação do Sistema	208
8.2.2 – Custo da Energia de Bombeamento	208
8.2.3 – Custo Total do Sistema	209
8.3 – Dimensionamento Econômico de Redes de Abastecimento – Método Lenhsnet	215
8.3.1 – Introdução	215
8.3.2 – Desenvolvimento do Método	217
8.3.3 – O Programa Lenhsnet	221
8.3.4 – Exemplo Aplicado a uma Rede Coletiva de Irrigação	225
Capítulo 9 – Automação em Sistemas de Irrigação	
9.1 – Introdução	229
9.2 – Sistemas de Supervisão, Controle e Aquisição de Dados	231
9.2.1 – Instrumentação para Medição e Controle	232
9.2.2 – Estações Remotas	234
9.2.3 – Rede de Comunicação	235
9.2.4 – Sistemas de Supervisão e Controle	236
9.3 – Controlador Lógico Programável	239
9.4 – Aplicação de Automação em Canais	242
9.5 – Sistemas de Controle	246
9.6 – Outras Aplicações de Automação	250
9.6.1 – Sistema de Irrigação Operando em Tempo Real	250
9.6.2 – Sistemas de Irrigação com Controladores Comerciais	251
9.6.3 – Sistema de Bombeamento com Controle Liga/Desliga	252
9.6.4 – Sistema de Bombeamento Típico com Medição de Vazão e Pressão	253
Apêndice A: Exemplos de Dimensionamento de Sistemas de Irrigação Pressurizada	
A.1 – Dimensionamento de um Sistema por Aspersão Convencional	255
A.2 – Dimensionamento de um Sistema por Gotejamento e Microaspersão	264
Bibliografia	279

Capítulo 1

ASPECTOS AGRONÔMICOS BÁSICOS

1.1 - Introdução

O projeto de qualquer sistema de irrigação requer o conhecimento prévio da quantidade de água a fornecer ao conjunto solo-planta para satisfazer as necessidades hídricas das culturas. Concretamente, os aspectos agronômicos básicos necessários para a elaboração de um projeto de irrigação se resumem a duas questões: a primeira consiste na determinação da quantidade de água útil admitida pelo solo e a segunda corresponde à determinação das necessidades hídricas das plantas, necessárias ao pleno desenvolvimento da cultura. A primeira dessas questões depende basicamente das características físicas e hídricas do solo, como também do tipo de cultura a implantar. Por sua vez, as necessidades hídricas das plantas dependem da cultura e das condições climáticas da região. O conhecimento dessas duas questões permite a determinação da frequência de aplicação das sucessivas dotações ou lâminas de irrigação ao terreno.

Aspectos básicos sobre a relação solo-água-planta e metodologias existentes para a determinação da necessidade hídrica da cultura, lâmina e frequência de irrigação são descritas de forma resumida no presente capítulo.

1.2 - Relação Solo-Água-Planta

1.2.1 - Características Físicas do Solo

O solo, formado por partículas sólidas (minerais e orgânicas), água e ar, constitui o substrato de água e nutrientes para as raízes das plantas. As características físicas do solo - *textura, estrutura e porosidade* - determinam sua capacidade de absorção da água, proveniente da chuva ou da irrigação. A *densidade aparente* do solo e a *velocidade de infiltração* da água são parâmetros que dependem do manejo do solo e das características físicas mencionadas anteriormente. A *textura* (ou composição granulométrica de um solo) é um termo usado para caracterizar a distribuição das partículas no solo quanto às suas dimensões. Esta influencia a permeabilidade e a capacidade de armazenamento de água no solo, que são essenciais à determinação da quantidade e intensidade de aplicação da irrigação. Existe, também, uma relação direta entre a textura e as demais características físicas do solo (estrutura, porosidade e densidade aparente). Outra peculiaridade importante da textura está relacionada com a nutrição da cultura, já que a fração mais fina do solo influencia de maneira significativa a disponibilidade de nutrientes para as plantas.

As partículas do solo, em função de suas dimensões, podem ser classificadas nos seguintes grupos apresentados no Quadro 1.1.

De acordo com a proporção de argila, silte e areia na composição do solo, a textura se divide em várias classes, que podem ser determinadas por meio do triângulo de texturas, proposto pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA), e apresentado na Figura 1.1. Esse triângulo se compõe de doze espaços, que representam doze classes distintas. As linhas grossas do gráfico indicam as fronteiras de cada uma das classes de

textura. Como exemplo, o ponto 1 da figura representa a composição de um solo franco-siltoso, que contém 25% de areia, 15% de argila e 60% de silte.

Quadro 1.1 - Classificação das partículas de um solo (Clément e Galant, 1986)

Partículas	Diâmetros médios (mm)
argila	< 0,002
silte	0,002 - 0,05
areia fina	0,05 - 0,2
areia grossa	0,2 - 2,0
cascalho	> 2,0

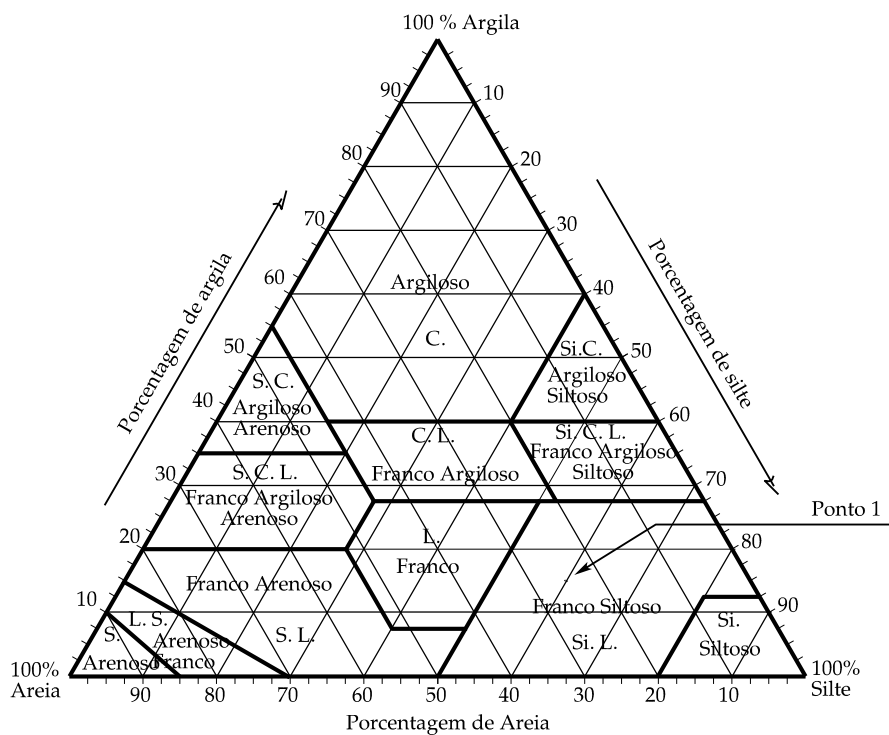


Figura 1.1 - Triângulo de texturas proposto pelo USDA

A *estrutura* de um solo caracteriza a forma de arranjo de suas partículas. Solos de texturas iguais podem possuir estruturas diferentes, que apresentam maiores ou menores dificuldades à penetração ou circulação da água, do ar e das raízes das plantas. Assim, as partículas argilosas coloidais tendem, por floculação, a se acumularem umas sobre as outras, originando estruturas bastante variadas, mais ou menos compactas, que deixam espaços vazios e zonas de aglomeração no solo (estruturas granulares, prismáticas, etc). A presença moderada de cal no solo melhora e estabiliza a sua estrutura, enquanto que os elementos dispersivos como o sódio, a destrói. A estrutura dos solos, ao contrário do que ocorre com a textura, é difícil de quantificar e também de catalogar. No entanto, ela exerce uma influência significativa sobre a porosidade e a permeabilidade do solo.

A *densidade aparente* de um solo (D_a), também denominada densidade global ou simplesmente densidade do solo, é a relação entre o peso seco e seu volume aparente (incluindo o volume dos poros) em sua estrutura natural. Em termos orientativos, a densidade aparente geralmente varia desde 1,1 g/cm³, para os solos argilosos, até 1,5 g/cm³ para os solos arenosos. Na prática, os solos argilosos são, às vezes, chamados de *solos pesados* e os solos arenosos de *solos leves*. No entanto, estas denominações não se referem às densidades dos solos e sim às dificuldades de manejo que os mesmos proporcionam. Os solos argilosos ou pesados oferecem maiores dificuldades ao manejo do que os solos arenosos ou leves.

A *porosidade* de um solo é a relação entre o volume não ocupado por partículas sólidas e o volume total do solo. É um parâmetro adimensional e, normalmente, se expressa em termos de porcentagem. Depende de sua textura e de sua estrutura, e seu valor oscila, em geral, entre 35%, para um solo arenoso, até 60%, para um solo argiloso. Nos solos de textura argilosa predominam os microporos, que por efeito da capilaridade e da tensão superficial, retêm mais água que os solos de textura grossa, onde predominam os macroporos. Nesses últimos, a água é drenada com maior facilidade e, portanto, eles armazenam menor quantidade de água do que os solos argilosos. Consequentemente, os solos de textura grossa requerem irrigações mais frequentes do que os de textura fina. Os solos de textura média (francos), que possuem proporções equilibradas de areia, silte e argila, em geral, são os mais adequados para o desenvolvimento das raízes das plantas, já que apresentam condições bastante satisfatórias de drenagem, aeração e retenção de água.

Em função da textura e estrutura do solo, a água proveniente da chuva ou irrigação se infiltra com velocidades distintas. Ao estar o solo inicialmente seco, a água se infiltra com maior velocidade, diminuindo gradualmente com o tempo, à medida que os poros vão sendo ocupados pela água. O solo estará *saturado* quando seus poros se encherem completamente. Nesse estado, a velocidade de infiltração praticamente se estabiliza em um limite inferior (ver Figura 1.2), quando normalmente se diz que o solo alcançou a *velocidade de infiltração básica*.

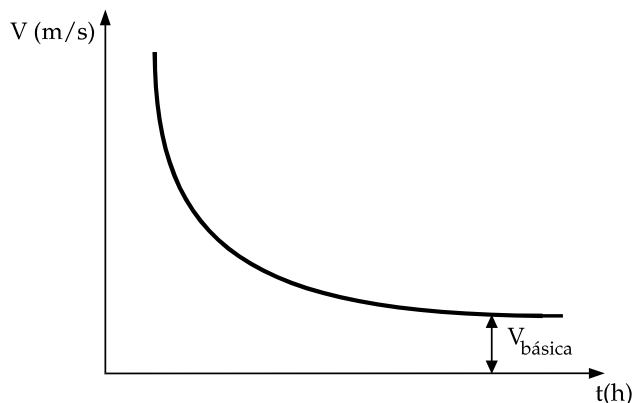


Figura 1.2 - Velocidade de infiltração da água em um solo

A *permeabilidade* ou *condutividade hidráulica* (dada geralmente em mm/h) representa a altura de coluna de água (mm) que atravessa um solo saturado, numa determinada unidade de tempo (h), sob um gradiente hidráulico unitário. Ela é medida em laboratório com o *permeâmetro* (ver Figura 1.3), que consiste num recipiente onde é depositada a amostra do

solo a ensaiar. Uma vez saturada, a amostra é submetida à passagem da água, obtendo-se o valor da permeabilidade ou condutividade hidráulica (K_h) mediante a lei de Darcy (Eq. 1.1).

$$K_h = \frac{q/A}{H/l} \quad (1.1)$$

em que:

K_h = permeabilidade ou condutividade hidráulica.

q = vazão através da amostra de solo saturada.

A = área da seção transversal do volume da amostra.

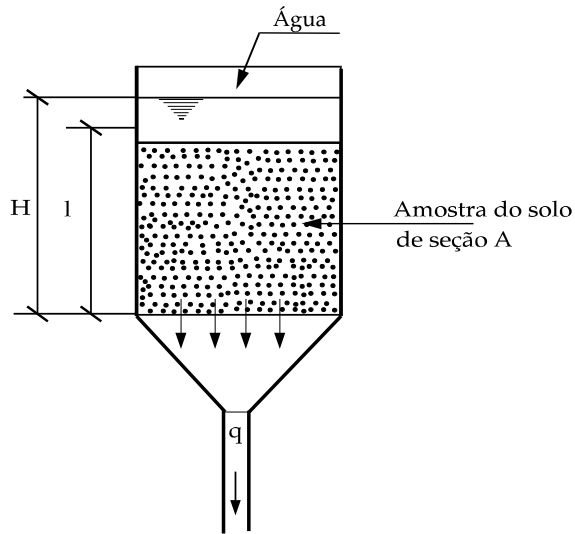


Figura 1.3 - Permeâmetro

Em algumas situações se utiliza o valor de K_h como sendo equivalente à velocidade de infiltração básica do solo. Na prática, como a permeabilidade do solo agrícola é muito influenciada pela sua estrutura, é recomendável que a determinação da velocidade de infiltração básica seja realizada *in situ*.

O *cilindro infiltrômetro* é a ferramenta mais empregada no campo para se determinar a velocidade de infiltração básica do solo. Consiste de dois cilindros concêntricos, cravados no solo (ver Figura 1.4), e um dispositivo de medição do volume de água fornecido ao cilindro interior. As alturas de água infiltradas na base do cilindro interior, medidas em determinados intervalos de tempo, permitem obter a velocidade de infiltração básica do terreno. O motivo da existência do cilindro externo é evitar a difusão lateral da água que percola pelo cilindro interior.

O Quadro 1.2 apresenta intervalos de variação das velocidades finais ou básicas de infiltração para solos agrícolas de diferentes texturas, segundo Fuentes Yagüe e Cruz Roche (1990). A velocidade de infiltração básica de um solo exerce influência fundamental na prática da irrigação, já que, em função dela, se quantifica a capacidade que tem o terreno para absorver uma determinada dotação ou lâmina d'água em um tempo determinado. Na irrigação por aspersão a intensidade de precipitação dos aspersores não deve ultrapassar a

velocidade básica de infiltração do solo, para evitar encharcamento do terreno e escoamento superficial.

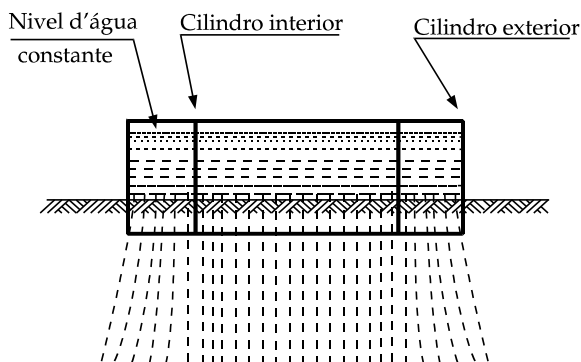


Figura 1.4 - Infiltrometro

Quadro 1.2 - Velocidade básica de infiltração segundo a textura do solo

Textura do solo	Velocidade básica de infiltração (mm/h)
Argiloso	2 - 5
franco-argiloso	6 - 8
franco-siltoso	7 - 10
Franco	7 - 12
franco-arenoso	8 - 12
Arenoso	12 - 25

1.2.2 - Água no Solo Disponível para as Plantas

A água que se infiltra no solo até as camadas mais profundas, sob a ação da força da gravidade, é denominada *água livre* ou *água de gravidade*. Esta água não é retida pela camada do solo ao alcance da zona radicular e se perde por percolação. A água que permanece retida no solo sob o efeito da capilaridade, decorrente da tensão superficial entre as moléculas da água e as partículas sólidas do solo, se denomina *água capilar* ou *água de capilaridade*. Esta água está sujeita a um movimento de ascensão, que depende da porosidade do solo. Nos solos onde predominam os microporos, a água sobe por capilaridade a uma altura bem maior do que naqueles onde se constata um maior grau de macroporos, nos quais quase não existe movimento ascensional. Há um estado de umidade do solo no qual as raízes das plantas não são capazes de extrair água. Essa quantidade muito pequena de água não disponível é conhecida como *água higroscópica* e corresponde àquela fortemente retida nas superfícies das partículas do solo, pelas forças de *adesão e coesão*.

1.2.3 - Capacidade de Campo

Após a drenagem da água gravitacional proveniente de um solo saturado, o solo alcança, depois de um determinado tempo, um estado de umidade - aparentemente de equilíbrio -, que se denomina *capacidade de campo* (Cc). A capacidade de campo é, normalmente, considerada como o limite superior da quantidade de água no solo disponível para a alimentação das plantas. Inúmeras tentativas têm sido realizadas para se estabelecer o

conteúdo de água no solo à capacidade de campo em função do seu *potencial matricial*. O potencial matricial, também denominado *tensão de água no solo* ou *pressão de sucção*, é a tensão de sucção requerida para extrair água de um solo não saturado. A forma mais utilizada na prática para se conhecer a tensão com que a água está retida no solo é por meio de um *tensiômetro*. Basicamente, o tensiômetro consiste em um recipiente tubular, dotado na sua parte superior de um manômetro, onde se faz a leitura da tensão de sucção (ver Figura 1.5). Na parte inferior o aparelho dispõe de uma cápsula cerâmica porosa, pela qual é produzido o intercâmbio de umidade com o solo. Ao diminuir a umidade do solo, a água passa do recipiente tubular para o terreno, através da cápsula porosa, provocando uma sucção no tensiômetro, cuja tensão é medida pelo manômetro. O potencial matricial do solo, na capacidade de campo, varia com a textura e alcança um valor aproximado de $1/3$ Atm, para solos de texturas médias e argilosas, e de 0,1 Atm, para solos arenosos. Para fins práticos de cálculo do volume de água a ser utilizado nos projetos de irrigação é aceitável se adotar os valores dos conteúdos de água retidos no solo, correspondentes aos potenciais matriciais citados anteriormente.

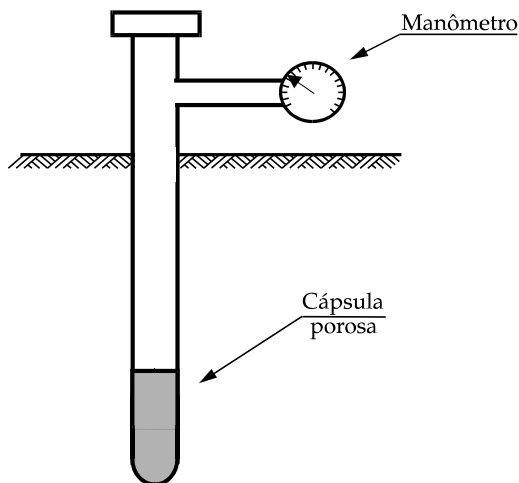


Figura 1.5 - Esquema de um tensiômetro

A estrutura do solo, no momento da determinação da capacidade de campo, pode alterar substancialmente o conteúdo de água em um potencial matricial específico. Uma boa indicação do conteúdo de água do solo, na capacidade de campo, pode ser determinada em amostras de solo coletadas no campo, depois de transcorrido um período de tempo compreendido entre um e três dias.

Vários estudiosos sobre esse tema, dentre eles Richards (1960), demonstram que o conteúdo de água no nível da capacidade de campo não está totalmente em equilíbrio e que o movimento da água no solo pode continuar por muitos dias, naturalmente em proporções menores do que a drenagem da água gravitacional.

1.2.4 - Ponto de Murcha

Com a perda de umidade, por evaporação e transpiração, sem que haja nova aplicação de água ao terreno, o solo poderá alcançar um nível mínimo de umidade, no qual as plantas

não conseguem mais extrair água e murcham de maneira permanente. Nesse limite de umidade se diz que o solo cultivado alcançou o *ponto de murcha* ou *ponto de murcha permanente* (PM).

O conteúdo de água no potencial matricial de 15 Atm é geralmente adequado para caracterizar o ponto de murcha permanente. Nessa condição de umidade, as plantas normalmente cultivadas não podem utilizar a água do solo e murcham de tal maneira que, mesmo chovendo, ou sendo irrigadas, elas não se recuperam.

1.2.5 – Disponibilidade Total de Água do Solo

De posse do conteúdo de água no solo na capacidade de campo, no ponto de murcha, e da densidade do solo, obtém-se a *disponibilidade total de água no solo* disponível às plantas, por meio da seguinte expressão:

$$DT = \frac{1}{10}(C_c - PM)D_{ar} \quad (1.2)$$

em que:

DT = disponibilidade total de água no solo, em mm de altura de água, por cm de solo.

C_c = conteúdo de umidade à capacidade de campo, em % do peso de solo.

PM = conteúdo de umidade correspondente ao ponto de murcha, em % do peso de solo.

D_{ar} = densidade aparente do solo, relativa à densidade da água (adimensional).

O valor de D_{ar} do solo será sempre igual ao valor adimensional de sua densidade aparente, já que a densidade da água é constante e igual a 1 g/cm³. No Quadro 1.3 estão indicados os intervalos de valores das disponibilidades totais de água no solo, em milímetros por centímetro de espessura, para distintas texturas de solo.

Quadro 1.3 – Disponibilidade total de água no solo (Fuentes Yagüe e Cruz Roche, 1990)

Textura do solo	DT (mm/cm)
arenoso	0,4 - 0,8
franco-arenoso	0,8 - 1,3
franco	0,9 - 1,8
franco-siltoso	1,2 - 1,9
franco-argiloso	1,4 - 2,1
argiloso	1,4 - 2,1

1.2.6 - Profundidade do Sistema Radicular

Para cada tipo de cultura, a densidade do sistema radicular, em geral, aumenta conforme avança a fase de crescimento vegetativo da planta, até alcançar uma profundidade máxima no solo. No entanto, as raízes se distribuem de forma não uniforme no solo e se concentram, na sua grande maioria, na metade superior. A *profundidade efetiva* (Z_r) representa, portanto, a profundidade do sistema radicular no solo, onde se concentra em torno de 80% das raízes da cultura. Esta profundidade efetiva determina a espessura da camada de solo, que é utilizada no cálculo da lâmina de água nos projetos dos sistemas de irrigação. Ela depende, fundamentalmente, do tipo de cultura e das condições do solo. Um solo situado sobre um extrato rochoso, a pouca profundidade, impede que as raízes das

plantas se aprofundem adequadamente. Para um mesmo tipo de cultura, as raízes das plantas penetram mais em solos de texturas grossas do que em solos de texturas finas. Considerando as mesmas condições do solo, cada cultura tem seu próprio desenvolvimento radicular. As raízes das culturas cítricas alcançam maior profundidade do que as do milho, que, por sua vez, se aprofundam mais quando comparadas com as raízes da batata. O Quadro 1.4 mostra os intervalos de valores das profundidades efetivas das raízes, para diferentes tipos de culturas, em solos bem drenados e de texturas médias.

Quadro 1.4 - Profundidade efetiva das raízes para diferentes culturas (Luján, 1989)

Cultura	Z _r (cm)	Cultura	Z _r (cm)
Abacate	60 - 90	Espinafre	40 - 60
Abóbora	75 - 100	Ervilha	60 - 90
Alface	20 - 40	Feijão verde	25 - 50
Algodão	80 - 180	Feijão (grãos secos)	60 - 100
Amendoim	40 - 60	Forragem (gramíneas)	30 - 60
Arroz	30 - 40	Forragem leguminosa	60 - 80
Aspargo	100 - 150	Melancia	100 - 150
Banana	60 - 80	Melão	70 - 100
Batata	25 - 40	Milho	60 - 120
Beterraba açucareira	100 - 180	Morango	40 - 60
Beterraba leguminosa	60 - 80	Pepino	60 - 80
Cana-de-açúcar	50 - 100	Pimentão	40 - 50
Cebola	20 - 40	Soja	60 - 90
Cevada	80 - 100	Sorgo	90 - 120
Cenoura	45 - 75	Tabaco	60 - 100
Cereais	60 - 120	Tomate	60 - 120
Cítricos	90 - 150	Trigo	80 - 100
Couve	30 - 60	Vinha	90 - 120

1.2.7 - Déficit Hídrico Tolerável

Desde o momento em que não exista nova aplicação de água ao solo, o conteúdo de água armazenado começa a diminuir pouco a pouco, à medida que ocorre a evapotranspiração. A facilidade com que as raízes das plantas absorvem água também diminui com o conteúdo de água. Esta diminuição alcança um limite, que é superior ao conteúdo de água equivalente ao ponto de murcha, no qual as plantas começam a sentir os efeitos do déficit hídrico. Entre esse limite e o ponto de murcha, as raízes ainda conseguem extrair água do solo, porém, nesse limite, o crescimento vegetativo é sensivelmente prejudicado. Portanto, para o bom desenvolvimento das plantas, é recomendável não deixar que o conteúdo de água do solo irrigado alcance esse limite crítico.

A relação entre o conteúdo de umidade do solo nesse limite crítico e sua disponibilidade total de água, denomina-se *déficit hídrico tolerável* e é, geralmente, expresso em percentagem.

O déficit hídrico tolerável (Y), que depende do tipo de cultura, do tipo de solo e da evapotranspiração, varia em geral entre 30 e 60%. As hortaliças e forrageiras se ressentem mais com a diminuição do conteúdo de água do solo do que os cereais, o algodão e a

algaroba. O Quadro 1.5, extraído de Luján (1989), apresenta valores limites do déficit hídrico tolerável, recomendados pelo *Irrigation Management Service Technical Guide*.

Quadro 1.5 - Déficit tolerável para diversos tipos de cultura

Cultura	Déficit Y (%)	Cultura	Déficit Y (%)
Abacate	30	Feijão	50
Alface	35	Laranja	35
Alfafa	60	Limão	25
Banana	30	Melão	20
Batata	40	Milho	40
Beterraba	30	Morango	10
Brócolis	30	Pomares	40
Cana-de-açúcar	15	Pastos	35
Cebola	30	Repolho	35
Cebola (madureza)	40	Tabaco	25
Cenoura	40	Tomate	45
Cítricos	40	Vinha	25
Ervilha	25	Vinha (madureza)	55

1.2.8 - Água Facilmente Utilizável - Lâmina de Irrigação Líquida Máxima

O produto da disponibilidade total de água do solo pela profundidade efetiva das raízes da cultura e pelo déficit hídrico tolerável proporciona a *água facilmente utilizável* pelas raízes. A água facilmente utilizável representa a quantidade ou a lâmina líquida máxima de água que se deve aplicar às plantas, com uma determinada frequência, para suprir as necessidades líquidas de irrigação da cultura. Assim sendo, a *lâmina de irrigação líquida máxima* (L_{lm}), a ser aplicada com determinada frequência às culturas, para repor a água facilmente utilizável consumida pela evapotranspiração da cultura, pode ser obtida pela Equação 1.3.

$$L_{lm} = \frac{1}{10}(Cc - PM)D_{ar}Y Z_r \quad (1.3)$$

em que:

L_{lm} = lâmina de irrigação líquida máxima, em mm.

Cc = umidade à capacidade de campo, em % de peso do solo.

PM = umidade correspondente ao ponto de murcha, em % de peso do solo.

D_{ar} = densidade aparente relativa do solo (adimensional).

Y = déficit hídrico tolerável de umidade, em %.

Z_r = profundidade efetiva das raízes da planta, em m.

Exemplo 1.1 - Determinar a lâmina de irrigação líquida máxima para os seguintes dados do conjunto solo-planta:

- capacidade de campo: $Cc = 20\%$ (peso)
- ponto de murcha: $PM = 10\%$ (peso)
- densidade aparente do solo: $D_{ar} = 1,35 \text{ g/cm}^3$
- déficit hídrico tolerável: $Y = 50\%$
- profundidade efetiva das raízes: $Z_r = 0,90 \text{ m}$

A água facilmente utilizável ou a lâmina de irrigação líquida máxima será:

$$L_{lm} = \frac{1}{10}(20 - 10) \times 1,35 \times 50 \times 0,90 = 61 \text{ mm}$$

Uma lâmina de 61 mm corresponde a um volume d'água de 610 m³ por hectare de terreno irrigado (0,061 m × 10000 m² × 1/ha).

Quando o solo está composto de mais de uma camada com características distintas, a lâmina de irrigação líquida máxima se determina mediante a acumulação das lâminas, correspondentes a cada camada.

Exemplo 1.2 - Determinar a lâmina de irrigação líquida máxima para um solo composto de duas camadas, cuja profundidade efetiva das raízes da cultura é de 1,0 m. A camada superior, de 0,4 m de profundidade, possui as seguintes características: Cc = 18% (peso); PM = 8% (peso); e D_a = 1,24 g/cm³. As características da camada inferior, de 0,8 m, são: Cc = 24% (peso); PM = 12% (peso); e D_{ar} = 1,36 g/cm³. O déficit hídrico tolerável é de 50%.

$$L_{lm} = 1/10 \times [(18-8) \times 1,24 \times 0,40 + (24-12) \times 1,36 \times (1,0-0,40) \times 50] = 74 \text{ mm} = 740 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

Nos sistemas de irrigação pressurizados (principalmente os de alta frequência) quase sempre se aplicam lâminas líquidas de irrigação inferiores às lâminas líquidas máximas admitidas pelos solos. Nesses casos, as lâminas líquidas (L_i) a serem adotadas nos projetos dos sistemas de irrigação dependerão das necessidades hídricas das culturas e das frequências de irrigação selecionadas.

1.3 - Necessidades Hídricas das Culturas

1.3.1 - A Evapotranspiração - Coeficiente de Cultivo

O consumo de água do conjunto solo-planta, conhecido também como *uso consuntivo da planta* ou *necessidade hídrica da cultura*, corresponde à quantidade de água que passa à atmosfera em forma de vapor, pela evaporação do solo e transpiração das plantas, mais a quantidade de água que é incorporada à massa vegetal. Essa quantidade que é retida pela planta, que se denomina *água de constituição*, é muito pequena com relação à água evaporada e transpirada, e por isto se considera que a necessidade de água da planta ou do conjunto solo-planta é igual à água que é transferida para a atmosfera pela evaporação do solo e transpiração das plantas. O conjunto dos dois fenômenos (evaporação mais transpiração) é denominado *evapotranspiração da cultura*. Existem três formas ou conceitos de evapotranspiração da cultura geralmente empregados, que são:

Evapotranspiração real ou efetiva (ET_r): Quantidade de água realmente consumida por uma cultura determinada (conjunto solo-cultura) em um intervalo de tempo considerado. A taxa de evapotranspiração real da cultura depende, dentre outros fatores, do conteúdo de umidade efetivamente existente no solo.

Evapotranspiração potencial ou máxima (ET_p): Quantidade de água consumida, em um determinado intervalo de tempo, pela cultura em plena atividade vegetativa, livre de enfermidades, em um solo cujo conteúdo de água se encontra próximo à capacidade de campo. A ET_p é maior ou igual que a evapotranspiração real.

Evapotranspiração de referência (ET_o): É a taxa de evapotranspiração de uma superfície de vegetação rasteira, verde, uniforme, de crescimento ativo, de 8 a 15 centímetros de altura, que sombreia totalmente o terreno cultivado, em um solo dotado de suficiente quantidade de água.

Para se obter o máximo rendimento da cultura irrigada é necessário que a quantidade de água realmente consumida pelas plantas (ET_r) se aproxime ao máximo da quantidade que consumiria a cultura considerada, em suas condições mais favoráveis (ET_p). Portanto, a obtenção das necessidades hídricas das culturas se baseia na determinação da evapotranspiração máxima da cultura (ET_p), que habitualmente se denomina apenas *evapotranspiração da cultura*. A necessidade hídrica de uma cultura, que pode ser considerada igual a evapotranspiração máxima (ET_p), depende basicamente do clima e do tipo de cultura:

Clima: O aumento da insolação, da temperatura ou da velocidade do vento contribuem para uma maior ET_p, enquanto que o aumento da umidade atmosférica atenua a taxa de evapotranspiração da cultura.

Tipo de cultura e seu estado de desenvolvimento: Quanto maior for a densidade de plantas e da zona radicular, a evapotranspiração potencial tende a ser maior. Em geral, durante o ciclo fenológico, a planta aumenta seu consumo progressivamente até a floração e frutificação, quando começa a diminuir, e logo se estabiliza.

Para cada fase de crescimento da cultura existe a seguinte relação:

$$K_c = \frac{ET_p}{ET_o} \quad (1.4)$$

em que:

K_c = coeficiente de cultivo.

ET_p = evapotranspiração potencial da cultura considerada.

ET_o = evapotranspiração de referência, medida no lugar da cultura considerada.

O coeficiente K_c, para cada tipo de cultura, assume valores distintos, segundo a fase de crescimento da cultura (ver Figura 1.6).

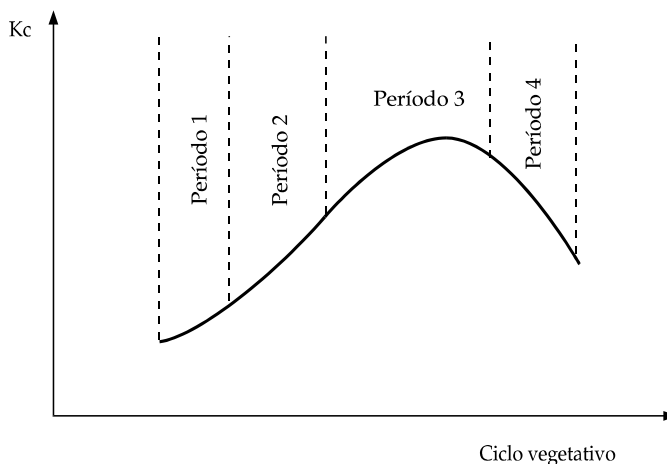


Figura 1.6 - Variação do coeficiente de cultivo no ciclo vegetativo da planta

O Quadro 1.6 contém os valores médios do coeficiente K_c , dados em função do tipo de cultura e de seu período vegetativo. Para cada tipo de cultura, o quadro proporciona quatro valores de K_c , que correspondem, mais ou menos, aos seguintes períodos de desenvolvimento das plantas: 1) desde o momento da semeadura até o ponto em que a cultura alcança aproximadamente 15% do seu desenvolvimento; 2) fase que se inicia no final do período 1 e termina em um ponto imediatamente antes da floração; 3) fase de floração e frutificação; e 4) fase de maturação, compreendida entre o final do período 3 e a colheita.

Quadro 1.6 - Valores do coeficiente de cultivo K_c

Cultura	Período 1	Período 2	Período 3	Período 4
Alface	0,45	0,60	1,00	0,90
Algodão	0,45	0,75	1,15	0,75
Arroz	1,10	1,10	1,10	1,10
Banana	0,70	0,90	1,10	1,10
Batata	0,45	0,75	1,15	0,85
Beterraba açucareira	0,45	0,80	1,15	0,80
Cana-de-açúcar	0,50	1,00	1,10	0,65
Cebola verde	0,50	0,70	1,00	1,00
Cebola seca	0,50	0,75	1,05	0,85
Cenoura	0,45	0,75	1,05	0,90
Cevada	0,35	0,75	1,15	0,45
Cítricos	0,65	0,70	0,70	0,65
Coco	0,60	0,80	0,80	0,80
Espinafre	0,45	0,60	1,00	0,90
Feijão-verde	0,35	0,70	1,10	0,90
Feijão (grãos secos)	0,35	0,70	1,10	0,30
Girassol	0,35	0,75	1,15	0,55
Goiaba	0,50	0,55	0,60	0,65
Graviola	0,65	0,70	0,73	0,76
Mamão	0,50	0,60	0,70	0,70
Maracujá	0,60	0,80	0,80	0,80
Melão	0,45	0,75	1,00	0,75
Milho doce	0,40	0,80	1,15	1,00
Milho (grãos secos)	0,40	0,80	1,15	0,70
Pepino	0,45	0,70	0,90	0,75
Pimentão	0,35	0,70	1,05	0,90
Pinha	0,45	0,60	0,60	0,65
Soja	0,35	0,75	1,10	0,60
Sorgo	0,35	0,75	1,10	0,65
Tabaco	0,35	0,75	1,10	0,90
Tomate	0,45	0,75	1,15	0,80
Trigo	0,35	0,75	1,15	0,45
Uva de mesa	0,50	0,60	0,65	0,70
Vinha	0,25	0,60	0,90	0,30

1.3.2 - Estimativa da Evapotranspiração Potencial (ETp)

A taxa de evapotranspiração potencial, que se expressa em mm/dia, mm/mês, mm/ano, m³/ha/dia, etc., não se determina facilmente, já que ela depende de muitos fatores agrometeorológicos de difícil quantificação. O mais recomendável é que os dados das taxas de evapotranspiração ETp sejam obtidos a partir de informações coletadas nos projetos de irrigação implantados na região, mediante parcelas experimentais cultivadas na zona, ou por meio de *lisímetros* instalados na área a irrigar. No entanto, essas possibilidades ocorrem com pouca frequência e quase sempre o projetista tem que estimar os valores de ETp com base em *métodos climatológicos empíricos* ou a partir de dados de *evaporação de uma superfície de água livre*.

A medida da evaporação de uma superfície de água livre se realiza normalmente por meio do *tanque evaporimétrico Classe A*, instalado na zona. Trata-se de um recipiente cilíndrico de aço galvanizado, montado sobre um estrado plano de madeira (ver Figura 1.7), livre de obstrução em um raio de aproximadamente 50 metros.

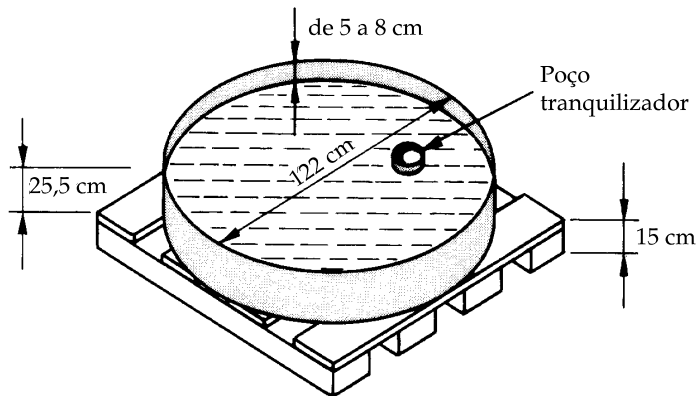


Figura 1.7 - Tanque evaporimétrico classe A

A altura evaporada ao longo do dia se obtém diretamente, medindo-se a diminuição da camada de água no tanque, ocorrida durante o intervalo de tempo considerado. A leitura do decréscimo da lâmina líquida se realiza por meio de um *micrômetro de gancho*, colocado dentro de um *poço tranquilizador*, situado no interior do tanque. O nível de água do tanque evaporimétrico deve ser mantido a uma altura entre 5 e 8 centímetros da borda superior, de modo que ele deve ser reabastecido quando seu nível alcança a altura mínima estabelecida. As dimensões do tanque Classe A, mostradas na Figura 1.7, são padronizadas, com o objetivo de uniformizar as leituras de evaporação e permitir a comparação de seus valores medidos em diferentes lugares.

A evaporação medida no tanque (E_{tanque}) - normalmente em milímetros por dia - se relaciona com a evapotranspiração da cultura de referência (E_{To}) mediante a expressão:

$$E_{\text{To}} = E_{\text{tanque}} \times K_p \quad (1.5)$$

O coeficiente K_p , denominado *coeficiente do tanque*, depende do meio que circunda o tanque e das condições atmosféricas locais (velocidade do vento e umidade relativa), conforme pode ser observado pelos valores mostrados no Quadro 1.7 (Doorenbos y Pruitt,

1976). Os valores de K_p do Quadro 1.7 foram obtidos a partir de dados de evaporação medidos em tanque Classe A, instalado em uma parcela cultivada com vegetação rasteira, onde o *tamanho da bordadura* se refere à menor distância entre a periferia do tanque e a borda da parcela.

Quadro 1.7- Valores do coeficiente K_p do tanque Classe A, instalado em área cultivada com vegetação baixa, para diferentes níveis de umidade relativa e velocidade do vento

Vento (km/dia)	Tamanho da bordadura (m)	Umidade relativa (%)		
		< 40	40 - 70	> 70
Leve < 175	1	0,55	0,65	0,75
	10	0,65	0,75	0,85
	100	0,70	0,80	0,85
Moderado 175 - 425	1	0,50	0,60	0,65
	10	0,60	0,70	0,75
	100	0,65	0,75	0,80
Forte 425 - 700	1	0,45	0,50	0,60
	10	0,55	0,60	0,65
	100	0,60	0,65	0,70
Muito forte > 700	1	0,40	0,45	0,50
	10	0,45	0,55	0,60
	100	0,50	0,60	0,65

Com os valores estimados de ETo e do coeficiente de cultivo (Kc) podem ser obtidos, através da Equação 1.4, os valores procurados da evapotranspiração da cultura (ETp).

Os métodos climatológicos são fórmulas empíricas que relacionam a evapotranspiração da cultura (ETp) com dados climáticos da região. As fórmulas existentes se diferenciam entre si pelo número de variáveis climáticas consideradas. A mais utilizada, pela sua simplicidade e aceitável precisão de seus resultados, é a fórmula de Blaney-Criddle:

$$ETp = k p (0,46 T + 8,13) \quad (1.6)$$

em que:

ETp = evapotranspiração mensal máxima da cultura, em mm.

T = temperatura média mensal do ar, em °C.

p = porcentagem mensal de horas anuais de luz solar.

k = coeficiente da cultura (ver Quadro 1.8).

As temperaturas médias mensais (T) são obtidas a partir dos dados registrados de temperatura disponíveis na região, enquanto que os valores de “ p ” são exclusivamente função da latitude da zona (ver Quadro 1.9).

Exemplo 1.3 - Estimar a taxa de evapotranspiração ETp , para o mês de máxima demanda (julho), de uma cultura cujo coeficiente k da fórmula de Blaney-Criddle é de 0,85, numa região localizada na latitude 28° Norte. A partir dos dados de temperatura registrados durante 30 anos, deduz-se que a temperatura média em julho é igual a 26°C.

Para a latitude considerada p é igual a 9,6% (ver Quadro 1.9).

O valor estimado de ET_p no mês de julho, a partir da fórmula de Blaney-Criddle, será:

$$ET_p = 0,85 \times 9,6 (0,46 \times 26 + 8,13) = 164 \text{ mm}$$

A taxa de evapotranspiração média diária será de $164/31 = 5,3 \text{ mm/dia}$.

Quadro 1.8 - Valores dos coeficientes das principais culturas (k) utilizados no modelo de Blaney-Criddle para regiões de climas frio, moderado e quente (Gómez Pompa, 1988)

Cultura	Clima		
	Frio	Moderado	Quente
Algodão	-	0,60	0,70
Arroz	0,90	1,00	1,20
Banana	-	0,80	1,00
Batata	0,60	0,65	0,75
Beterraba açucareira	0,60	0,65	0,75
Cacau	-	0,70	0,80
Café	-	0,70	0,80
Cana-de-açúcar	-	0,80	0,90
Cereais de inverno	0,50	0,75	0,85
Feijão	0,50	0,60	0,70
Fruteiras (árvores)	0,50	0,60	0,70
Milho	0,65	0,75	0,85
Hortaliças	0,50	0,60	0,70
Pastos	0,70	0,75	0,85
Sorgo para grãos	0,60	0,70	0,80
Sorgo forrageiro	0,65	0,75	0,85
Tabaco	0,60	0,70	0,80
Tomate	0,60	0,65	0,75

Outro modelo, utilizado para determinar a evapotranspiração potencial, bem mais preciso do que o de Blaney-Criddle, é o de Penman, cuja descrição pode ser encontrada na vasta bibliografia existente sobre o tema. Seu emprego se justifica quando se requer maior precisão nos resultados e quando se dispõe na região de dados sobre temperatura, umidade atmosférica, radiação solar e velocidade do vento.

1.3.3 - Necessidades de Irrigação - Balanço Hídrico

Para cada intervalo de tempo do ciclo da cultura, a necessidade de irrigação dependerá da demanda hídrica (ET_p) e das possíveis dotações ou suprimentos naturais de água ao solo. Para cada intervalo de tempo, a necessidade de irrigação líquida (N_i) pode ser determinada a partir do balanço hídrico do solo, ou seja:

$$N_i = ET_p - P_e - G - W \quad (1.7)$$

em que:

N_i = necessidade de irrigação líquida, em mm ou m^3/ha .

ET_p = evapotranspiração da cultura, em mm ou m^3/ha .

P_e = precipitação efetiva, em mm ou m^3/ha .

G = dotação de água por capilaridade à zona radicular da cultura, em mm ou m³/ha.

W = reserva de água do solo existente no princípio do intervalo de tempo considerado, em mm ou m³/ha.

Quadro 1.9 - Valores da porcentagem mensal das horas de luz solar (p), para as latitudes Norte e Sul, segundo Blaney-Criddle

Lat N	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
48°	6,1	6,4	8,3	9,2	10,6	10,8	10,8	9,9	8,4	7,5	6,2	5,8
44	6,4	6,6	8,3	9,0	10,3	10,4	10,5	9,7	8,4	7,6	6,5	6,2
40	6,7	6,8	8,3	8,9	10,0	10,1	10,2	9,5	8,4	7,8	6,7	6,5
36	7,0	6,9	8,3	8,8	9,8	9,8	10,0	9,4	8,4	7,9	6,9	6,8
32	7,2	7,0	8,4	8,8	9,7	9,6	9,8	9,3	8,3	8,0	7,1	7,0
28	7,4	7,1	8,4	8,7	9,5	9,4	9,6	9,2	8,3	8,0	7,3	7,2
24	7,6	7,2	8,4	8,6	9,3	9,2	9,4	9,0	8,3	8,1	7,4	7,4
20	7,8	7,3	8,4	8,5	9,2	9,0	9,3	8,9	8,3	8,2	7,6	7,6
16	7,9	7,4	8,4	8,4	9,0	8,8	9,1	8,8	8,3	8,2	7,7	7,8
12	8,1	7,5	8,4	8,4	8,9	8,7	8,9	8,8	8,3	8,3	7,9	8,0
8	8,2	7,6	8,5	8,3	8,7	8,5	8,8	8,7	8,2	8,4	8,0	8,2
4	8,4	7,7	8,5	8,3	8,6	8,4	8,6	8,6	8,2	8,4	8,1	8,3
0	8,5	7,7	8,5	8,2	8,5	8,2	8,5	8,5	8,2	8,5	8,2	8,5
Lat S	Jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
4°	8,6	7,8	8,5	8,2	8,4	8,1	8,4	8,4	8,2	8,5	8,3	8,7
8	8,8	7,9	8,5	8,1	8,3	7,9	8,2	8,3	8,2	8,6	8,5	8,8
12	8,9	8,0	8,5	8,0	8,1	7,7	8,1	8,2	8,2	8,7	8,6	9,0
16	9,1	8,0	8,6	8,0	8,0	7,6	7,9	8,1	8,2	8,7	8,7	9,1
20	9,3	8,1	8,6	7,9	7,8	7,4	7,8	8,0	8,1	8,8	8,9	9,3
24	9,4	8,2	8,6	7,8	7,7	7,2	7,6	7,9	8,1	8,9	9,0	9,5
28	9,6	8,3	8,6	7,7	7,5	7,0	7,4	7,8	8,1	8,9	9,2	9,8
32	9,9	8,4	8,7	7,7	7,4	6,8	7,2	7,6	8,1	9,0	9,4	10,0
36	10,1	8,5	8,7	7,6	7,2	6,6	7,0	7,5	8,0	9,1	9,5	10,3
40	10,3	8,6	8,7	7,5	6,9	6,3	6,8	7,3	8,0	9,2	9,7	10,5

A precipitação efetiva (P_e) corresponde à fração da chuva que efetivamente permanece à disposição das raízes das plantas, já que uma parte dela escoia sobre a superfície do terreno e outra parte se perde por percolação. A estimativa de P_e é realizada, geralmente, de forma aproximada, a partir de uma análise estatística das precipitações registradas na zona e na capacidade de armazenamento da chuva por parte do terreno. A dotação por capilaridade (G) dependerá da existência de um lençol freático próximo à zona radicular da cultura, e a reserva (W) é estimada em função da capacidade de armazenamento de água do solo. O Quadro 1.10 apresenta um exemplo de um balanço hídrico mensal para uma irrigação de tomate, cujo ciclo vegetativo começa em abril e termina em agosto. Considera-se que não existe dotação por capilaridade para a zona radicular (G) e que as reservas de água (W) no princípio de cada mês são desprezíveis.

O esquema do balanço hídrico apresentado no Quadro 1.10 serve para estimar, de forma aproximada, as necessidades de irrigação líquidas (N_l) ao longo do ciclo fenológico da cultura. Com base nessas necessidades, é possível avaliar se a disponibilidade hídrica da região, proveniente de alguma reserva ou reservas existentes (rio, poço, barragem, etc.), é

suficiente para atender às demandas de água da área a irrigar. A quantidade de água utilizada para a irrigação ao longo do ano e a situação topográfica das fontes de abastecimento permitem realizar as previsões referentes ao consumo energético anual das estações de bombeamento dos sistemas de irrigação pressurizados.

Quadro 1.10 - Exemplo de um balanço hídrico mensal para uma cultura de tomate

	Mês	abr	mai	jun	jul	ago	total
2	$E_{\text{tanque}}(\text{mm})$	178	213	226	251	249	1117
3	K_p	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	-
4	$ET_o(\text{mm}) = 2 \times 3$	125	149	158	176	174	782
5	K_c	0,45	0,75	0,75	1,15	0,80	-
6	$ET_p(\text{mm}) = 4 \times 5$	56	112	119	202	139	628
7	$P_e(\text{mm})$	32	65	36	4	14	151
8	$N_l(\text{mm}) = 6 - 7$	24	47	83	198	125	477
9	$N_l(\text{m}^3/\text{ha})$	240	470	830	1980	1250	4770
10	$N_l(\text{mm}/\text{dia})$	0,8	1,5	2,8	6,4	4,2	-

O dimensionamento das instalações do sistema deve ser, normalmente, realizado em função da necessidade de irrigação, no intervalo de máximo déficit hídrico, ao longo do período da irrigação. Nesse intervalo, que normalmente se considera de uma semana, de dez dias ou de um mês, não se leva em conta as eventuais aplicações naturais de água ao solo a irrigar (precipitação, capilaridade, etc.). Portanto, a necessidade de irrigação nesse período crítico, que se denomina *necessidade de irrigação líquida máxima* (N_{lm}), coincide com a evapotranspiração máxima da cultura (ET_p) para o período crítico:

$$N_{lm} = ET_p \quad (1.8)$$

Para o exemplo do balanço hídrico do Quadro 1.10, a necessidade de irrigação líquida máxima será igual à ET_p do mês de julho ($N_{lm} = 202 \text{ mm}$ ou $6,5 \text{ mm}/\text{dia}$).

O Quadro 1.11 apresenta valores aproximados das necessidades de irrigação líquidas máximas (ET_p no intervalo crítico), em milímetros por dia, para algumas culturas, segundo o tipo de clima da região. Recomenda-se a utilização desses valores nos projetos dos sistemas de irrigação, somente quando não se dispõe de uma alternativa mais precisa para estimar os valores das necessidades de irrigação, durante o intervalo de máxima demanda.

1.3.4 - Frequência de Irrigação

A frequência, ou intervalo de irrigação (Fr), que se conhece também como *turno de rega*, é a duração em dias entre as sucessivas irrigações. Obtém-se mediante a relação entre a lâmina de irrigação líquida a aplicar ao terreno (L_l) e a necessidade de irrigação líquida (N_l) - ver Equação 1.9.

$$Fr(\text{dias}) = \frac{L_l(\text{mm})}{N_l(\text{mm}/\text{dia})} \quad (1.9)$$

A frequência F_r , para cada período da campanha de irrigação, deve ser menor ou igual ao turno de rega máximo ($F_{\text{máx}}$), dado pela relação:

$$F_{\text{máx}} = \frac{L_{\text{lm}}}{N_l} \quad (1.10)$$

em que:

$F_{\text{máx}}$ = turno de rega máximo para o período considerado, em dias.

L_{lm} = lâmina de irrigação líquida máxima, em mm (ver Equação 1.3).

N_l = necessidade de irrigação líquida, em mm/dia.

Quadro 1.11 - Necessidade hídrica líquida máxima (ET_p máxima), em mm/dia, segundo a cultura e tipo de clima da região (Keller e Bliesner, 1990)

Cultura	Tipo de clima				
	frio	moderado	quente	semiárido	árido
Alfafa	5,1	6,4	7,6	8,9	10,2
Algodão	-	6,4	7,6	10,2	-
Batata	4,6	5,8	6,9	8,1	-
Beterraba	4,6	5,8	6,9	8,1	9,1
Cítricos	4,1	4,6	5,1	5,6	-
Ervilha	4,6	4,8	5,1	5,6	-
Feijão	4,6	5,1	6,1	7,1	7,6
Grãos	3,8	5,1	5,8	6,6	-
Melão	4,1	4,6	5,1	5,6	6,4
Milho	5,1	6,4	7,6	8,9	10,2
Morango	4,6	5,1	5,6	6,1	6,6
Pastos	4,6	5,6	6,6	7,6	8,9
Pomares	3,8	4,8	5,8	6,6	7,6
Tomate	4,6	5,1	5,6	6,4	7,1
Vinha	3,6	4,1	4,8	5,6	6,4

A frequência, ou intervalo máximo de irrigação, é variável ao longo do ciclo da cultura, e seu mínimo valor corresponde ao período de máximo déficit hídrico (período crítico), no qual a necessidade de irrigação líquida é máxima.

O projeto do sistema de irrigação se realiza em função da frequência de irrigação no período crítico, quando a necessidade de irrigação líquida (N_l) corresponde à evapotranspiração máxima da cultura. A frequência máxima de projeto ($F_{\text{máx}}$) no período crítico será, portanto:

$$F_{\text{máx}} (\text{dias}) = \frac{L_{\text{lm}} (\text{mm})}{ET_p (\text{mm/dia})} \quad (1.11)$$

Exemplo 1.4 - Determinar a frequência de irrigação ($F_{\text{máx}}$) para um solo cultivado, cuja evapotranspiração máxima da cultura (ET_p), no período crítico (de máxima demanda), é igual a 6,5 mm/dia, e a lâmina de irrigação líquida máxima é de 50 mm.

$$F_{\text{máx}} = \frac{50}{6,50} = 7,7 \text{ dias}$$

O intervalo máximo de irrigação será de sete dias, e a lâmina de irrigação líquida, requerida para atender à necessidade líquida máxima da cultura será igual a 45,5 mm (7 dias $\times$ 6,5 mm/dia). Caso fosse adotada, nesse período, uma frequência de irrigação (F_r) de 6 dias, seria necessário aplicar, então, uma lâmina de irrigação líquida, a cada seis dias, de 39 mm (6 dias $\times$ 6,5 mm/dia).

Deve-se ressaltar que a frequência de irrigação calculada para o projeto não necessariamente coincide com os turnos de rega empregados efetivamente no manejo da irrigação no campo, já que dependem, também, das variações climáticas não esperadas. A frequência máxima de projeto ($F_{\text{máx}}$) serve para se dimensionar a instalação do sistema de irrigação, enquanto que os turnos de rega a serem empregados, ao longo do ciclo da cultura, dependerão das variações das necessidades hídricas da cultura e do déficit hídrico do solo. Aconselha-se definir os turnos de rega no campo a partir de medidas locais da evaporação (através de tanques evaporimétricos) e da umidade do solo (mediante tensiômetros).

1.3.5 - Necessidade de Lixiviação

Grande parte das águas utilizadas para irrigação contém sais dissolvidos de origem natural, que se acumulam no solo cultivado, aumentando a concentração dos minerais já existentes, à medida que a água se evapora e é consumida pelas plantas. A água existente de lençol freático pouco profundo (nos primeiros dois metros), que ascende por capilaridade e é evapotranspirada, também contribui para aumentar o teor de sais no solo. A acumulação de sais na zona radicular, ao longo do tempo, em quantidade superior ao limite de tolerância da cultura, reduz a disponibilidade de água para as plantas, o que prejudica o rendimento da cultura irrigada. Para se evitar prejuízos às culturas irrigadas, decorrentes da concentração excessiva de sais na solução do solo, é necessário adotar um manejo adequado de irrigação e drenagem, de forma conjunta. A irrigação deve prover uma quantidade suplementar de água ao terreno para drenar o excesso de sais, transportando-os para as camadas inferiores do solo não alcançadas pelas raízes da cultura. É indispensável, também, que exista um sistema de drenagem na área cultivada (natural ou artificial), para facilitar o escoamento da irrigação excedente e evitar a ascensão do lençol freático à zona radicular.

A fração da água de irrigação, que deve percolar para lavar ou lixiviar os sais acumulados no solo, depende da salinidade da água de irrigação e da salinidade tolerada pela planta. Ela pode ser obtida, para cada sistema de irrigação, mediante as equações propostas por Rhoades e Merrill (1976), dadas a seguir:

- Para a irrigação por inundação e por aspersão de baixa frequência:

$$LR = \frac{CEa}{5 CEc - CEa} \quad (1.12)$$

- Para as irrigações de alta frequência (gotejamento e microaspersão):

$$LR = \frac{CEa}{2 CEc} \quad (1.13)$$

em que:

LR = fração de água mínima destinada a lavar os sais acumulados no solo.

CEa = condutividade elétrica da água de irrigação, em dS/m (mmhos/cm), medida a 25 °C.

CEe = valor estimado da condutividade elétrica do extrato de solo saturado, em dS/m (mmhos/cm), que acarreta uma determinada redução no rendimento potencial da cultura considerada.

Para a irrigação por superfície e por aspersão convencional é recomendável que o valor de CEe a utilizar na Equação 1.12 seja o estimado da condutividade elétrica do extrato de saturação do solo que possa provocar uma redução máxima de 10% no rendimento potencial da cultura considerada. Para a irrigação por gotejamento e por microaspersão, recomenda-se admitir o valor estimado limite de CEe que reduz a zero o rendimento da cultura (redução de 100%). No Quadro 1.12 estão indicados os valores de CEe, em dS/m, recomendados por Ayers e Westcot (1985), em função do tipo de cultura e da redução esperada em seu rendimento potencial de 10 e 100%. Segundo Ayers e Westcot [1985], os números desse quadro deverão ser considerados como valores de tolerância relativa. Os valores de tolerância absoluta dependem também do clima, das condições do solo e do manejo agrícola.

Quadro 1.12 - Valores estimados de CEe em dS/m para uma redução esperada em seu rendimento potencial de 10 e 100% (Ayers e Westcot, 1985)

Cultura	10%	100%	Cultura	10%	100%
Abacate	1,8	6,0	Laranja	2,3	8,0
Alface	2,1	9,0	Limão	2,3	8,0
Alfafa	3,4	15,5	Maçã	2,3	8,0
Algodão	9,6	27,0	Melão	3,6	16,0
Amendoim	2,0	7,0	Milho	2,5	10,0
Arroz	3,8	11,5	Milho forrageiro	3,2	15,5
Batata	2,5	10,0	Morango	1,3	4,0
Beterraba açucareira	8,7	24,0	Palmeira	6,8	32,0
Beterraba hortalíça	5,1	15,0	Pepino	3,3	10,0
Brócolis	3,9	13,5	Pêssego	2,2	6,5
Cebola	1,8	7,5	Pimentão	2,2	8,5
Cenoura	1,7	8,0	Pêra	2,3	8,0
Cevada	10,0	28,0	Soja	5,5	10,0
Couve	2,8	12,0	Sorgo	5,1	18,0
Espinafre	3,3	15,0	Tomate	3,5	12,5
Feijão	1,5	6,5	Trigo	7,4	20,0
Figo	3,8	14,0	Vinha	2,5	12,0

A água de irrigação requerida para suprir a necessidade da cultura e a lixiviação dos sais se obtém por meio do quociente entre a necessidade de irrigação líquida (N_i) e o fator 1-LR. Se o valor calculado de LR é menor do que 0,1 admite-se que as perdas por percolação profunda, que ocorrem anualmente na irrigação, são suficientes para lavar os sais. Em tal caso, não será necessário aumentar a lâmina de irrigação líquida para atender à lixiviação. Considera-se, também, que em zonas cultivadas, onde existem estações do ano com chuvas abundantes, não será necessário lixiviar os sais com água da irrigação, já que as chuvas que caem com frequência se encarregam de realizá-la.

Capítulo 2

IRRIGAÇÃO POR ASPERSÃO

2.1 - Emprego da Irrigação por Aspersão

2.1.1 - Introdução

A irrigação por aspersão é um método de aplicação de água às plantas em forma de chuva artificial, por meio de dispositivos especiais, abastecidos com água sob pressão. Estes dispositivos especiais, denominados *aspersores*, têm a função de pulverizar os jatos d'água, que saem das tubulações, e devem assegurar uma distribuição adequada da precipitação que cai sobre a superfície do terreno cultivado.

A irrigação por aspersão começou a se desenvolver na metade do século passado, com o advento das tubulações metálicas leves (dotadas de engates rápidos), que deram origem aos primeiros sistemas portáteis. Posteriormente, para diminuir a exigência de mão de obra, foram surgindo os sistemas fixos ou permanentes, que empregam maior quantidade de tubulações e aspersores. A partir dos anos 1960 começaram a aparecer diferentes sistemas de aspersão mecanizados e, hoje em dia, se utiliza também o recurso da automação para controlar algumas aplicações especiais da irrigação. Atualmente, a irrigação por aspersão se constitui num dos métodos mais utilizados no mundo. Destaca-se entre os demais por sua versatilidade, facilidade de manejo e por sua possibilidade de aplicação a quase todo tipo de cultura, solo e topografia do terreno. Suas instalações são bastante variáveis e compreendem desde os sistemas portáteis convencionais, que habitualmente irrigam áreas de poucos hectares, até os sistemas mecanizados com funcionamento automático, frequentemente utilizados para irrigar superfícies de dezenas de hectares.

Para o funcionamento da irrigação por aspersão é necessária a existência de uma ampla infraestrutura de distribuição de água, que começa na fonte de abastecimento e termina nos aspersores. A fonte de abastecimento - que pode ser um rio, uma barragem, um reservatório, um poço ou um canal -, quando está situada em um nível suficientemente alto, em relação à área a irrigar, permite que a água seja distribuída com pressão natural satisfatória, para que os aspersores funcionem adequadamente, sem necessidade de intercalar nenhum sistema de bombeamento. Essa situação raramente ocorre, e os sistemas de irrigação quase sempre necessitam de algum mecanismo de impulsão da água, cuja magnitude dependerá das condições requeridas pelo projeto a implantar (vazão do sistema, condições altimétricas, topológicas, etc.).

O transporte da água sob pressão, desde o ponto de abastecimento até os aspersores, se realiza sempre através de uma rede ramificada de tubulações. Esta rede pode ser individual, caso se trate de um único usuário, ou coletiva, quando se necessita abastecer um grupo de lotes ou parcelas pertencentes a diversos usuários. Uma parcela corresponde a uma subdivisão da área total irrigada, abastecida por um único sistema de irrigação e com um único proprietário.

2.1.2 - Descrição dos Aspersores

Os aspersores são dispositivos mecânicos que recebem a água sob pressão da rede e a distribui em forma de chuva sobre a superfície do terreno. Sua função consiste em pulverizar o jato, repartindo-o (ao girar) sobre uma superfície aproximadamente circular. O raio do círculo molhado representa o *alcance* do aspersor. Em geral, os aspersores podem ser *rotativos* ou *estacionários*, apesar de que estes últimos são empregados quase sempre para irrigar jardins, pequenas hortas ou plantas cultivadas em viveiros ou casas-de-vegetação. Os aspersores rotativos possuem um ou mais bocais, que giram impulsionados pela pressão da água. De acordo com o mecanismo que produz a rotação, eles podem ser de *impacto*, de *engrenagem* e de *reação*. Os aspersores de impacto são de baixa rotação, possuem um ou dois bocais e são os mais empregados. O movimento giratório do aspersor é produzido por meio de um braço oscilante, que é impulsionado pelo jato d'água e, posteriormente, retorna a sua posição original, obrigado pela ação de uma mola ou de um contrapeso (Figura 2.1). As oscilações do braço produzem, por impacto, o movimento giratório descontínuo do aspersor, cuja velocidade de rotação varia de $\frac{1}{4}$ a 3 rpm. A pressão do jato d'água, combinada com a baixa rotação do aspersor, proporcionam uma chuva artificial de alcance considerável.

Em alguns aspersores de baixa rotação o movimento giratório é produzido por meio de um mecanismo de engrenagem. O jato que sai do aspersor aciona uma pequena turbina ou hélice, que, através de um eixo, transmite o movimento ao mecanismo de engrenagem, o qual, por sua vez, produz o movimento rotativo do aspersor (ver Figura 2.2).

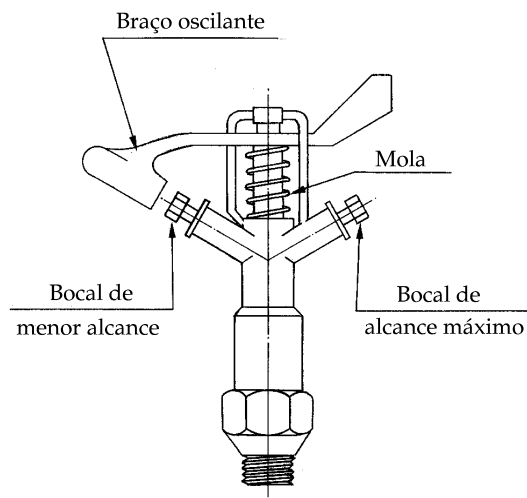


Figura 2.1 - Aspersor rotativo de impacto

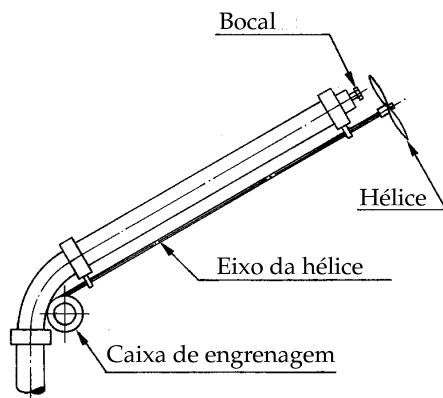


Figura 2.2 - Aspersor rotativo de engrenagem

Os aspersores de engrenagem necessitam de grandes pressões de funcionamento e distribuem altas vazões a grandes distâncias. Os aspersores de reação possuem os bocais orientados de tal forma que as reações às saídas dos jatos produzem os movimentos das suas partes giratórias. São considerados de giro rápido (movimentam-se a mais de 6 rotações por minuto), de modo que, para uma mesma pressão de funcionamento, proporcionam alcances menores do que os modelos de baixa rotação. A utilização destes aspersores está limitada à

irrigação de jardins e de culturas arbóreas (nas quais os aspersores são instalados sob as copas das árvores). Geralmente, os aspersores são utilizados para irrigar círculos completos. No entanto, existem aspersores dotados de um dispositivo especial, que limita a área molhada a um determinado setor do círculo. São denominados *aspersores setoriais* e são empregados, na maioria das vezes, para irrigar as bordas das parcelas.

O aspersor é considerado de ângulo normal quando o jato na sua saída forma um ângulo com a horizontal, compreendido entre 25 e 45 graus. Quando a inclinação do jato é menor do que 25 graus, o aspersor é considerado de ângulo baixo e seu emprego está recomendado para irrigar hortaliças ou árvores frutíferas (são instalados sob as copas das árvores). Estes aspersores de ângulo baixo são utilizados, também, em áreas sistematicamente afetadas por ventos fortes, para evitar que as gotas sejam arrastadas pela corrente do ar. A pressão da água na entrada do aspersor, que se denomina *pressão de trabalho, de funcionamento* ou *de serviço*, condiciona, de forma significativa, as características da precipitação lançada pelo emissor sobre o terreno. Com relação a essa pressão de funcionamento, os aspersores podem ser classificados em:

Aspersores de baixa pressão: Funcionam com pressões de serviço inferiores a 20 mca (2,0 kg/cm²), são de baixa rotação e possuem, geralmente, um único bocal de diâmetro menor do que 4 mm. As vazões proporcionadas por estes aspersores não superam 1 m³/h e são empregados em espaçamentos (distância entre aspersores) menores do que 15 metros.

Aspersores de média pressão: Trabalham com pressões de funcionamento que variam de 20 a 40 mca (2 a 4 kg/cm²) e são os mais empregados nos sistemas convencionais de irrigação por aspersão. São aspersores dotados de um ou dois bocais, com diâmetros compreendidos entre 4 e 7 milímetros. Nos aspersores de dois bocais, o de diâmetro menor lança a chuva sobre a área contígua ao eixo do aspersor, enquanto que o outro, de maior alcance, molha a parte periférica do círculo. São aspersores de rotação lenta, com vazões que variam entre 1 e 6 m³/h, e são utilizados em espaçamentos compreendidos entre 12 e 36 metros.

Aspersores de alta pressão: Estes aspersores funcionam com pressões superiores a 40 mca (4 kg/cm²), proporcionam alcances maiores do que 30 metros e vazões superiores a 6 m³/h. Alguns modelos especiais (aspersores gigantes ou canhões hidráulicos) funcionam com pressões de trabalho de até 100 mca ou mais, com um raio de ação que alcança até os 100 metros, repartindo vazões compreendidas entre 20 e 120 m³/h. São aspersores de baixa rotação, de impacto ou de engrenagem, dotados, geralmente, de dois ou três bocais.

Existe também outro tipo muito específico de aspersores, conhecidos pelo nome de *microaspersores*. São pequenos aspersores, geralmente estacionários, que trabalham com pressões compreendidas entre 10 e 20 mca, distribuindo vazões entre 20 e 160 L/h, a uma distância reduzida, que varia entre 1 e 3 metros. Estes aparelhos são utilizados no sistema de irrigação por microaspersão, descrito no Capítulo 3.

A união dos aspersores às linhas laterais se efetua por meio de tubos instalados verticalmente, denominados *tubos porta-aspersores* ou *tubos de subida*. Estes tubos são, geralmente, de alumínio, aço galvanizado ou PVC, com diâmetros comerciais compreendidos entre meia e uma polegadas. A altura do tubo porta-aspersor é selecionada em função do porte da planta a irrigar, e os tamanhos encontrados no mercado variam de 0,25 a 2,00 metros. Os mais esbeltos são instalados com tripés, para que se mantenham verticalmente sobre o terreno (ver Figura 2.3).



Figura 2.3 - Aspersor instalado sobre tubo de subida, com tripé, numa irrigação de acerola, no município do Conde/PB

2.2 - Sistemas de Aspersão Convencionais

Os sistemas de aspersão convencionais, também denominados *sistemas clássicos*, são constituídos, em geral, por aspersores de baixa e média pressão, com espaçamentos compreendidos entre 6 e 36 metros, instalados sobre tubos porta-aspersores acoplados a condutos sob pressão. Estes condutos, onde são dispostos os aspersores, são denominados *linhas laterais* e são conectados à fonte de abastecimento d'água mediante uma rede principal de tubulações de distribuição. As uniões e engates, entre os distintos elementos que compõem a rede, se realizam por meio de peças especiais de conexão (juntas, curvas, cones de redução, tês, etc.). O fluxo d'água nas tubulações é controlado por meio de mecanismos hidráulicos especiais, tais como válvulas de derivação, válvulas de retenção, reguladores de pressão, registros, ventosas, dentre outros. Entre os sistemas de aspersão existentes os convencionais ou clássicos são os mais empregados, já que, em virtude de suas versatilidades, são, geralmente, os mais adequados para os múltiplos tipos de cultura, solos, topografias, formas e tamanhos das áreas a irrigar. Além disso, são os que exigem menores custos de implantação e os que permitem maiores flexibilidades de manejo.

Os sistemas convencionais são classificados, segundo a forma de instalação e manejo das tubulações e aspersores, em *portáteis*, *semiportáteis* e *fixos*.

2.2.1 - Sistemas Portáteis

Os sistemas portáteis, também conhecidos como *sistemas móveis*, são aqueles cujas tubulações de distribuição (pelo menos desde a tomada da parcela) e as linhas laterais, com seus aspersores, são instaladas sobre o terreno, sendo transportadas para as várias posições de irrigação dentro da área da parcela. Por motivos funcionais, os tubos portáteis são,

normalmente, de materiais leves, como alumínio ou PVC rígido, dotados de engates rápidos. Uma variante desse sistema, em que duas linhas laterais funcionam simultaneamente, é representada na Figura 2.4, cuja área ou parcela a irrigar é dividida em duas partes, A e B. As linhas laterais irrigam cada porção da área dominada por seus aspersores durante o tempo necessário para aplicar a lâmina de irrigação requerida pelo solo. Posteriormente, estas linhas são transportadas, manualmente, para irrigar, sucessivamente, as demais posições da parte A da área, seguindo os sentidos das flechas indicadas na Figura 2.4. Após a irrigação de toda a faixa dominada em uma posição, o agricultor fecha a tomada d'água situada na entrada da linha lateral e esvazia a tubulação móvel para transportá-la para outra posição. Concluída a irrigação da parte A, a tubulação de distribuição e as linhas laterais são deslocadas para a parte B, onde a irrigação é executada de forma similar ao esquema da parte A. O número de linhas laterais, que no exemplo da Figura 2.4 é igual a dois, pode ser outro, que dependerá das características técnicas da irrigação e das dimensões da área a irrigar.

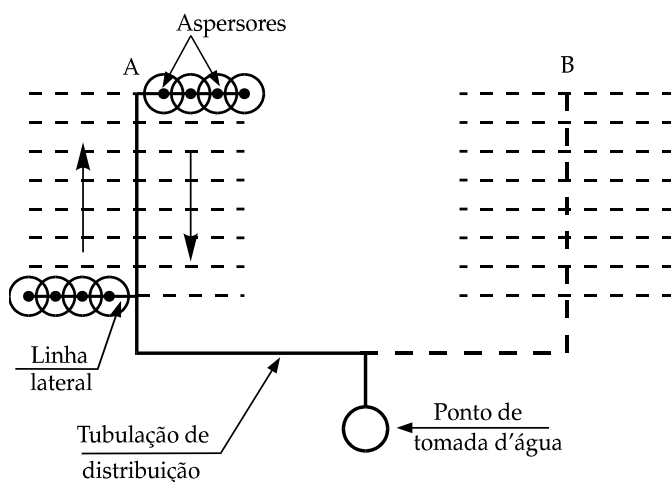


Figura 2.4 - Sistema de aspersão convencional portátil

Os deslocamentos das linhas laterais, de uma posição a outra, necessitam de um tempo que pode variar, em função de seus comprimentos, entre meia hora a pouco mais de uma hora. Quando o terreno é argiloso, e a cultura possui um porte considerável (milho, cana-de-açúcar, planta forrageira, etc.), o transporte das linhas laterais é bastante enfadonho, até o ponto de tornar inviável a utilização do sistema portátil.

2.2.2 - Sistemas Semiportáteis

Os sistemas semiportáteis podem ser considerados variantes dos sistemas portáteis, nos quais as tubulações de distribuição são fixas e as linhas laterais, com seus aspersores, são transportáveis. A Figura 2.5 ilustra um exemplo de uma instalação com um sistema semiportátil. Da mesma forma que ocorre com os sistemas portáteis ou móveis, as linhas laterais dos sistemas semiportáteis são de materiais leves, como alumínio ou PVC, utilizando-se, às vezes, condutos de aço zincado ou galvanizado. As tubulações de distribuição (principais e secundárias) são instaladas, geralmente, enterradas, quando a cultura

a irrigar é permanente. Nas irrigações de temporada (em culturas de ciclo vegetativo curto) e nas suplementares (quando as chuvas não são suficientes durante as campanhas de irrigação em regimes úmidos), as tubulações de distribuição são de materiais leves, instaladas sobre a superfície do terreno.

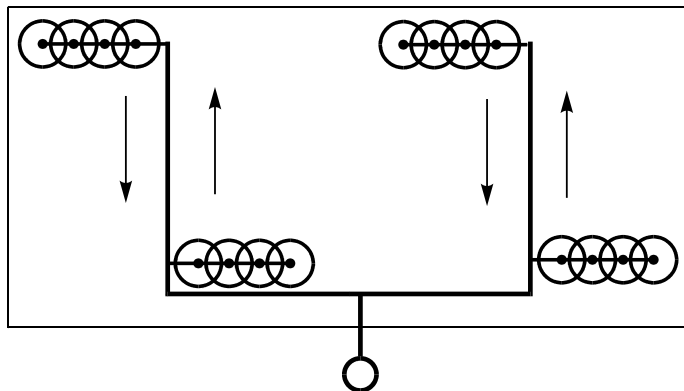


Figura 2.5 - Sistema de aspersão convencional semiportátil

Os sistemas portáteis e semiportáteis são, dentre os convencionais, os que requerem menor custo de investimento. Em contrapartida, necessitam de maior quantidade de mão de obra e são empregados, na maioria dos casos, em zonas onde o custo laboral não é alto. Hoje em dia, são ainda muito empregados no mundo, apesar de que em zonas e países mais desenvolvidos, onde a mão de obra é cara e a agricultura é mais competitiva e rentável, existe uma tendência clara a favor da utilização dos sistemas fixos.

2.2.3 - Sistemas Fixos

Nos sistemas fixos, também conhecidos como *sistemas permanentes*, as tubulações de distribuição e as linhas laterais cobrem toda a superfície da parcela a irrigar. Existem diversas variantes dos sistemas fixos ou permanentes. A Figura 2.6 apresenta um exemplo no qual a área da parcela é irrigada de forma escalonada, onde cada linha lateral abastece apenas um aspersor. Nesse caso, a área da parcela é irrigada por faixas paralelas à tubulação de distribuição ou de derivação, onde são transportados somente os aspersores com seus tubos de subida. Essa variante é bastante racional porque permite que as tubulações laterais sejam dimensionadas com diâmetros pequenos e/ou com maiores comprimentos, já que elas transportam, neste caso, vazões menores do que as que seriam necessárias para o abastecimento de diversos aspersores por linha. Outra variante de um sistema fixo ou permanente é aquela em que toda a superfície da parcela está totalmente coberta pelas linhas laterais, completamente equipadas com seus aspersores e tubos porta-aspersores, e cada aplicação da irrigação é efetuada de uma só vez a toda parcela. Nesse caso, o sistema permanece inativo durante o intervalo de tempo transcorrido entre irrigações sucessivas. O custo de implantação e operação dessa última variante é bem mais caro, já que o sistema necessita se abastecer com maior vazão e maior energia. Este tipo de instalação se utiliza, em geral, em irrigações de jardins, de casas de vegetação e de campos esportivos.

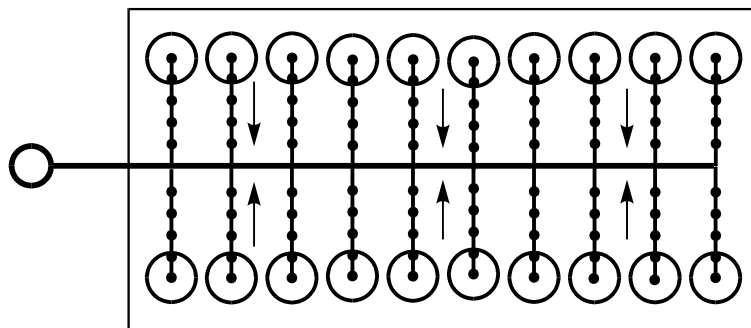


Figura 2.6 - Sistema de aspersão convencional fixo

As tubulações de distribuição e as linhas laterais poderão ser instaladas enterradas ou sobre a superfície do terreno, segundo se trate, respectivamente, de uma irrigação permanente ou de uma irrigação temporária. As tubulações enterradas são, em geral, de PVC (para diâmetros inferiores a 300 mm); as instaladas sobre o terreno, que são recolhidas após finalizada a campanha de irrigação, são geralmente de PVC, de aço galvanizado ou de alumínio. Nos sistemas fixos ou permanentes os tubos porta-aspersores são acoplados às linhas laterais através de válvulas, que permitem a instalação destes tubos com seus aspersores, sem a necessidade de interromper a circulação da água na instalação.

Em comparação com os sistemas convencionais portáteis e semiportáteis, os fixos ou permanentes oferecem vantagens quando a cultura a irrigar dificulta os deslocamentos manuais das linhas laterais ou quando o custo do sistema portátil (ou semiportátil), mais o custo adicional da mão de obra necessária para a irrigação, supera o custo de implantação da instalação fixa. Os sistemas que empregam as tubulações fixas e enterradas possuem uma vida útil muito maior do que os sistemas de tubulações portáteis. Os tubos de PVC, por exemplo, são os que mais se desgastam quando estão expostos à intempérie e quando são manejados continuamente dentro da área irrigada.

2.3 - Sistemas de Aspersão Não Convencionais

Os sistemas de aspersão não convencionais são aqueles que se empregam em condições especiais de solo, topografia do terreno, área a irrigar (tamanho e forma), disponibilidade de energia ou capacidade de investimento das instalações. Possuem, também, restrições de aplicação a determinados tipos de cultura. Existe uma grande variedade desses sistemas utilizados em todo o mundo, porém, dentre eles, se destacam o canhão hidráulico e o pivô central (com a variante do sistema lateral móvel). Estes dois sistemas respondem por mais de 90% da superfície irrigada que utilizam alguma forma de irrigação não convencional. Outros sistemas não convencionais existentes são os sistemas de aspersão com tubos perfurados portáteis, os sistemas portáteis com mangueiras e patins, os sistemas sobre grandes rodas com deslocamento lateral, os sistemas sobre rodas com deslocamento longitudinal, microaspersores sobre braços de tubulações suspensas fixas ou móveis, dentre outros. Alguns destes sistemas já se encontram em desuso e outros somente são fabricados por encomenda para algumas condições especiais da irrigação. Uma descrição detalhada sobre esses sistemas pode-se encontrar na referência bibliográfica da FAO (Rolland, 1982).

Em seguida são descritos os dois sistemas de emprego generalizado: o canhão hidráulico e o sistema pivô central.

2.3.1 - Canhão Hidráulico

Os canhões hidráulicos ou aspersores gigantes (já mencionados no item 2.1.2) são equipamentos de irrigação que funcionam com pressões que variam desde 40 até mais de 100 mca, e cujo raio de alcance (círculo efetivo molhado por cada aspersor) varia de 30 a 100 metros (estes limites são aproximados já que eles variam segundo o modelo de cada fabricante). A Figura 2.7 ilustra uma irrigação de uma área por meio de um canhão hidráulico. Na maioria dos casos, o canhão hidráulico é utilizado de forma portátil, instalado sobre linhas laterais, de maneira similar ao funcionamento de um sistema convencional. O aspersor gigante ou canhão irriga separadamente cada setor da área da parcela e é deslocado de uma posição a outra, após a aplicação de cada irrigação. Devido à elevada vazão, necessária para abastecê-los, cada lateral é equipada com apenas um canhão ou aspersor gigante. A Figura 2.8 mostra um exemplo de um sistema de irrigação composto por um canhão hidráulico com deslocamento portátil. A Figura 2.8 indica, também, as diversas posições da irrigação dentro da área da parcela.

O canhão hidráulico também é utilizado acoplado a um sistema autopropelido ou automotriz, no qual o canhão ou aspersor gigante é montado sobre uma carreta móvel. O sistema autopropelido recebe água por meio de uma mangueira suficientemente resistente para suportar a pressão interna do líquido e os arrastes sobre o terreno. Quando se adota essa solução, a instalação da rede de abastecimento d'água na parcela se reduz exclusivamente à tubulação de distribuição, normalmente enterrada, com válvulas ou hidrantes para conectar com a mangueira do sistema móvel. Uma das formas mais frequentes de acionamento do equipamento consiste em mover a carreta sobre o terreno, tracionada por um cabo de aço que é ancorado em um dos extremos da faixa a irrigar e que se enrola na outra extremidade a uma roldana montada sobre a carreta (ver Figura 2.9). A roldana é impulsionada devido à energia proveniente da pressão do fluxo d'água da mangueira. O sistema autopropelido se movimentará durante a operação da irrigação, continuamente, de uma extremidade a outra, dentro das faixas estabelecidas na parcela a irrigar, com uma velocidade adequada à capacidade de irrigação do canhão (este se seleciona também em função das características físicas do solo). Quando a carreta alcança o final de cada faixa de irrigação prevista, a circulação da água se desconecta, automaticamente, e se paralisa o sistema automotriz. Para continuar a irrigação, o equipamento é transportado para a faixa vizinha, onde se repete o mesmo processo de funcionamento. Dessa forma, o sistema automotriz passeia por todas as faixas, até que toda a superfície da parcela seja irrigada. As flechas da Figura 2.9 indicam os sentidos dos deslocamentos do sistema de uma faixa a outra, dentro da parcela a irrigar.

O canhão autopropelido irriga somente um setor do círculo de alcance, conforme se observa na Figura 2.9. Trata-se de um aspersor setorial para evitar que a precipitação molhe o equipamento e a parte do terreno por onde a máquina se desloca.

A aplicação da irrigação por aspersão mediante canhão hidráulico está limitada a determinadas culturas como cana-de-açúcar, milho, plantas forrageiras, etc., cujas folhas são resistentes ao impacto das grandes gotas lançadas pelo aspersor.



Figura 2.7 - Irrigação de cana-de-açúcar através de um canhão hidráulico

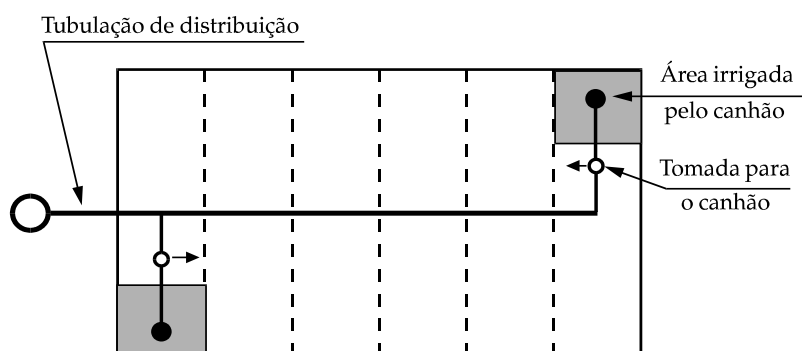


Figura 2.8 - Sistema de irrigação com canhão hidráulico portátil

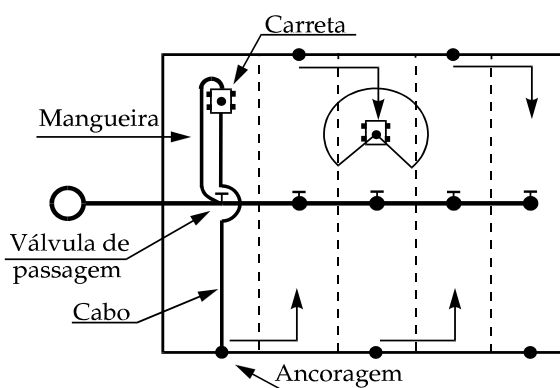


Figura 2.9 - Esquema de operação de um canhão autopropelido

Deve-se evitar a irrigação com canhão hidráulico em solos argilosos, uma vez que as grandes gotas arrojadas pelo canhão aumentam a compactação do terreno, prejudicando a capacidade de infiltração dos solos de textura fina. Outro aspecto restritivo da irrigação com canhão hidráulico é derivado das altas pressões que são necessárias para alimentar os aspersores gigantes. No sistema autopropelido, segundo a vazão e o alcance do aspersor, a pressão mínima requerida na origem da mangueira está compreendida entre 6 e 9 Atm (60 e 90 mca). As zonas com ventos fortes também estão contra indicadas para a irrigação com canhões hidráulicos. O arraste das gotas provocado pelo vento compromete a uniformidade de distribuição da precipitação aplicada ao terreno.

Na ausência das limitações citadas anteriormente, o canhão hidráulico é uma excelente opção para irrigar grandes superfícies com culturas resistentes ao impacto das gotas. Seu custo de implantação é relativamente baixo, é bastante prático de manejar e necessita de pouca mão de obra. Atualmente, este sistema vem sendo amplamente utilizado no Brasil para irrigar cana-de-açúcar, tanto em áreas com carência de chuva como em zonas úmidas. Neste último caso, a irrigação é realizada para suprir a necessidade hídrica da cultura quando não chove na época adequada (irrigação de salvação).

Existe outra variante do canhão autopropelido utilizada, na qual o sistema é tracionado pela própria mangueira, que é enrolada em um grande tambor, que pode ser fixo ou transportável com a carreta. Uma descrição detalhada deste sistema pode ser encontrada no livro da FAO, nº 35 (Rollando, 1982).

2.3.2 - Pivô Central

O sistema pivô central foi desenvolvido nos anos 1950, no Colorado (Estados Unidos), embora somente na década seguinte ele começou a ser utilizado em grande escala. Atualmente, o emprego do sistema pivô central está bastante difundido tanto nos Estados Unidos como na Austrália, Espanha, França, Brasil, Hungria, México e outros países. A superfície total irrigada mediante pivô central é hoje superior a dez milhões de hectares, da qual, aproximadamente, 75% está implantada nos Estados Unidos.

O sistema pivô consiste, fundamentalmente, de uma tubulação metálica - onde estão instalados os aspersores -, que gira, continuamente, ao redor de uma estrutura fixa. Os aspersores, que são abastecidos pela tubulação metálica (ala do pivô), dão origem a uma irrigação uniformemente distribuída sobre uma grande superfície circular (ver Figura 2.10). A tubulação que recebe água sob pressão do dispositivo central, denominado *ponto pivô*, se apoia em várias torres metálicas triangulares, montadas sobre grandes rodas pneumáticas (ver Figuras 2.11, 2.12, e 2.13). As torres se movem, continuamente, acionadas, individualmente, por dispositivos elétricos ou hidráulicos, descrevendo circunferências concêntricas ao redor do ponto pivô. O comprimento da ala do pivô varia, em função da área a irrigar, desde uns cinquenta até uns oitocentos metros. No entanto, a maioria dos sistemas possuem comprimentos inferiores a quinhentos metros. A superfície irrigada pelo pivô é proporcional ao quadrado do comprimento (L) da tubulação de distribuição ($A=\pi L^2$) e, por essa razão, quanto maior for o comprimento da ala, maior será a superfície irrigada por metro de tubulação. O investimento unitário (em unidades monetárias por hectare), necessário para equipar uma unidade pivô, será tanto menor quanto maior for o comprimento da ala.

A tubulação da ala do pivô central pode ser de um ou de vários diâmetros, que são selecionados em função da vazão a transportar, que, por sua vez, depende das necessidades hídricas da irrigação e da extensão da superfície a irrigar. De acordo com os equipamentos disponíveis no mercado, as tubulações mais utilizadas são de 6" (152 mm), de 6 5/8" (168 mm), de 7" (178 mm) e de 8" (203 mm). A altura livre entre a ala do pivô e a superfície do terreno varia, de acordo com o modelo de fabricação, entre 3,0 e 4,0 metros. Para culturas de grande porte, essa altura livre pode alcançar até 6,0 metros. A distância entre as torres do pivô está compreendida entre 30 e 50 metros, segundo a marca e o modelo do equipamento. Os modelos com maiores separações são, geralmente, mais econômicos devido ao custo relativamente alto das torres do sistema, repercutindo, significativamente, sobre o preço dos equipamentos. Entretanto, esses modelos estão limitados a terrenos planos e a solos que sejam resistentes ao peso das grandes torres.

A velocidade angular de deslocamento da ala do pivô depende da velocidade da última torre, situada na periferia do círculo, a qual está regulada pela caixa de controle do equipamento, localizada na estrutura central do pivô. Durante a irrigação, a ala gira lentamente ao redor da estrutura central, mantendo-se em linha reta, devido a um dispositivo de alinhamento existente nas torres. Caso se produza um desalinhamento acentuado em alguma das torres, em virtude de algum obstáculo que impeça ou dificulte o movimento, o sistema de segurança imobiliza o equipamento para evitar que ocorram danos à estrutura da máquina.



Figura 2.10 - Vista aérea de uma área irrigada por pivôs



Figura 2.11 - Estrutura central do pivô



Figura 2.12 - Vista longitudinal de um pivô numa irrigação de feijão, no município de Mamanguape/PB



Figura 2.13 – Vista longitudinal com torre do pivô sobre roda pneumática

Como a velocidade tangencial de deslocamento da tubulação da ala aumenta radialmente desde o centro até a torre externa do pivô, o tempo de aplicação de água, por unidade de comprimento da tubulação diminui no mesmo sentido. Consequentemente, para que exista uma intensidade de precipitação uniforme sobre a área circular, é necessário que os aspersores possuam características hidráulicas diferentes. Assim sendo, o espaçamento, os diâmetros dos bocais e a pressão de funcionamento dos aspersores, são variáveis ao longo da tubulação do pivô. Devido à forma circular que, necessariamente, possui a superfície irrigada pelo pivô é inevitável que as esquinas da área poligonal circunscrita (situadas fora do alcance da máquina) não sejam irrigadas (ver Figura 2.10). Este fator representa um inconveniente notório do pivô, principalmente quando existe escassez de terreno disponível para a irrigação. Essa desvantagem pode ser parcialmente superada com a instalação de um acessório (aspersor tipo canhão) na extremidade do equipamento, que irriga, também, as esquinas das áreas poligonais. É evidente que tal mecanismo aumenta o custo do equipamento, de modo que em muitas zonas a irrigar estes recintos marginais são deixados fora da área cultivada. No entanto, o não aproveitamento destas esquinas, ou recintos marginais, contribui para a preservação ambiental da área que está sendo explorada pela agricultura irrigada. A incidência de pragas diminui com a maior quantidade de áreas sem exploração agrícola.

Em virtude da utilização contínua do equipamento (pode-se irrigar durante as 24 horas do dia) o emprego do sistema pivô é bastante vantajoso, por permitir a aplicação de pequenas lâminas de irrigação em curtos intervalos de tempo. Dessa forma, a umidade do solo estará sempre próxima à capacidade de campo e as perdas de água por percolação serão mínimas. Este fator, aliado a uma maior uniformidade da irrigação produzida pelo pivô, contribui para aumentar a produtividade das culturas irrigadas.

A melhora na produtividade das culturas irrigadas por pivô central, associada à grande economia de mão de obra, justificam a crescente utilização deste sistema em grande parte das

zonas irrigadas do mundo. Vale acrescentar, ainda, a vantagem da economia de energia que se pode conseguir com o pivô, já que o equipamento pode ser operado durante a noite, quando o custo energético é bem menor.

Os solos argilosos são os menos indicados para serem irrigados pelo sistema pivô, devido à susceptibilidade ao encharcamento e ao escoamento superficial. O encharcamento do terreno dificulta a mobilidade das rodas do equipamento, e o escoamento superficial provoca perdas de água e erosão do solo. A topografia do terreno influi, também, na seleção do sistema. As irregularidades do relevo na direção radial do equipamento podem provocar avarias à estrutura do pivô e, nestes casos, os sistemas com trechos (distâncias entre torres) curtos se adaptam melhor do que os sistemas de trechos longos. Com relação às declividades do terreno, na direção tangencial do equipamento, os pivôs podem funcionar com desníveis de até 20%, sendo que os sistemas elétricos se adequam melhor a essas irregularidades do que os hidráulicos. Entretanto, de uma maneira geral, recomenda-se que a declividade da superfície a irrigar não ultrapasse 15%, para evitar escoamentos sobre o terreno.

As grandes áreas irrigadas por pivô nem sempre estão livres de obstáculos tais como edificações, linhas elétricas, vias de comunicação, canais, etc. Os obstáculos limitam a utilização do pivô, por impedir a livre circulação do equipamento.

Com relação à extensão da superfície irrigada por cada pivô, a viabilidade econômica será maior quanto maior for sua área de alcance, já que o custo do equipamento é proporcional ao comprimento da ala, enquanto que a superfície irrigada é proporcional ao quadrado do referido comprimento.

Existe outro sistema de irrigação mecanizada que pode ser considerado como uma variante do pivô central; denomina-se *sistema lateral móvel* ou *sistema linear*; possui a mesma configuração estrutural do pivô e se diferencia, fundamentalmente, deste último por seu deslocamento linear sobre a área a irrigar. Como consequência desta forma de deslocamento, a superfície irrigada pelo sistema lateral móvel é sempre um recinto retangular. O abastecimento d'água ao sistema lateral pode ser realizado de forma direta, por meio de um canal situado na margem da área a irrigar, ou, indiretamente, mediante uma mangueira conectada a uma tubulação enterrada de distribuição de água pressurizada. O abastecimento direto requer a construção de um canal aberto, sem declividade, que deve funcionar, também, como reservatório de regularização (ver Figura 2.14). A água é captada diretamente do canal, através de uma bomba instalada no chassi que se desloca com a ala do equipamento, paralelamente ao canal. Este tipo de alimentação limita a utilização do sistema lateral móvel a terrenos praticamente planos. Na captação mediante mangueira, a água sob pressão é fornecida através de uma tubulação de distribuição enterrada, situada em uma das margens, perpendicularmente ao sistema lateral móvel. A tubulação de distribuição é dotada de hidrantes, que abastecem, separadamente, a mangueira que conduz a água até uma das extremidades do sistema linear, como mostra a Figura 2.15. Todos os aspersores instalados ao longo da tubulação do sistema lateral móvel possuem a mesma intensidade de precipitação, já que todos os pontos da ala do sistema se deslocam com idêntica velocidade. Este fator representa uma vantagem - em termos da uniformidade da irrigação - do sistema lateral móvel, em relação ao sistema pivô (no qual cada aspersor montado sobre a ala deve possuir características diferentes). Com relação à área a irrigar, o sistema lateral domina completamente uma superfície retangular, enquanto que o pivô deixa de irrigar as esquinas do retângulo circunscrito ao círculo molhado (com um menor aproveitamento do terreno cultivável).

A forma de abastecimento representa um fator negativo do sistema lateral móvel, em comparação com o pivô, já que neste último o fornecimento da água se efetua através de um ponto fixo que coincide com o centro do equipamento. Após concluir a irrigação completa da área circular, o pivô estará situado mais uma vez na posição inicial da irrigação. De modo contrário, o sistema lateral móvel, ao terminar a irrigação de toda a área, terá que reiniciar a irrigar pelo lado mais úmido do terreno; caso contrário a máquina terá que ser deslocada sem operar até a posição de origem.

As vantagens do pivô central, perante o sistema lateral móvel, são tão marcantes que o número de hectares irrigados mediante este último sistema é insignificante, comparado com a área atualmente beneficiada no mundo através de pivôs.



Figura 2.14 - Captação direta de um sistema lateral móvel



Figura 2.15 - Captação através de mangueira

2.4 - Características Hidráulicas dos Aspersores

A pressão de funcionamento de um aspersor, conjuntamente com o diâmetro e o ângulo de inclinação do bocal ou bocais, determinam a vazão, o alcance, o grau de pulverização das gotas, a eficiência e a precipitação da chuva lançada pelo aspersor. A adequação dessas características hidráulicas às condições específicas do projeto de irrigação é indispensável para o correto dimensionamento e manejo das instalações dos sistemas de aspersão.

2.4.1 - Vazão

A água que é lançada sob pressão de um aspersor tem o mesmo comportamento hidráulico que a saída d'água através de um orifício ou bocal. A energia de pressão (h), que a água dispõe no interior da tubulação, se transforma em energia cinética ($v^2/2g$) na saída do aspersor, com uma eficiência dada pelo coeficiente de descarga (C_d). A equação da continuidade, aplicada no bocal de saída do aspersor, dá origem à seguinte expressão:

$$q = a v = C_d \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2gh} \quad (2.1)$$

em que:

q = vazão do aspersor

a = área do bocal

v = velocidade de saída da água = $\sqrt{2gh}$

C_d = coeficiente de descarga do bocal do aspersor

d = diâmetro do bocal

h = pressão de funcionamento do aspersor

Caso o aspersor disponha de dois bocais de diâmetros, d_1 e d_2 , com coeficientes de descarga, respectivamente, C_{d1} e C_{d2} , a vazão (q) será igual à soma das vazões de cada um dos bocais, submetidas à mesma pressão de serviço (h) do aspersor. A expressão correspondente será:

$$q = \frac{\pi}{4} \sqrt{2gh} (d_1^2 C_{d1} + d_2^2 C_{d2}) \quad (2.2)$$

O coeficiente de descarga (C_d) é função da perda de carga e da contração do jato no bocal e, para uma mesma pressão de funcionamento, quanto maior for seu valor, maior será a vazão do aspersor. Portanto, o valor do coeficiente de descarga reflete a qualidade do aspersor e, para a maioria dos aspersores disponíveis no mercado, seu valor varia de 0,65 a 0,95.

Pelas expressões 2.1 e 2.2, observa-se que a vazão do aspersor é diretamente proporcional ao quadrado do diâmetro do bocal ou bocais e à raiz quadrada da pressão de funcionamento.

Exemplo 2.1 - Determinar o coeficiente de descarga de um aspersor dotado de um bocal de diâmetro igual a 4,0 mm, que lança uma vazão de 1,00 m³/h ao estar submetido a uma pressão de funcionamento de 2,8 kg/cm².

$$d = 4,0 \text{ mm} = 0,004 \text{ m}; \quad q = 1,00 \text{ m}^3/\text{h} = 1/3600 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h = 2,8 \text{ kg/cm}^2 = 28 \text{ m}; \quad g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$C_d = \frac{4 \times \frac{1}{3600}}{\pi \times 0,004^2 \sqrt{2 \times 9,8 \times 28}} = 0,94$$

Do ponto de vista hidráulico esse aspersor seria de grande qualidade.

2.4.2 - Alcance

O alcance representa o raio do círculo molhado pela chuva artificial lançada pelo aspersor. Seu valor teórico se obtém através da expressão:

$$R = \frac{V^2}{g} \sin 2\alpha = 2 h C_d^2 \sin 2\alpha \quad (2.3)$$

em que:

R = raio de alcance do aspersor

α = ângulo de inclinação do aspersor

V = velocidade de saída do jato d'água = $C_d \sqrt{2gh}$

C_d = coeficiente de descarga do bocal do aspersor

h = pressão de funcionamento do aspersor

A expressão 2.3 é obtida supondo que o jato d'água descreve uma trajetória parabólica sem perdas por atrito (ver Figura 2.16) e que o aspersor se encontra à altura do solo. Nesse caso, a trajetória seria representada pelo sistema de equações:

$$x = V t \cos \alpha \quad y = V t \sin \alpha - \frac{1}{2} g t^2$$

que para $x = R$ e $y = 0$ se obtém:

$$t = \frac{2 V \sin \alpha}{g} \quad R = \frac{1}{g} 2 V^2 \sin \alpha \cos \alpha = \frac{V^2}{g} \sin 2\alpha$$

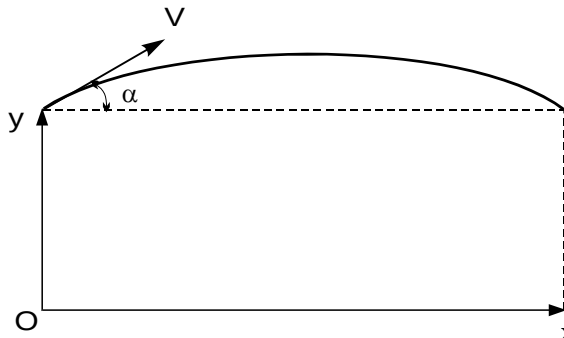


Figura 2.16 - Trajetória parabólica do jato d'água de um aspersor

Existe uma fórmula empírica proposta por Cavazza (1965), que é praticamente aceita para a determinação do raio de alcance de aspersores rotativos, onde R e h se expressam em metros e o diâmetro do bocal (d) em milímetros (Equação 2.4).

$$R = 1,35\sqrt{d h} \quad (2.4)$$

Mantendo constantes todas as características do aspersor, e dentro de determinados limites da sua pressão de funcionamento, o raio de alcance (R) cresce proporcionalmente com essa pressão (h). Fora desses limites, a proporcionalidade entre h e R deixa de existir, já que o alcance do aspersor diminui com uma pulverização excessiva ou muito baixa do jato d'água, conforme se comenta no item 2.4.5.

Exemplo 2.2 - Pela fórmula de Cavazza (1965), estimar o alcance de um aspersor, submetido a uma pressão de 42 mca, cujo diâmetro do bocal é igual a 7,14 mm.

$$R = 1,35\sqrt{7,14 \times 42} = 23,4 \text{ m}$$

O valor de catálogo do raio de alcance para um aspersor com essas características pode ter uma oscilação de 10% com relação ao calculado.

2.4.3 - Pulverização

A qualidade da irrigação por aspersão depende, dentre outros fatores, do grau de pulverização das gotas da chuva artificial. De fato, uma irrigação com gotas muito finas está sujeita a maiores perdas por evaporação, principalmente em áreas afetadas por ventos fortes. Ao contrário, uma irrigação com gotas grossas causa danos às plantas de folhas sensíveis e pode diminuir a capacidade de infiltração do solo, devido à compactação produzida pelo impacto das gotas. Essa compactação será ainda maior quando o aspersor for de grande alcance. Para um aspersor de determinado bocal, quanto maior for a pressão de funcionamento, menor será o diâmetro das gotas; para uma mesma pressão de funcionamento, as gotas serão tanto maiores quanto maior for o bocal dos aspersores. Ocorre, também, que para um mesmo aspersor, funcionando a uma determinada pressão, as gotas maiores caem a maiores distâncias do eixo do emissor. As gotas provenientes de chuvas naturais possuem diâmetros que variam de 0,5 a 1,0 mm, enquanto que, em uma tormenta, os seus diâmetros são superiores a 3,0 mm. Em termos de comparação, os aspersores de tamanho médio arrojam gotas de diâmetros compreendidos entre 0,5 e 2,0 milímetros, em um círculo de raio de, aproximadamente, 65% do alcance do aspersor. Na coroa restante, caem gotas de diâmetros maiores do que 3,0 mm.

Existe uma maneira simplificada para representar um índice de pulverização, que se representa por I_p , que é dado pela Equação 2.5, na qual o diâmetro do bocal (d) se expressa em milímetros e a pressão de funcionamento (h) em mca.

$$I_p = \frac{d}{h} \quad (2.5)$$

O Quadro 2.1 apresenta os valores de I_p para distintos tipos de gotas, indicadas para diferentes culturas e texturas de solos.

Quadro 2.1 - Valores do índice simplificado de pulverização recomendados para determinados tipos de solos e culturas (Lozano, 1965)

I_p	Tipos de gotas	Culturas	Solos
< 0,3	finas	Flores, hortaliças, algodão, fumo, etc.	argilosos
0,3 - 0,5	médias	Frutíferas, extensivas, herbáceas, etc.	franco
> 0,5	grossas	Milho, forragens, cana-de-açúcar, etc.	arenosos

2.4.4 - Eficiência

Em termos econômicos, é mais conveniente para o dimensionamento de um projeto de irrigação por aspersão que o aspersor, funcionando a uma determinada pressão, consiga o maior raio de alcance possível. Dessa maneira, a instalação será mais barata (a densidade de linhas laterais e de aspersores será menor) e se necessitará de menor quantidade de mão de obra para os deslocamentos das tubulações. O parâmetro que representa a eficiência de um aspersor, com relação a seu alcance, é o índice de eficiência proposto por Oelher (1964), que estabeleceu o índice de eficiência (I_e) como a relação entre o raio de alcance do aspersor e a pressão de funcionamento, ambos expressos nas mesmas unidades:

$$I_e = \frac{R}{h} \quad (2.6)$$

Com base na estimativa do alcance (Equação 2.4), o índice de eficiência pode ser relacionado com o índice de pulverização (I_p), dado pela equação 2.5, obtendo-se a seguinte expressão:

$$I_e = 1,35\sqrt{I_p} \quad (2.7)$$

Nessa equação, observa-se a proporcionalidade entre o índice de pulverização e o índice de eficiência, que estabelece que quanto maior é o índice de eficiência, mais grossas são as gotas lançadas pelo aspersor. Deve-se considerar que uma alta eficiência do aspersor pode comprometer a qualidade da irrigação. Um aspersor de alta eficiência produz uma limitada pulverização do jato (precipitação de gotas grossas), que pode provocar danos às plantas e ao terreno, conforme comentado no item anterior. Os aspersores comerciais possuem índices de eficiência que variam de 0,4 a 1,0. Os valores mais adequados de I_e , que compatibilizam o aspecto econômico com a qualidade da irrigação, estão compreendidos entre 0,70 e 0,80.

O Quadro 2.2, adaptado de Luján (1989), apresenta os índices de eficiência e pulverização de dois aspersores distintos, em função de seus diâmetros, pressão de funcionamento e raio de alcance. Com os dados desse quadro, pode-se concluir que o primeiro aspersor (bocal de 5,0 mm, valor médio de $I_e = 0,50$ e de $I_p = 0,14$) se caracteriza como um aspersor de baixa eficiência e de gotas finas. Em contrapartida, o segundo (bocal de 22,0 mm; $I_e = 0,94$; $I_p = 0,53$) corresponde a um aspersor de alta eficiência e de gotas grossas.

Quadro 2.2 - Índice de eficiência e de pulverização para dois aspersores (Luján, 1989)

d(mm)	Pressão (m)	Alcance (m)	Ie	Ip
5,0	25	17,2	0,69	0,20
	30	17,4	0,58	0,17
	35	17,8	0,51	0,14
	40	18,1	0,45	0,13
	45	18,5	0,41	0,11
	50	19,0	0,38	0,10
Valor médio			0,50	0,14
22,0	35	37,5	1,07	0,63
	40	38,9	0,97	0,55
	45	40,3	0,90	0,49
	50	41,4	0,83	0,44
Valor médio			0,94	0,53

2.4.5 - Precipitação

A distribuição da precipitação lançada por um aspersor depende de sua pressão de funcionamento e das condições locais do vento. Para um aspersor que funciona com a pressão adequada e sem a influência significativa de ventos, a distribuição da precipitação possui uma forma bem definida. As alturas de precipitação medidas sobre o solo apresentam *isoietas* circunscritas ao eixo do aspersor, com valores decrescentes em direção à periferia do círculo molhado, conforme mostrado na Figura 2.17. A Figura 2.18 representa o perfil transversal das isoietas da figura anterior. Esse perfil transversal tem uma forma simétrica, aproximadamente triangular, representando a distribuição da precipitação de um aspersor que funciona com a pressão adequada e sem a presença considerável de ventos. Quando um aspersor trabalha com pressão insuficiente, o perfil transversal apresenta o aspecto mostrado na Figura 2.19. Nele se observa uma concentração da precipitação próxima ao eixo do aspersor e sobre uma coroa intermediária do círculo molhado. A acumulação da chuva nessa coroa circular é decorrente da redução da velocidade de saída pelo bocal do aspersor, unida a uma fragmentação do jato em gotas grossas. Quando a pressão de funcionamento de um aspersor é alta, com relação a seu valor adequado, o perfil transversal da precipitação apresenta a forma mostrada na Figura 2.20. Observa-se, nessa figura, uma concentração da chuva próxima ao eixo do aspersor, decorrente de uma pulverização excessiva do jato em gotas finas. O alcance correspondente é menor e as gotas são mais propícias a serem arrastadas pelo vento, proporcionando, assim, uma precipitação pouco uniforme.

Outra característica significativa da precipitação na irrigação por aspersão é sua intensidade média (I), que representa a lâmina d'água aplicada ao terreno em um determinado intervalo de tempo. Expressa-se, geralmente, em mm/h e pode ser obtida mediante a relação entre a vazão do aspersor (q) e a área molhada (S) correspondente, onde S é igual a πR^2 , sendo R o raio de alcance do aspersor (Equação 2.8).

$$I = \frac{q}{S} \quad (2.8)$$

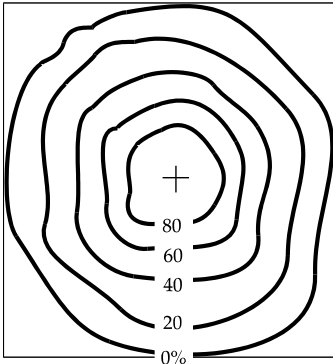


Figura 2.17 - Isoietas da precipitação de um aspersor em funcionamento adequado

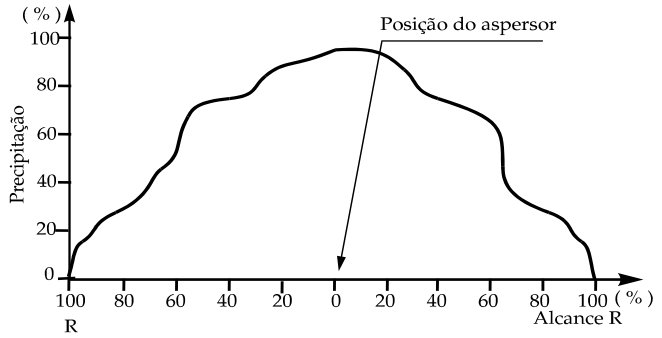


Figura 2.18 - Perfil transversal da precipitação de um aspersor em funcionamento adequado

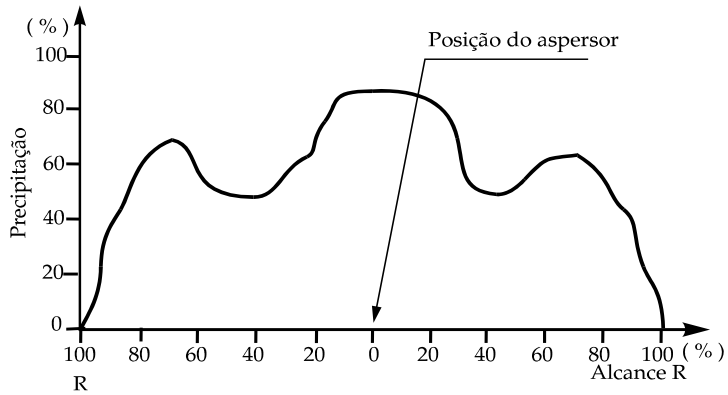


Figura 2.19 - Perfil transversal da precipitação de um aspersor em funcionamento com pressão inferior à adequada

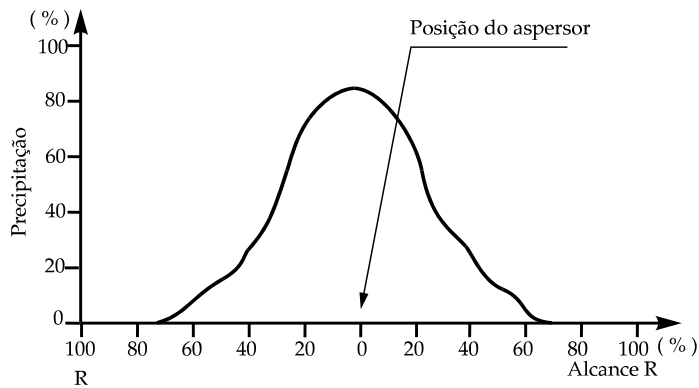


Figura 2.20 - Perfil transversal da precipitação de um aspersor em funcionamento com pressão superior à adequada

A intensidade média de precipitação de um aspersor, que é conhecida, simplesmente, como precipitação, é um dado de suma importância na elaboração do projeto de irrigação. O aspersor deve ser selecionado de modo que sua intensidade média de precipitação não supere a capacidade de infiltração do solo, nas condições da cobertura vegetal existente. Esse requisito deve sempre ser cumprido para evitar o encharcamento do terreno e as perdas por escoamento superficial produzidas pela precipitação excedente.

O Quadro 2.3, indicado pelo Serviço de Conservação de Solos dos Estados Unidos (1960), estabelece um conjunto de valores máximos das intensidades de precipitação admitidas pelo terreno, em função da textura média do solo, da declividade média do terreno e da existência ou não de cobertura vegetal. Keller e Bliesner (1990) recomendam que a intensidade mínima de precipitação, admitida para a maioria das culturas a irrigar, deve ser de 3 mm/h. Essa recomendação tem como objetivo garantir uma uniformidade de distribuição e uma eficiência de irrigação que não comprometam a sua qualidade em condições climáticas favoráveis. Em áreas com temperaturas elevadas e com ventos fortes, o valor mínimo da intensidade de precipitação deve ser maior do que o citado anteriormente.

A velocidade de rotação do aspersor influi na precipitação lançada sobre o terreno em cada instante. Quanto maior for a velocidade, menor será a precipitação instantânea sobre um determinado ponto do círculo molhado. Para um solo de determinada permeabilidade, quanto menor for a precipitação instantânea, menores serão os riscos de encharcamento e compactação do terreno.

Quadro 2.3 - Intensidade máxima de precipitação para condições médias de solo, declividade e vegetação (SCS/USA, 1960)

Textura do solo e condições do perfil	Intensidade de precipitação máxima (mm/h)							
	Declividade (%)							
	0 a 5		5 a 8		8 a 12		>12	
Areia grossa de textura uniforme até 1,8 m	51	51*	51	38*	38	25*	25	13*
Areia grossa com subsolo compacto	44	38*	32	25*	25	19*	19	10*
Franco arenoso de textura uniforme até 1,8 m	44	25*	32	20*	25	15*	19	10*
Franco arenoso com subsolo mais compacto	32	19*	25	13*	19	10*	13	8*
Franco siltooso de textura uniforme até 1,8 m	25	13*	20	10*	15	8*	10	5*
Franco siltooso com subsolo mais compacto	15	8*	13	6*	10	4*	8	2,5*
Argiloso ou franco argiloso	5	4*	4	2,5*	3	2*	2,5	1,5*

* sem cobertura vegetal

2.5 - Distribuição dos Aspersores nos Sistemas Convencionais

A Figura 2.18, citada antes, mostra o perfil transversal das alturas de precipitação, correspondentes a um aspersor que funciona individualmente, com pressão adequada e sem a interferência significativa de ventos. Trata-se de um perfil não uniforme, com valores

decrecentes da precipitação, desde o eixo do aspersor até a periferia da área molhada. Por conta desse aspecto, para se conseguir uma uniformidade adequada da irrigação, faz-se necessário superpor as áreas molhadas pelos aspersores, conforme mostrado na Figura 2.21. A Figura 2.22 apresenta uma superposição de perfis transversais, correspondentes às alturas de precipitação de três aspersores vizinhos, que atuam em uma mesma linha lateral. Os três perfis superpostos formam um perfil sensivelmente horizontal, que garante uma distribuição da precipitação, aproximadamente, uniforme sobre a superfície irrigada.

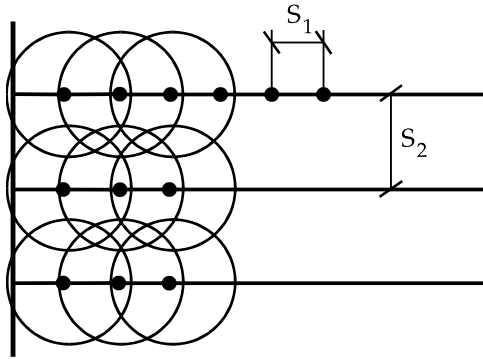


Figura 2.21 - Superposição de áreas por aspersores espaçados $S_1 \times S_2$

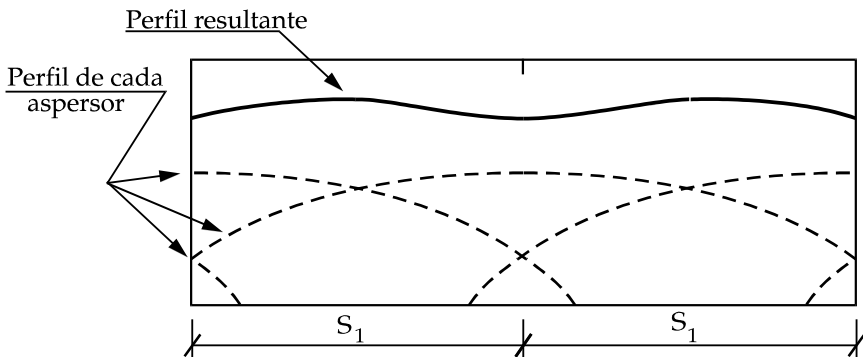


Figura 2.22 - Superposição de perfis transversais

2.5.1 - Disposição dos Aspersores

Nos sistemas convencionais de irrigação por aspersão, os aspersores são, normalmente, dispostos de três formas distintas sobre as linhas laterais:

Disposição quadrada: Os aspersores ocupam os vértices de um quadrado. Nesse caso, a distância entre linhas é igual à separação dos aspersores dentro das laterais (Figura 2.23.a).

Disposição triangular: Nessa disposição, os aspersores ocupam os vértices de uma rede de triângulos equiláteros, de acordo com o esquema mostrado na Figura 2.23.b. Essa

disposição está limitada, em geral, aos sistemas convencionais fixos, pelas dificuldades que ela apresenta para os deslocamentos das linhas laterais portáteis.

Disposição retangular: A distância entre aspersores em uma mesma linha lateral é diferente da distância entre linhas (Figura 2.23.c). A distância maior do retângulo corresponde à separação entre laterais, com o objetivo de reduzir a infraestrutura de tubulações dentro da parcela (sistemas fixos) ou o número de posições das linhas laterais (sistemas portáteis).

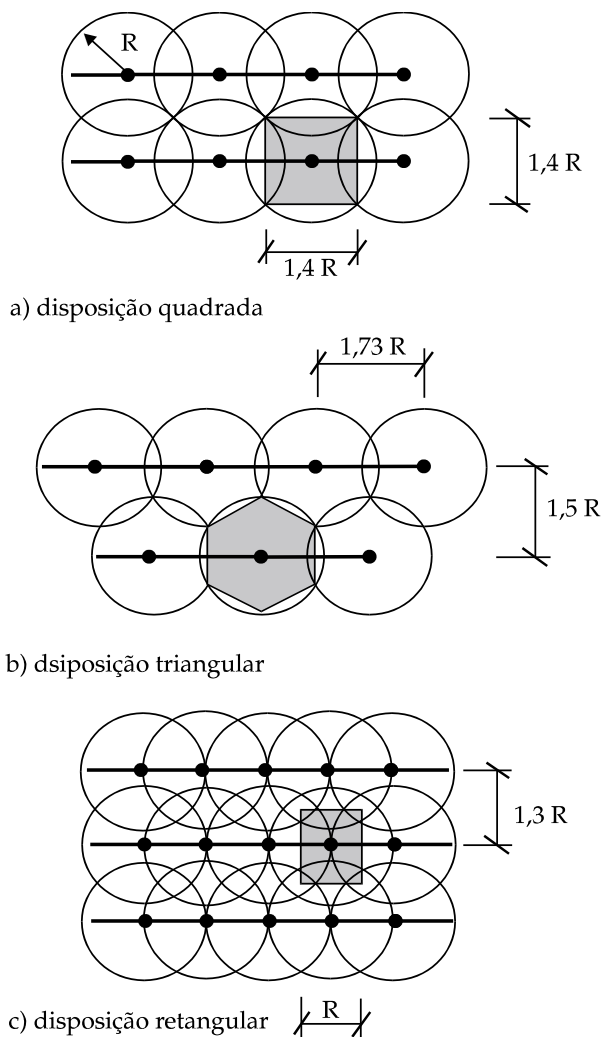


Figura 2.23 - Espaçamento máximo segundo a disposição dos aspersores

As frações das áreas dos círculos molhados que devem ser superpostas dependem de vários fatores, tais como a disposição dos aspersores, a forma dos perfis de precipitação destes, as condições de vento, a uniformidade de distribuição desejada e o aspecto econômico. Em termos econômicos, é mais conveniente que os aspersores estejam mais espaçados, para que seja menor o número de tubulações, de aspersores e de peças de

conexão no sistema de irrigação (ao aumentar a separação entre aspersores, reduz-se o equipamento na instalação). No entanto, a uniformidade de distribuição da precipitação sobre o terreno diminui ao se aumentar a distância entre os aspersores e/ou entre as linhas laterais. As distâncias máximas recomendadas entre os aspersores, colocados em uma mesma linha lateral e entre elas, são indicadas no Quadro 2.4, onde R é o alcance do aspersor. Os valores desse quadro foram fixados com o propósito de se conseguir uma uniformidade aceitável da precipitação, utilizando o menor número possível de tubos e de aspersores na instalação.

Quadro 2.4 - Distâncias máximas recomendadas entre aspersores segundo suas disposições (Fonte: Lozano, 1965)

Disposição	Distância entre aspersores	Distância entre linhas
Quadrada	$\sqrt{2} R$	$\sqrt{2} R$
Triangular	$\sqrt{3} R$	1,5 R
Retangular	R	1,3 R

Com base nas distâncias máximas recomendadas indicadas no Quadro 2.4, pode-se comparar a superfície unitária teórica (S_t) atendida em cada disposição (áreas hachuradas da Figura 2.23), com relação à superfície molhada ($S_m = \pi R^2$) por cada aspersor.

a) disposição quadrada

$$\frac{S_t}{S_m} = \frac{2 R^2}{\pi R^2} \cong 64\%$$

b) disposição triangular (a superfície atendida é um polígono hexagonal)

$$\frac{S_t}{S_m} = \frac{1,5 R^2 \sqrt{3}}{\pi R^2} \cong 83\%$$

c) disposição retangular

$$\frac{S_t}{S_m} = \frac{1,3 R^2}{\pi R^2} \cong 41\%$$

Do ponto de vista da superfície atendida pelos aspersores, a disposição triangular é melhor do que a disposição em quadrado, e esta, por sua vez, é melhor do que a disposição retangular. Também, em termos de uniformidade de irrigação, as disposições quadradas e triangulares são mais favoráveis que a disposição retangular, em virtude de suas simetrias geométricas. Entretanto, apesar das vantagens citadas anteriormente com relação à superfície atendida e a uniformidade de irrigação das disposições quadradas e triangulares perante à disposição retangular, esta última é a mais empregada na prática. Isso acontece por conta da característica que a disposição retangular possui de minorar a interferência do vento sobre a uniformidade da irrigação. Quando o vento mantém uma direção dominante na parcela, as áreas molhadas pelos aspersores apresentam formas elípticas, cujos eixos maiores coincidem com a direção dominante do vento. Na Figura 2.24 estão representadas as disposições dos

aspersores em quadrado e em retângulo de uma irrigação sob a influência de ventos dominantes. Na disposição quadrada (Figura 2.24.a), as chuvas dos aspersores 1 e 2 não molham os aspersores 3 e 4, respectivamente, e as precipitações dos aspersores 3 e 4 também não molham, respectivamente, os aspersores 1 e 2. Contudo, como se observa na Figura 2.24.b, distribuindo-se os aspersores de forma retangular, com as linhas laterais situadas na direção perpendicular à direção dominante do vento, esse inconveniente pode ser eliminado.

Quando a velocidade do vento alcança determinados valores, é necessário reduzir os espaçamentos entre aspersores (S_1) e entre linhas laterais (S_2). A esses efeitos, recomenda-se diminuir as distâncias máximas entre aspersores e linhas assinaladas no Quadro 2.4, propondo os valores indicados no Quadro 2.5.

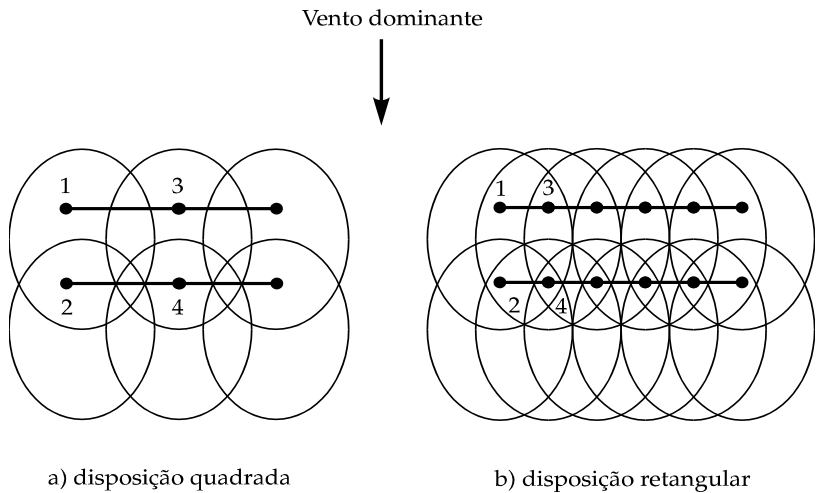


Figura 2.24 - Formas das áreas molhadas pelos aspersores em disposição quadrada e retangular sujeitas a ventos dominantes

Quadro 2.5 - Espaçamentos máximos entre aspersores e laterais segundo a velocidade do vento (Luján 1989)

Velocidade (km/h)	S_1	S_2
8 - 11	0,8 R	1,3 R
11 - 16	0,8 R	1,2 R
> 16	0,6 R	R

Em zonas dominadas por ventos fortes, deve-se evitar a utilização de aspersores com alto grau de pulverização, como, também, aspersores que lancem o jato d'água a grandes alturas. Nesses casos, as gotas da precipitação arrojadas pelos aspersores estarão mais propensas de serem arrastadas pelo vento, o que compromete a uniformidade de distribuição da precipitação sobre o terreno. Uma forma de se atenuar a influência do vento sobre a precipitação dos aspersores é irrigar durante a noite, quando, em geral, a velocidade do vento é menor.

A expressão 2.8 ($I = q/\pi R^2$) representa a intensidade média de precipitação, quando se analisa um aspersor funcionando isoladamente. Para uma distribuição retangular, a intensidade média de precipitação é expressa pela Equação 2.9, na qual S_1 e S_2 são,

respectivamente, o espaçamento entre aspersores em uma mesma lateral e o espaçamento entre linhas laterais:

$$I = \frac{q}{S_1 \times S_2} \quad (2.9)$$

Por meio da expressão 2.9, podem-se ajustar as dimensões dos espaçamentos S_1 e/ou S_2 para que a intensidade de precipitação média do conjunto de aspersores não supere a velocidade de infiltração básica do solo a irrigar. Na distribuição triangular, a intensidade média de precipitação do conjunto de aspersores se expressa pela Equação 2.10.

$$I = \frac{\sqrt{3} q}{1,5 S_1^2} \quad (2.10)$$

2.5.2 - Espaçamentos Convencionais

Nas instalações dos sistemas de aspersão convencionais, os espaçamentos entre aspersores está condicionado, também, pelos comprimentos dos tubos disponíveis comercialmente. Geralmente, os tubos leves fabricados para os sistemas de irrigação possuem comprimentos normalizados de 6 metros, com peso, espessura e classe variáveis de acordo com o material de fabricação. Dessa forma, empregam-se espaçamentos retangulares entre aspersores e linhas laterais (em metros) de 6×6 e 6×12 , que são considerados pequenos; entre 12×12 e 24×24 , considerados médios; e de 24×30 , 24×36 , 30×30 , 30×36 , etc., considerados grandes.

O espaçamento entre aspersores e entre linhas laterais representa um fator fundamental na irrigação por aspersão convencional, tanto no aspecto técnico como no econômico. Uma irrigação com espaçamentos pequenos, entre aspersores e laterais, dá origem a uma boa uniformidade de distribuição da precipitação e requer pequenas pressões de funcionamento para os aspersores. Consequentemente, se obtém uma melhor qualidade de irrigação, com menores requerimentos de energia para o sistema. Em contrapartida, essa solução origina um maior custo de investimento dos equipamentos da instalação (tubos, aspersores, acessórios, etc.) e exige maior quantidade de mão de obra para os deslocamentos das linhas laterais portáteis. Os espaçamentos grandes proporcionam, ao contrário, uma irrigação menos uniforme, com maiores custos energéticos, já que dessa forma se necessitam aspersores que trabalhem com altas pressões. Sendo assim, o sistema de irrigação precisará de menos mão de obra e o custo de investimento da instalação será menor. Os espaçamentos médios apresentam, parcialmente, as vantagens e as desvantagens dos espaçamentos pequenos e grandes e, consequentemente, se constituem nos mais empregados na prática.

Com base em uma eficiência aceitável dos aspersores (ver item 2.4.4), Clément-Galant (1986) recomendam valores mínimos da pressão de funcionamento para distintos espaçamentos dos emissores, conforme mostrado no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Pressão de serviço mínima segundo o espaçamento dos aspersores (Clément-Galant, 1986)

Espaçamento (m)	Pressão mínima (mca)
6 × 6	15
12 × 12	20
18 × 18	25
24 × 24	30
30 × 30	35
42 × 42	40

2.5.3 - Catálogos de Aspersores

As empresas fabricantes de aspersores fornecem catálogos que especificam as características técnicas de cada emissor. Os catálogos contêm uma extensa gama de modelos de aspersores, que cobre, praticamente, todas as possibilidades requeridas para a irrigação por aspersão. Para cada aspersor, caracterizado pelo diâmetro ou diâmetros dos bocais, se especificam a vazão e o alcance, correspondentes a diversas pressões de funcionamento. Alguns catálogos especificam, também, as intensidades médias de precipitação para cada espaçamento recomendado. A variação das características técnicas dos aspersores, especificadas nos catálogos, é bastante ampla e depende de cada fabricante. De uma maneira geral, as pressões de funcionamento variam desde 1 a 8 kg/cm²; as vazões dos aspersores entre 0,50 e 100 m³/h; e os alcances correspondentes entre 6 e 60 m. O Quadro 2.7 é uma amostra extraída de um catálogo, onde são assinaladas as características de um determinado aspersor de um bocal.

Quadro 2.7 - Características técnicas (de catálogo) de um aspersor

Pressão de Serviço (kg/cm ²)	Diâmetro do bocal (mm)					
	3,96		4,36		5,15	
	Alcance (m)	Vazão (m ³ /h)	Alcance (m)	Vazão (m ³ /h)	Alcance (m)	Vazão (m ³ /h)
1,75	13,5	0,80	14,1	0,96	15,1	1,34
2,10	14,1	0,87	14,5	1,05	15,6	1,48
2,46	14,5	0,94	15,0	1,14	16,0	1,61
2,81	15,0	1,01	15,4	1,22	16,3	1,73
3,16	15,1	1,07	15,7	1,29	16,6	1,83
3,51	15,3	1,13	15,9	1,36	16,9	1,93
3,86	15,4	1,18	16,0	1,43	17,2	2,01
4,21	15,6	1,23	16,2	1,49	17,4	2,09
4,57	15,7	1,30	16,3	1,55	17,5	2,15
4,92	15,9	1,35	16,5	1,61	17,7	2,22
5,27	16,0	1,40	16,6	1,67	17,8	2,31

Mediante catálogos técnicos, pode-se obter uma ideia clara das condições de funcionamento de cada aspersor com relação às diferentes pressões de serviço especificadas. Para cada modelo de aspersor, caracterizado pelo diâmetro ou diâmetros dos bocais, especificam-se uma série de pressões de funcionamento, cuja diferença entre os valores

sucessivos está compreendida, geralmente, entre 3 mca (0,3 kg/cm²) e 5 mca (0,5 kg/cm²). O aspersor trabalhará de forma diferente quando submetido às distintas pressões especificadas no quadro. As pressões ou cargas mais baixas, entre as especificadas para cada modelo em questão, originam precipitações de gotas grossas, enquanto que com pressões mais altas, o aspersor lança chuvas excessivamente pulverizadas. Portanto, deve-se selecionar, sempre que possível, um modelo cuja pressão de serviço encontre-se situada na faixa central da série de pressões do quadro de especificações correspondente.

Exemplo 2.3 - Selecionar um aspersor entre os três modelos do Quadro 2.7, caracterizado pelo diâmetro do bocal e pela pressão de funcionamento, cuja vazão requerida é igual a 1,35 m³/h e o espaçamento adotado é de 12 por 18 metros.

Observa-se no Quadro 2.7 que qualquer dos três modelos pode fornecer a vazão requerida. O primeiro modelo ($d = 3,96$ mm) lança uma vazão de 1,35 m³/h, quando está submetido a uma pressão de funcionamento de 4,92 kg/cm²; o segundo modelo ($d = 4,36$ mm) proporciona uma vazão de 1,36 m³/h, quando dispõe de uma pressão de funcionamento de 3,51 kg/cm²; o terceiro e último modelo ($d = 5,15$ mm) fornece uma vazão de 1,34 m³/h, ao estar submetido a uma pressão de 1,75 kg/cm².

Em termos de energia requerida ao sistema, o terceiro aspersor é o mais vantajoso comparado com os demais, visto que é o que necessita de menor pressão para seu funcionamento. No entanto, com relação à qualidade da precipitação arrojada (pulverização do jato), o segundo aspersor é o mais adequado, pois, como explicado anteriormente, sua pressão de serviço ($h = 3,51$ kg/cm²) está situada na faixa central da série de pressões especificadas no quadro correspondente.

2.6 - Uniformidade e Eficiência da Irrigação por Aspersão

2.6.1 - Grau de Uniformidade

A uniformidade da irrigação por aspersão, como seu próprio nome indica, refere-se à igualdade de distribuição da altura de precipitação lançada pelos aspersores sobre a superfície irrigada. Sua importância é fundamental, visto que ela intervém na qualidade da irrigação e, conseqüentemente, no rendimento das culturas. Em uma irrigação com baixa uniformidade, algumas zonas recebem menos água que a quantidade necessária, o que pode acarretar prejuízos para o desenvolvimento das plantas. Da mesma forma, as partes irrigadas que recebem uma quantidade de água superior à necessária, estarão sujeitas a encharcamentos e erosão do solo ou, no melhor dos casos, a perdas d'água por percolação e lavagem de nutrientes. Existem alguns critérios que permitem avaliar o grau de uniformidade da irrigação por aspersão. O mais conhecido e utilizado é o método proposto por Christiansen (1942), cujo coeficiente de uniformidade (C_u) se determina por meio de dados experimentais obtidos com aspersores rotativos instalados no campo. As principais variáveis que influenciam na determinação do grau de uniformidade são a pressão de funcionamento, os diâmetros dos bocais dos aspersores, o espaçamento entre eles e a velocidade do vento.

Os ensaios para a obtenção do grau de uniformidade de uma instalação são realizados com pluviômetros distribuídos com espaçamentos iguais, dentro da área atendida pelos emissores. A Figura 2.25 mostra uma instalação em disposição retangular, com os pluviômetros situados dentro do recinto atendido pelas precipitações dos aspersores A, B, C e D. Para que o experimento seja significativo, recomenda-se que cada

ensaio dure, pelo menos, a metade do tempo previsto para a aplicação da irrigação no campo.

O coeficiente de uniformidade (C_u) de Christiansen se obtém por meio da fórmula:

$$C_u = 100 \left(1,0 - \frac{\sum |X_i - \bar{X}|}{n \bar{X}} \right) \tag{2.11}$$

em que:

C_u = Coeficiente de uniformidade de Christiansen, expresso em porcentagem.

X_i = Altura de precipitação coletada no i ésimo pluviômetro.

$\bar{X}$ = Altura de precipitação média dos pluviômetros.

$\sum |X_i - \bar{X}|$ = Somatório dos desvios absolutos dos valores X_i em relação à média $\bar{X}$.

n = Número de pluviômetros.

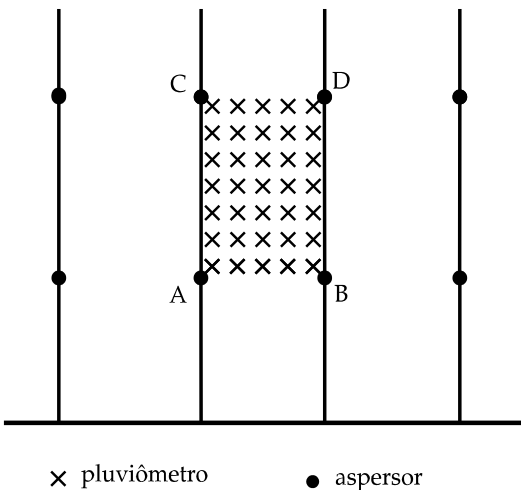


Figura 2.25 - Coleta das alturas de precipitação para a obtenção do grau de uniformidade da irrigação por aspersão

Exemplo 2.4 - Determinar o coeficiente de uniformidade de Christiansen para os aspersores A, B, C e D, cujas alturas de precipitação, em milímetros, estão indicadas na Figura 2.26.

A	31	29	28	26	B
32	34	36	32	28	30
37	37	41	42	40	34
38	37	40	41	36	31
33	32	37	33	32	34
C	31	30	29	24	D

Figura 2.26 - Alturas de precipitação em mm

$$n = 32 \quad \bar{X} = (31 + 29 + 28 + \dots + 24)/32 = 1075/32 = 33,60 \text{ mm}$$

$$\sum |X_i - \bar{X}| = 2,6 + 4,6 + 5,6 + \dots + 9,6 = 120,2 \text{ mm}$$

$$C_u = 100 \left(1,0 - \frac{120,2}{32 \times 33,60} \right) = 88,8\%$$

Um valor de $C_u = 100\%$ significaria uma uniformidade de irrigação absoluta, que na prática não ocorre. Os coeficientes de uniformidade dos sistemas de irrigação convencionais variam, em geral, entre 80 e 95%. O Quadro 2.8 apresenta valores do coeficiente de uniformidade de Christiansen, obtidos experimentalmente por W. C. Strong (National Engineering Handbook, 1983), em função da velocidade média do vento e das características dos aspersores - diâmetros dos bocais (d), pressão de serviço (h), espaçamento e intensidade da precipitação. Os ensaios foram efetuados com aspersores de impacto de ângulos compreendidos entre 22 e 28 graus. Os espaçamentos do Quadro 2.8 estão em pés (1 ft = 0,305 m) e não coincidem exatamente com os valores em metros dos espaçamentos comerciais. Entretanto, os resultados deste quadro permitem ao projetista obter estimativas dos coeficientes de uniformidade para os sistemas de aspersão convencionais, quando não se dispõe de dados locais do projeto.

Quadro 2.8 - Coeficiente de uniformidade de Christiansen (C_u)

Aspersor		Intensidade da precipitação (mm/h)						
Espaç. (ft×ft)	Operação	2,5	3,8	5,1	6,3	7,6	8,9	10,2
		Velocidade do vento < 6,4 km/h						
30×40	d (mm)	2,4	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	3,6×2,4
	h (kg/cm ²)	2,1	3,5	3,2	3,2	3,2	2,8	2,8
	C_u (%)	82	83	82	83	83	85	88
30×50	d (mm)	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	4,4	4,4
	h (kg/cm ²)	2,8	2,8	3,2	3,5	3,2	2,8	3,5
	C_u (%)	83	88	86	86	84	85	86
30×60	d (mm)		3,2	3,6	4,0	4,4	4,8	4,8
	h (kg/cm ²)		2,8	3,2	3,2	3,2	3,2	3,5
	C_u (%)		88	88	89	88	85	87
40×40	d (mm)	2,8	3,2	3,6	3,2×2,4	4×2,4	4×2,4	4×3,2
	h (kg/cm ²)	2,1	2,5	2,5	2,8	2,5	2,8	2,5
	C_u (%)	78	82	86	87	88	89	90
40×50	d (mm)			4,0	4,0×2,4	4,0×2,4	4,4×2,4	4,8×2,4
	h (kg/cm ²)			2,5	2,5	3,2	2,8	2,8
	C_u (%)			78	83	84	88	89
40×60	d (mm)			4,0	4,4	4,8	5,2	5,6
	h (kg/cm ²)			3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	C_u (%)			83	85	85	84	86
60×60	d (mm)			4,8	5,2	5,6	6,3	6,3
	h (kg/cm ²)			4,2	4,6	4,6	3,5	4,6
	C_u (%)			88	88	88	88	88

Velocidade do vento entre 6,4 e 16 km/h								
30×40	d (mm)	2,4	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	3,6x2,4
	h (kg/cm ²)	2,1	3,5	3,2	3,2	3,2	2,8	2,8
	C _u (‰)	82	85	85	82	83	84	85
30×50	d (mm)	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	4,4	4,4
	h (kg/cm ²)	2,8	2,8	3,2	3,5	3,2	2,8	3,5
	C _u (‰)	70	75	84	84	84	87	85
30×60	d (mm)		3,2	3,6	4,0	4,4	4,8	4,8
	h (kg/cm ²)		2,8	3,2	3,2	3,2	3,2	3,5
	C _u (‰)		80	84	84	84	85	86
40×40	d (mm)	2,8	3,2	3,6	3,2×2,4	4×2,4	4×2,4	4×3,2
	h (kg/cm ²)	2,1	2,5	2,5	2,8	2,5	2,8	2,5
	C _u (‰)	80	83	83	83	84	87	86
40×50	d (mm)			4,0	4,0×2,4	4,0×2,4	4,4×2,4	4,8×2,4
	h (kg/cm ²)			2,5	2,5	3,2	2,8	2,8
	C _u (‰)			76	76	76	83	84
40×60	d (mm)			4,0	4,4	4,8	5,2	5,6
	h (kg/cm ²)			3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	C _u (‰)			77	81	83	84	85
60×60	d (mm)			4,8	5,2	5,6	6,3	6,3
	h (kg/cm ²)			4,2	4,6	4,6	3,5	4,6
	C _u (‰)			80	82	83	83	84
Velocidade do vento entre 16 e 24 km/h								
30×40	d (mm)	2,4	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	3,6x2,4
	h (kg/cm ²)	2,1	3,5	3,2	3,2	3,2	2,8	2,8
	C _u (‰)	75	80	80	84	84	85	86
30×50	d (mm)		2,8	3,2	3,6	4,0	4,4	4,4
	h (kg/cm ²)		2,8	3,2	3,5	3,2	3,2	3,9
	C _u (‰)		70	81	82	87	88	88
30×60	d (mm)			3,6	4,0	4,4	4,8	4,8
	h (kg/cm ²)			3,2	3,2	3,2	3,2	3,5
	C _u (‰)			72	75	81	84	86
40×40	d (mm)		3,2	3,6	4,0	4,4	4,4	4,8
	h (kg/cm ²)		2,5	2,5	2,5	2,5	3,2	3,2
	C _u (‰)		80	82	81	80	86	85
40×50	d (mm)			4,0	4,0	4,4	4,8	5,2
	h (kg/cm ²)			2,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	C _u (‰)			77	78	80	80	82
40×60	d (mm)			4,0	4,4	4,8	5,2	5,6
	h (kg/cm ²)			3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	C _u (‰)			68	74	78	81	82
60×60	d (mm)			4,8	5,2	5,6	6,3	6,3
	h (kg/cm ²)			4,2	4,6	4,6	3,5	4,6
	C _u (‰)			64	66	68	75	82

		Velocidade do vento entre 24 e 36 km/h						
30×40	d (mm)	2,4	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	4,0
	h (kg/cm ²)	2,1	3,5	3,2	3,2	3,2	2,8	3,2
	C _u (%)	69	72	73	75	76	82	85
30×50	d (mm)			3,2	3,6	4,0	4,4	4,4
	h (kg/cm ²)			3,2	3,5	3,2	3,5	3,9
	C _u (%)			74	77	80	81	84
30×60	d (mm)			3,6	4,0	4,4	4,8	4,8
	h (kg/cm ²)			3,2	3,2	3,2	3,2	3,5
	C _u (%)			60	65	75	80	83
40×40	d (mm)			3,6	4,0	4,4	4,4	4,8
	h (kg/cm ²)			2,5	2,5	2,5	3,2	3,2
	C _u (%)			70	72	76	81	84
40×50	d (mm)			4,0	4,0	4,4	4,8	5,2
	h (kg/cm ²)			2,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	C _u (%)			55	60	70	75	77
40×60	d (mm)			4,0	4,4	4,8	5,2	5,6
	h (kg/cm ²)			3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	C _u (%)			64	70	73	74	75
60×60	d (mm)						6,3	6,3
	h (kg/cm ²)						3,5	4,6
	C _u (%)						66	75

Admitem-se valores de C_u menores do que 80% se a área a irrigar receber chuvas durante a campanha de irrigação, se a planta possui raízes longas, ou se a economia obtida no custo da instalação (maiores espaçamentos entre aspersores e linhas) compensar a redução do rendimento da cultura irrigada. A situação mais racional será aquela na qual se alcança um grau de uniformidade razoável, compatível com as necessidades das plantas, com os custos de investimento e operação do sistema e com os benefícios econômicos da cultura irrigada.

O aspecto econômico da uniformidade de irrigação nem sempre é considerado na prática. Davis e Fry (1963) realizaram experiências com alfafa, irrigada por aspersão convencional, com baixo coeficiente de uniformidade, e conseguiram resultados favoráveis. Inicialmente, eles testaram um sistema de aspersão com um espaçamento de 9 por 15 metros e obtiveram um valor de C_u igual a 87%. Posteriormente, ampliaram o espaçamento para 18 por 18 metros e o coeficiente de uniformidade caiu para 63%, que é considerado um índice insuficiente. No entanto, devido às condições favoráveis do solo e ao bom desenvolvimento do sistema radicular da alfafa, o rendimento da cultura obtido no segundo teste, com C_u = 63%, foi pouco inferior ao rendimento obtido no primeiro. Mediante uma avaliação econômica dos dois testes, constatou-se que o segundo sistema, com menor uniformidade de irrigação, apresentou melhor resultado com relação à análise dos benefícios e custos de ambas instalações.

Os valores recomendáveis para a uniformidade de irrigação variam, também, com o sistema radicular da cultura. Com um maior desenvolvimento das raízes, a planta possuirá um maior raio de alcance para alimentar-se, diminuindo, assim, a dependência da cultura com relação a uma maior uniformidade de irrigação. Consequentemente, na irrigação de plantas mais espaçadas (com maior extensão radicular), admitem-se menores coeficientes de uniformidade. O Quadro 2.9 indica os valores mínimos dos coeficientes de uniformidade de

Christiansen, recomendados por Pillsbury e Degan (1968), em função dos espaçamentos entre plantas cultivadas.

Quadro 2.9 - Valores mínimos de C_u , segundo o espaçamento médio entre plantas, recomendados por Pillsbury e Degan (1968)

Espaçamento médio entre plantas (m)	C_u (%)
0 - 2	85
2 - 4	80
4 - 6	75
6 - 8	65

2.6.2 - Eficiência da Irrigação

A precipitação lançada pelos aspersores ao terreno não é totalmente aproveitada pelas raízes das plantas. Uma parte se perde devido à evaporação e ao arraste das gotas pelo vento, e outra parte se perde por percolação profunda, devido a não uniformidade de distribuição da precipitação sobre o terreno. As perdas produzidas pela evaporação e pelo vento dependem de muitos fatores, que podem variar constantemente durante o ciclo vegetativo da cultura. Esses fatores são: temperatura, umidade do ar, radiação solar, velocidade do vento, cobertura vegetal e tamanho das gotas. A avaliação dessas perdas é extremamente complexa e, por esse motivo, elas são estimadas de forma aproximada, geralmente para o período de máxima demanda hídrica das plantas. A não uniformidade da irrigação por aspersão repercute, por sua vez, sobre a porcentagem de água aproveitada pelas plantas com relação ao total distribuído. Assim sendo, quando uma determinada lâmina de irrigação é aplicada ao terreno, e parte da área irrigada recebe mais água do que a quantidade necessária, o excesso correspondente se perde por percolação ou escoamento, em detrimento de outras partes da superfície irrigada que não recebem a dose de irrigação suficiente. Além do mais, no cômputo geral, também devem ser consideradas as perdas d'água que ocorrem ao se molhar as partes vizinhas adjacentes à área da parcela cultivada.

A relação entre a quantidade de água retida no solo, à disposição das raízes das plantas, e a quantidade de água aplicada é definida como eficiência de aplicação. Expressa-se em porcentagem e indica o grau de efetividade com que se utiliza o sistema de irrigação. Em geral, a eficiência de aplicação (E_a) da irrigação por aspersão varia, durante o dia, entre 60%, em zonas semiáridas, a 75%, em zonas de clima moderado. No entanto, ao se irrigar durante a noite, a eficiência pode chegar a alcançar valores próximos a 90%.

O Quadro 2.10 indica valores da eficiência de aplicação da irrigação por aspersão convencional em função da lâmina de irrigação líquida, da evapotranspiração de referência (ET_o) e da velocidade média do vento.

De acordo com a experiência adquirida pelo *Bureau of Reclamation* dos Estados Unidos (Olson, D. C. et al, 1993), para o sistema pivô central, a eficiência de aplicação pode ser estimada utilizando os valores do Quadro 2.10 acrescidos de 5%.

As perdas de água que ocorrem na rede de distribuição, desde a fonte de abastecimento até os aspersores, são produzidas por vazamentos através das juntas nas conexões das tubulações e por escapamento de água durante as operações de engate das tubulações portáteis. Essas perdas podem variar desde 1%, em sistemas bem conservados e com uma operação correta, até 10% ou mais, em sistemas deficientes.

Quadro 2.10 - Valores em porcentagem da eficiência de aplicação da irrigação por aspersão convencional (Fonte: McCulloch et al, 1967)

Lâmina de irrigação líquida (mm)	Evapotranspiração de referência (mm/dia)		
	< 5	5 a 7,5	> 7,5
Velocidade do vento < 6,5 km/h			
25	68	65	62
50	70	68	65
100	75	70	68
150	80	75	70
Velocidade do vento de 6,5 a 16 km/h			
25	65	62	60
50	68	65	62
100	70	68	65
150	75	70	68
Velocidade do vento > 16 km/h			
25	62	60	58
50	65	62	60
100	68	65	62
150	70	68	65

A relação entre a quantidade de água à disposição dos aspersores e a quantidade fornecida ao sistema de distribuição é definida como eficiência de distribuição (E_d).

A eficiência do sistema de irrigação (E_i) é o resultado do produto da eficiência de distribuição pela de aplicação:

$$E_f = E_a \times E_d \quad (2.12)$$

A partir dos valores estimados da eficiência de irrigação (E_i) e da fração de água destinada a lavar os sais acumulados no solo (LR) - ver item 1.3.5 - se obtém a lâmina de irrigação bruta (L_b) e a necessidade de irrigação bruta (N_b), necessárias para o dimensionamento dos sistemas de irrigação. Caso o valor calculado de LR (Equação 1.12) for menor do que 0,1, as perdas inevitáveis que ocorrem por percolação serão suficientes para lavar os sais acumulados no solo. Nesse caso, as lâminas e necessidades de irrigação brutas são determinadas pelas relações:

$$L_b = 100 \frac{L_1}{E_f} \quad (2.13)$$

$$N_b = 100 \frac{N_1}{E_f} \quad (2.14)$$

Para $LR \geq 0,1$, as lâminas e as necessidades de irrigação brutas são obtidas mediante as expressões:

$$L_b = 100 \times 0,9 \frac{L_1}{(1-LR)E_f} \quad (2.15)$$

$$N_b = 100 \times 0,9 \frac{N_l}{(1-LR)E_f} \quad (2.16)$$

em que:

L_b = lâmina de irrigação bruta, em mm

L_l = lâmina de irrigação líquida, em mm (ver item 1.2.8)

E_f = eficiência do sistema de irrigação, em %

LR = fração de água destinada a lavar os sais no solo

N_b = necessidade de irrigação bruta, em mm

N_l = necessidade de irrigação líquida, em mm (ver item 1.3.3)

O valor 0,9 que aparece nas Equações 2.15 e 2.16 diz respeito a um coeficiente de minoração das lâminas e necessidades de irrigação bruta, para compensar as perdas inevitáveis por percolação que sempre ocorrem e que satisfazem aproximadamente 10% da necessidade de lixiviação.

Exemplo 2.5 - Determinar a lâmina de irrigação bruta e a necessidade de irrigação bruta máxima a partir dos seguintes dados:

- Lâmina líquida (L_l) = 50 mm.
- Velocidade média do vento = 10 km/h.
- Evapotranspiração da cultura de referência: (ET_o) = 6 mm/dia.
- $LR = 0,12$.
- Considera-se que as perdas na rede de distribuição são desprezíveis.

Com base no Quadro 2.10, a eficiência de aplicação é igual a 65%, que para o exemplo considerado é aproximadamente igual à eficiência do sistema, já que são desprezíveis as perdas na rede de distribuição. Portanto, aplicando as equações 2.15 e 2.16 obtém-se:

$$L_b = 100 \times 0,9 \times \frac{50}{(1-0,12) \times 65} = 79 \text{ mm}$$

$$N_{bm} = 100 \times 0,9 \times \frac{6}{(1-0,12) \times 65} = 9,4 \text{ mm/dia}$$

2.7 - Distribuição das Linhas Laterais e Traçado das Tubulações no Interior das Parcelas de Irrigação

Nos sistemas convencionais de aspersão, a distribuição das linhas laterais e o traçado das tubulações de distribuição no interior das parcelas estão condicionados por vários fatores: topografia do terreno, comprimento máximo das linhas laterais, geometria da parcela, direção dominante do vento, direção das fileiras das plantas e localização do ponto de tomada d'água. Nem sempre é possível considerar conjuntamente todas as condições citadas anteriormente. O projetista deve dar prioridade àquelas que mais influem nos aspectos técnicos e econômicos do dimensionamento:

Topografia do terreno: A topografia é a condição principal que deve ser atendida na distribuição das linhas laterais, que devem ser orientadas segundo a direção paralela às curvas de nível do terreno. Quando essa condição não pode ser cumprida, as diferenças de cotas na direção das linhas laterais não devem alcançar valores que comprometam a pressão média de funcionamento dos aspersores.

A variação da pressão nos aspersores deve ser mantida dentro de determinados limites, de maneira que não comprometa as correspondentes vazões ao longo da linha lateral. A variação excessiva da vazão dos aspersores pode prejudicar a uniformidade de distribuição da irrigação. Esse problema pode ser evitado, de forma eficiente e relativamente barata, utilizando-se pequenas válvulas limitadoras de pressão nos tubos de subida, posicionadas imediatamente antes dos emissores.

Comprimento máximo da linha lateral: O comprimento máximo de uma linha lateral está condicionado pela máxima diferença de pressão admitida entre os aspersores da tubulação. Essa limitação ocorre devido a que, quanto maior for o comprimento da linha lateral, maiores serão as perdas de carga por atrito ao longo do conduto e, consequentemente, poderão ser maiores as diferenças de pressão entre os aspersores da lateral. Quando o terreno possui uma declividade decrescente (não acentuada), no sentido do fluxo d'água, o ganho de energia por diferença de cota tende a compensar as perdas de carga ao longo do conduto e, portanto, se pode alongar o comprimento das linhas laterais. Pelo contrário, deve-se evitar a instalação das linhas laterais contra a declividade do terreno, pois, nesse caso, se acumulam a perda de carga por atrito, com a perda de pressão por diferença de cotas. Quando não se pode evitar esta última disposição, deve-se modificar adequadamente o comprimento e/ou o diâmetro das linhas laterais, com o objetivo de atenuar o desequilíbrio de pressões da tubulação lateral.

Geometria da parcela: Quando for possível selecionar as formas geométricas das parcelas, lotes ou unidades de irrigação, deve-se optar por formas ou recintos retangulares. Em uma superfície de forma não retangular, as linhas laterais terão comprimentos variáveis, o que dificultará o manejo da irrigação e o dimensionamento hidráulico das tubulações. Quando a área da parcela possuir forma retangular, as linhas laterais devem ser posicionadas em uma direção paralela a um dos lados do retângulo, segundo mostrado nas parcelas representadas na Figura 2.27.

Direção dominante do vento: Conforme comentado no item 2.5.1, para atenuar o efeito dos ventos sobre a precipitação dos aspersores, estes devem ser colocados em disposição retangular, com as linhas laterais instaladas na direção perpendicular à dominante do vento, o que favorece a uniformidade da irrigação.

Direção das fileiras das plantas: A direção das linhas laterais, estabelecida em função dos condicionantes precedentes, determina a direção das fileiras das plantas. As plantas devem ser cultivadas em fileiras paralelas à direção das tubulações laterais para facilitar os tratos culturais e os deslocamentos dos condutos nos sistemas portáteis ou semiportáteis.

Localização do ponto de tomada d'água: A tomada que alimenta a parcela de irrigação localiza-se, geralmente, no seu interior, quando a fonte de distribuição se situa também no interior desta. Quando se trata de uma irrigação coletiva para várias parcelas, a rede de distribuição que alimenta as tomadas d'água (hidrantes) localiza-se, geralmente, fora, sobre os limites das parcelas, acompanhando o traçado das vias de acesso dentro do perímetro irrigado. Dessa forma, a reparação de qualquer avaria produzida na rede coletiva de

distribuição pode ser realizada sem necessidade de interferir no interior dos terrenos cultivados, evitando possíveis prejuízos às plantações.

A Figura 2.27 mostra quatro exemplos ilustrativos sobre a disposição das linhas laterais e o traçado das tubulações principais, para diversas condições geométricas e topográficas das parcelas de irrigação. Os detalhes principais de cada exemplo da Figura 2.27 são descritos em seguida:

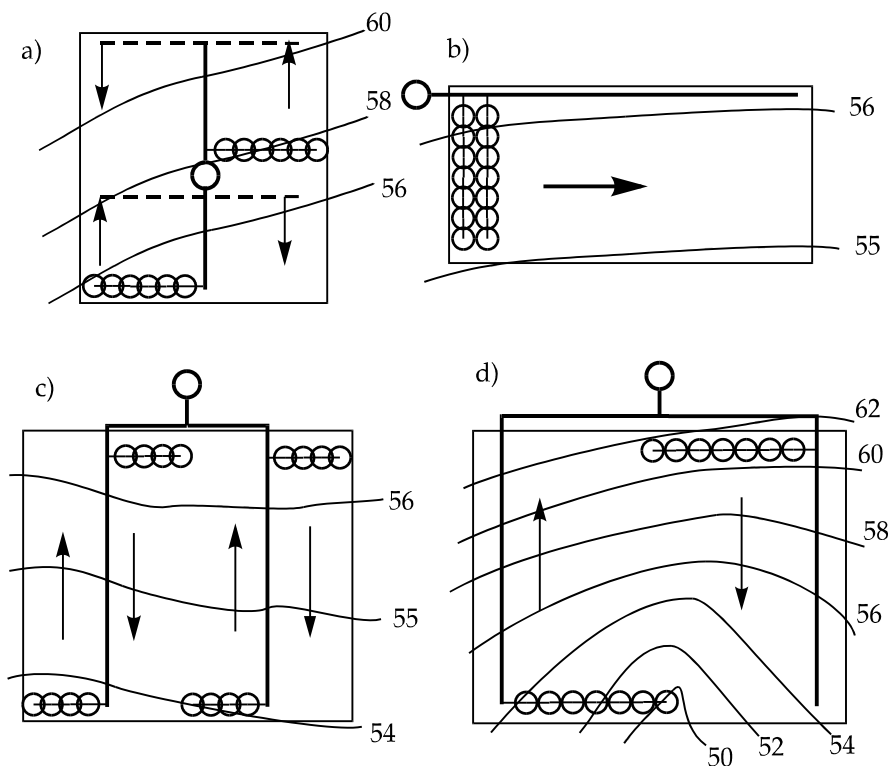


Figura 2.27 - Disposição das linhas laterais e traçado das tubulações de distribuição em diversas condições topográficas

a) A fonte de distribuição de água ou hidrante localiza-se no centro da parcela. As linhas laterais são repartidas para que sejam manejadas de forma rotativa ao redor dos dois trechos da tubulação principal, no sentido indicado na figura. A orientação das linhas laterais coincide sensivelmente com as direções das curvas de nível do terreno. A distribuição rotativa das linhas laterais deve ser utilizada sempre que for possível. Assim, o manejo das laterais é facilitado e se pode obter uma distribuição bastante racional da vazão máxima transportada pela tubulação principal da parcela.

b) A geometria da parcela não possui largura suficiente para distribuir as linhas laterais de forma rotativa. Nesse caso, é mais conveniente adotar uma distribuição tipo *pente*, na qual as linhas são deslocadas ao longo de um único lado da parcela. As tubulações portáteis, após uma irrigação completa da área, são transportadas para a posição inicial da parcela, onde

começa a seguinte aplicação d'água. Nesse exemplo o ponto de abastecimento está situado fora da área a irrigar.

c) O traçado das tubulações de distribuição divide a área da parcela em quatro partes iguais. As linhas laterais são deslocadas de forma rotativa, duas a duas, sobre cada uma das tubulações principais, seguindo as direções das curvas de nível.

d) Por conta da declividade da topografia da parcela, é mais conveniente que as tubulações principais de distribuição estejam situadas nos lados extremos da superfície. Dessa forma, as linhas laterais trabalharão com desníveis geométricos descendentes no sentido do fluxo d'água.

Exemplo 2.6 - Selecionar uma distribuição adequada das linhas laterais de um sistema semiportátil para a parcela de irrigação da Figura 2.28a, considerando os seguintes dados básicos:

- Frequência de irrigação no período de máxima demanda = 7 dias.
- Duração da irrigação = 8 horas.
- Espaçamento entre aspersores e linhas = 12×18 metros.

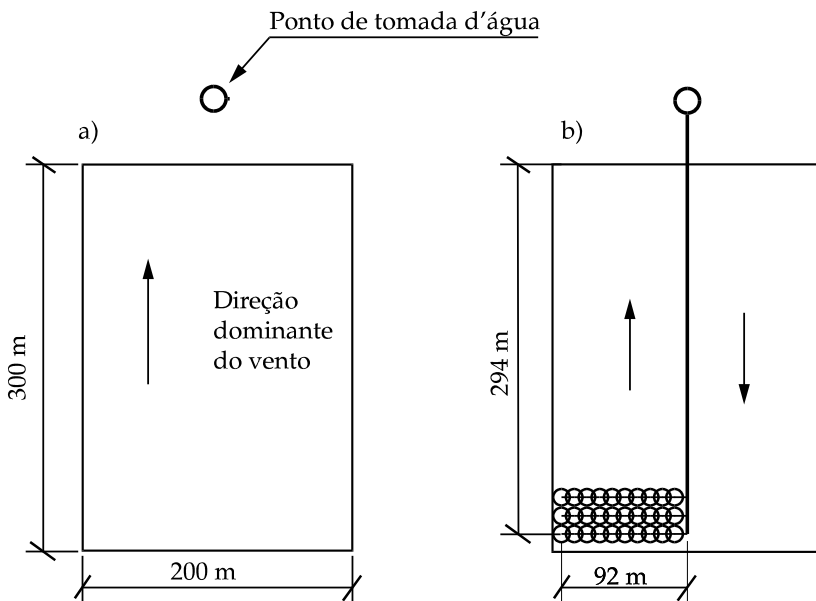


Figura 2.28

A primeira recomendação a seguir é que as linhas laterais sejam orientadas perpendicularmente à direção dominante do vento (indicada na Figura 2.28.a).

Considerando um manejo rotativo das linhas laterais, que siga o sentido das flechas da Figura 2.28b, o número de espaços de 18 m na direção longitudinal da parcela será igual a $(300 \text{ m}) / (18 \text{ m}) = 16,7$. Considerando-se 17 posições para as linhas laterais em cada lado da parcela, as duas posições extremas das linhas estarão a 6 m das bordas da área irrigada: $(300$

m - 16×18 m)/2. O número total de posições será, portanto, igual a 34, e o comprimento da tubulação principal será de 294 m.

Caso fosse considerado somente 16 posições das linhas laterais para cada lado, as duas posições extremas estariam a 15 m dos dois lados menores da área da parcela. Nesse caso, a uniformidade da irrigação estaria comprometida nessas duas posições extremas.

Para uma frequência de 7 dias e considerando duas aplicações diárias da irrigação, o número de linhas laterais do sistema seria: $34/(2 \times 7) = 2,4$. Como não se pode operar com fração de laterais, o número de linhas deve ser igual a 3. Dessa forma, com 3 laterais irrigando duas posições diárias, serão necessários somente 6 dias para efetuar uma irrigação completa em toda a superfície da parcela, em cada intervalo de 7 dias. Tal condição se adapta bem à jornada de trabalho de seis dias por semana, normalmente empregada na prática. Para um ramal lateral de 100 m, o número de espaços de 12 m será igual a 8,3, obtido mediante do quociente entre 100 e 12. Posicionando-se o primeiro aspersor a 6 m da tubulação principal e considerando 8 aspersores ao longo da linha lateral, o último aspersor estaria situado a 10 m da borda: $(100 \text{ m} - 7 \times 12 \text{ m} - 6 \text{ m})$. Uma distribuição mais equilibrada pode ser obtida situando o primeiro aspersor e o último a 8 metros da tubulação de distribuição e da borda da parcela, respectivamente.

Adotando-se esta última alternativa, o comprimento de cada linha lateral será de 92 m, e o número total de aspersores da instalação será igual a 24 (8 aspersores em cada uma das três linhas). Com o manejo das linhas laterais de forma conjunta, agrupadas conforme mostrado na Figura 2.28b, a tubulação de distribuição deverá ser dimensionada para transportar a vazão total em todo seu comprimento.

Quando as laterais são repartidas uniformemente na parcela, manejando separadamente cada uma delas, a vazão total a transportar se reduzirá gradualmente ao longo da tubulação de distribuição, de modo que ela poderá ser dimensionada de forma mais econômica.

Deve-se ressaltar que em, praticamente, todos os casos não existe uma solução única para a distribuição e manejo das linhas laterais em um sistema de irrigação por aspersão convencional. Normalmente, existirá mais de um esquema viável, em termos técnicos, funcionais e econômicos; o projetista deve optar por aquele que melhor se ajuste, conjuntamente, à qualidade da irrigação, à facilidade do manejo e ao aspecto econômico.

Capítulo 3

IRRIGAÇÃO POR GOTEJAMENTO E MICROASPERSÃO

3.1 - Características e Emprego da Irrigação por Gotejamento

O gotejamento é um método de irrigação de alta frequência, no qual a água é aplicada em gotas diretamente sobre a zona radicular da planta, sem necessidade de molhar toda a superfície do terreno. O suprimento de pequenas vazões às zonas radiculares é alcançado mediante dispositivos denominados *gotejadores ou emissores* localizados junto aos pés das plantas.

O abastecimento d'água para os gotejadores é efetuado através de um sistema fixo de irrigação pressurizada, composto por uma rede de distribuição, uma estação de bombeamento (se a fonte d'água não possui cota suficiente para alimentar a instalação) e um dispositivo de filtragem e controle da água aduzida. Os gotejadores são instalados unidos a linhas de tubulações laterais flexíveis (linhas laterais) estendidas sobre o terreno, paralelamente às fileiras das plantas. As linhas laterais, por sua vez, são conectadas às tubulações finais ou terminais da rede de distribuição, que também são conhecidas como *tubulações de derivação*.

A aplicação de pequenas vazões diretamente sobre a zona radicular da planta faz com que a irrigação por gotejamento possua algumas características peculiares, no que diz respeito à relação entre a água, o solo e a planta, que são comentadas a seguir:

Superfície de solo molhada: Para cada planta, haverá uma superfície de solo molhada ao redor do ou dos gotejadores que a abastecem, conforme se observa na Figura 3.1. As superfícies restantes da área cultivada somente são molhadas com as possíveis chuvas caídas sobre o terreno. Por essa razão, a grande maioria das raízes das plantas concentra-se e se desenvolve nos volumes de solo molhados pelos gotejadores, denominados *bulbos úmidos*.

Umidade do solo: Em decorrência da alta frequência da irrigação por gotejamento, a umidade do solo irrigado se mantém em um nível pouco variável, próximo a sua capacidade de campo. A esse nível de umidade, a pressão de sucção da água do solo é baixa, exigindo, assim, menos esforços para as plantas se alimentarem. Esse aspecto, unido a uma melhor aeração do solo (considerando que as pequenas vazões dos gotejadores normalmente não provocam a saturação do mesmo) contribuem para um maior desenvolvimento das culturas irrigadas por esse método.

Perdas de água: Devido à forma peculiar de aplicação de baixas vazões ao redor das plantas, as perdas de água por percolação são muito pequenas. As perdas por escoamento superficial são, praticamente, inexistentes em terrenos de relevo não muito acidentado, e as perdas por evaporação do solo são bastante menores, se comparadas às perdas existentes nos métodos de irrigação onde se molha toda a superfície do terreno cultivado.

A economia de água alcançada mediante a irrigação por gotejamento é considerável. Segundo Vermeiren e Jobling (1986), esse sistema utiliza, em geral, entre 20 e 30% menos água que os sistemas de irrigação por aspersão. Na irrigação de árvores frutíferas, com grandes espaçamentos, a redução do consumo de água do sistema por gotejamento pode ser da ordem de 60%, com relação ao sistema de irrigação por aspersão.



Figura 3.1 - Área molhada por gotejamento ao redor da planta

Forma do bulbo úmido: O volume e a forma do bulbo úmido repercute no desenvolvimento radicular da cultura, já que nele se concentra a maior parte das raízes da planta. Em terreno horizontal, a forma e o tamanho do bulbo úmido dependem das características do solo (textura, espessura e nível de compactação), da vazão do gotejador e do tempo de aplicação da irrigação. Em solos argilosos, o perfil do bulbo tende a ser mais alargado e pouco profundo, devido ao predomínio das forças capilares sobre as de gravidade; enquanto que, em solos arenosos, ocorre o contrário, com um maior movimento da água na direção vertical. Em solos francos, o bulbo possui uma forma intermediária com relação às duas situações citadas anteriormente (ver Figura 3.2). Se o solo se encontrar compactado ou existir uma camada impermeável pouco profunda, a água tenderá a se infiltrar mais na direção horizontal.

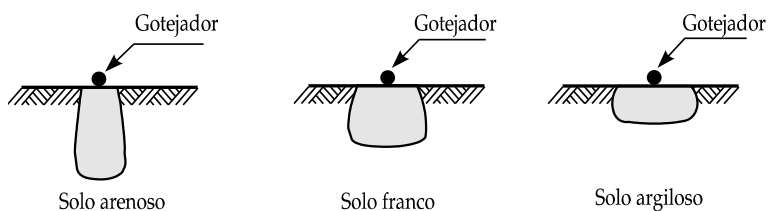


Figura 3.2 - Perfis do bulbo úmido segundo a textura do solo

Para um solo de determinada característica, quanto maior for a vazão do gotejador maior será o fluxo d'água na direção horizontal no bulbo úmido. Para uma mesma vazão do gotejador, o bulbo úmido apresenta uma forma mais alongada quando se aumenta o tempo de irrigação.

Efeito sobre a salinização: No bulbo úmido irrigado se concentram os sais minerais fornecidos pela água, além dos já contidos no solo. O esforço ou tensão total (P) que as raízes

da planta devem exercer para extrair água do solo é igual à soma da tensão osmótica (P_o), decorrente da dissolução dos sais na água, e a tensão matricial (P_m), provocada pelas forças que as partículas do solo exercem sobre a água ($P = P_o + P_m$). Como na irrigação por gotejamento a tensão matricial se mantém bastante baixa (a umidade do solo está próxima à capacidade de campo) então, para uma mesma tensão total (P) tolerável pela planta, a cultura aguentará uma maior concentração de sais dissolvidas no solo (maior P_o). Assim sendo, por meio da irrigação por gotejamento pode-se irrigar utilizando águas com maior conteúdo de sais ou em solos mais salinos, em comparação com as águas ou os solos recomendados para os demais métodos de irrigação.

Os sais no bulbo úmido tendem a se concentrar na sua camada periférica, formando uma crosta que aumenta, ainda mais, a concentração radicular no volume de solo molhado. Na ausência de chuvas, necessárias para arrastar esses sais, é recomendável aplicar doses ou lâminas suplementares de irrigação para lavar o solo. Caso contrário, o problema da acumulação de sais nesse método é bem mais prejudicial do que nos demais sistemas de irrigação.

Fertirrigação: A irrigação por gotejamento está associada a uma fertirrigação ou *fertilização* permanente dos volumes de solo úmido, por meio dos adubos dissolvidos na água aplicados pelos gotejadores. O suprimento de nutrientes diretamente à zona molhada torna-se necessário, já que a maioria das raízes da planta se concentra nesse pequeno volume de solo úmido. Como consequência da aplicação controlada de fertilizante à planta, a cultura terá, evidentemente, um maior desenvolvimento vegetativo. Além do mais, haverá economia de mão de obra necessária à adubação, já que os fertilizantes são mecanicamente misturados com a água na cabeceira do sistema.

A partir das características citadas anteriormente, pode-se deduzir que a irrigação por gotejamento é mais adequada, em comparação com os demais métodos de irrigação, quando as condições de solo, clima e água (quantidade e qualidade) são menos favoráveis. Por essa razão, a aplicação em escala comercial da irrigação por gotejamento teve um maior impulso inicial na região Sul de Israel (na década de 1970), onde existe um predomínio de solos arenosos, clima árido e quantidade limitada de água, com considerável teor de sais.

Na atualidade, a irrigação por gotejamento está se expandindo em todo o mundo, e já existem áreas consideráveis cultivadas com esse método nos Estados Unidos, Israel, Espanha, Austrália, México, Brasil, Itália, África do Sul, dentre outros países.

Devido ao seu alto custo de implantação, o sistema de irrigação por gotejamento é, na atualidade, mais viável para irrigar culturas economicamente rentáveis, tais como aquelas das famílias das fruteiras, hortaliças ou flores.

3.2 - Componentes do Sistema

3.2.1 - Introdução

A Figura 3.3 mostra o esquema básico da instalação de um sistema de irrigação por gotejamento, onde se observam os seguintes componentes principais: tubulação de adução, cabeçal de controle, rede de tubulação de distribuição e gotejadores. A tubulação de adução poderá estar conectada a um hidrante que recebe água de uma rede coletiva, abastecida por uma estação central de bombeamento, ou a uma simples estação elevatória, que abastece, independentemente, o sistema de irrigação por gotejamento. Caso a água disponível esteja a

uma cota suficientemente alta, em relação à área a irrigar (condição que raramente ocorre), não haverá a necessidade da existência de um sistema de impulsão ou bombeamento.

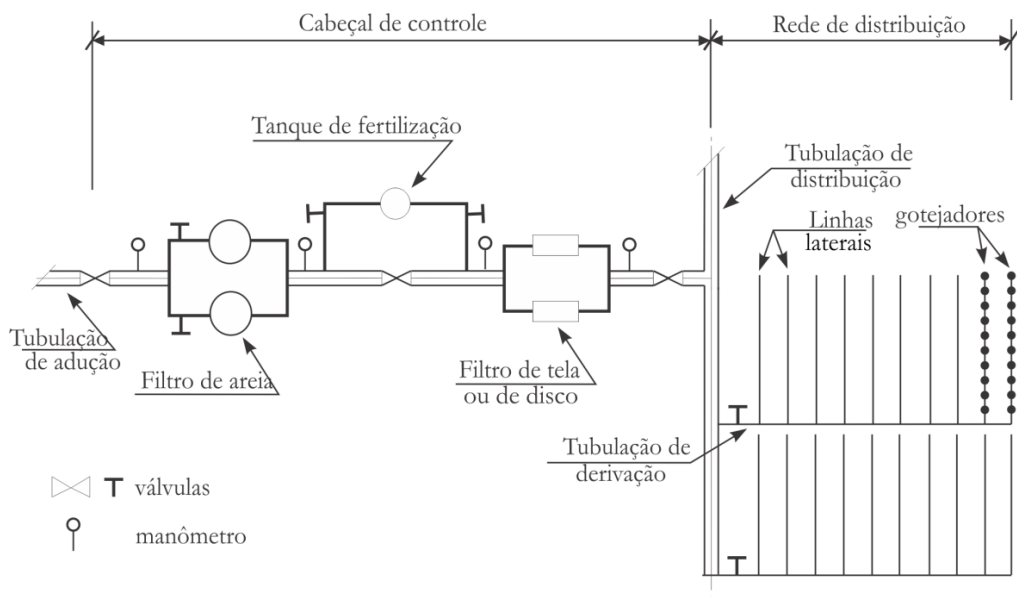


Figura 3.3 - Esquema básico de um sistema de irrigação por gotejamento

A rede de tubulações que transporta água desde a fonte de abastecimento até as linhas laterais porta-gotejadores é similar à rede de distribuição de um sistema fixo de aspersão convencional. As opções de traçado das tubulações são idênticas (ver item 2.7) e a única diferença está nos espaçamentos e materiais das linhas laterais.

As tubulações laterais porta-gotejadores são quase sempre de polietileno flexível, e seus espaçamentos estão condicionados pelas distâncias entre as fileiras das culturas a irrigar. Consequentemente, haverá a necessidade de uma maior densidade de tubulações laterais nos sistemas de irrigação por gotejamento do que nos sistemas por aspersão convencional.

Existe um predomínio do material plástico (polietileno e PVC) nas tubulações das redes de distribuição das parcelas irrigadas por gotejamento. Para as tubulações de pequenos diâmetros, que transportam as pequenas vazões requeridas nas unidades ou parcelas irrigadas, os tubos de plástico são economicamente mais competitivos e mais fáceis de instalar e transportar do que os tubos dos demais materiais disponíveis no mercado. Em termos econômicos, as tubulações de PE (polietileno) oferecem mais vantagens do que as de PVC para diâmetros menores do que 50 mm. Além disso, as tubulações flexíveis de PE são instaladas com maior comodidade e quase não necessitam de peças de conexão.

A rede de distribuição dispõe também de válvulas reguladoras de pressão, que são imprescindíveis nos sistemas de irrigação por gotejamento, para garantir a uniformidade de vazão nos gotejadores da instalação.

Em seguida, são descritos, de forma resumida, o cabeçal de controle e os diversos tipos de gotejadores existentes no mercado, com suas características hidráulicas e formas de distribuição nas linhas laterais.

3.2.2 - Cabeçal de Controle

Os sistemas de irrigação por gotejamento necessitam que a água chegue aos gotejadores com um alto grau de limpeza para evitar entupimentos. A uniformidade e eficiência da irrigação por gotejamento dependem, em grande escala, do procedimento de filtragem ou tratamento empregado para limpar a água, uma vez que as obstruções dos gotejadores constituem-se no maior problema desse método de irrigação. É necessário eliminar as partículas sólidas em suspensão, de origem orgânica ou mineral (algas, insetos, sementes, areia, partículas de argilas, etc.), cujas dimensões obstruam as passagens d'água através dos gotejadores. Basicamente, o cabeçal de controle consta de um ou mais filtros, um equipamento de fertilização e as peças especiais de regulação e controle (válvulas, ventosas, manômetros, etc.). A Figura 3.3 ilustra um esquema básico de um cabeçal de controle.

Filtros: O número e tipos de filtros que deverá possuir o cabeçal de controle dependerá da qualidade da água disponível, da vazão total requerida pelo sistema, da perda de carga admitida no cabeçal e do grau de limpeza que se deseja alcançar. Os tipos de filtros, geralmente utilizados, são os *de areia*, *de tela* e *de discos*, sendo que, às vezes, se utilizam, também, os *hidrociclones*.

O hidrociclone é instalado antes (a montante) dos filtros de areia, de tela ou de disco, e a sua função principal é separar as partículas sólidas mais densas que a água. Eles conseguem eliminar até 98% dos sólidos em suspensão (principalmente areia). O equipamento consta de um recipiente cilíndrico-cônico vertical (ver Figura 3.4), onde a água entra tangencialmente, com grande velocidade, pela parte superior. A água ao entrar na metade superior do cilindro sofre um movimento de rotação para baixo (vórtice), cujas forças centrífugas resultantes arrastam as partículas sólidas para o fundo do hidrociclone, onde a turbulência é menor. As partículas depositadas no fundo da parte cônica são eliminadas posteriormente, através de uma chave de purga, situada na parte inferior do recipiente. A água filtrada sofre um segundo vórtice para cima (mais próximo ao eixo do aparelho) e escapa pela parte superior do cilindro, como mostra a Figura 3.4. As perdas de carga localizadas nos hidrociclones são acentuadas e, como exemplo, para um aparelho de 4" de diâmetro, com uma vazão de 8 m³/h, a perda singular correspondente é de 5 mca.

O filtro de areia consta de um tanque cilíndrico (metálico ou de fibra de vidro), contendo no seu interior uma camada de areia (de no mínimo 50 cm), de granulometria selecionada de acordo com o grau de limpeza desejado. A água entra pela tubulação superior e se distribui através de um deflector no interior do cilindro, para que a corrente líquida não remova a areia da parte superior do tanque (ver Figura 3.5). Após atravessar a camada de areia, a água sai filtrada pela tubulação inferior, a qual é dotada de orifícios revestidos de tela para evitar o arraste dos grãos de areia do tanque. Os filtros de areia são utilizados para separar pequenas partículas minerais e orgânicas, principalmente quando a água é derivada de manancial com quantidade considerável de algas. São filtros robustos e caros, e as vazões que permitem depurar são relativamente pequenas. A limpeza dos filtros é realizada mediante a inversão do fluxo d'água e, para tanto, se empregam filtros em paralelo com o propósito de utilizar a água filtrada de um para fazer a limpeza do outro. As perdas de carga nos filtros de areia não são acentuadas e não ultrapassam 2 mca, quando estão limpos. No entanto, quando essas perdas alcançam valores compreendidos entre 4 e 6 mca, faz-se necessário proceder a limpeza dos mesmos. O dimensionamento hidráulico da instalação do sistema de irrigação deve ser executado levando-se em conta a situação mais desfavorável de perdas nos filtros (quando necessitam de limpeza).

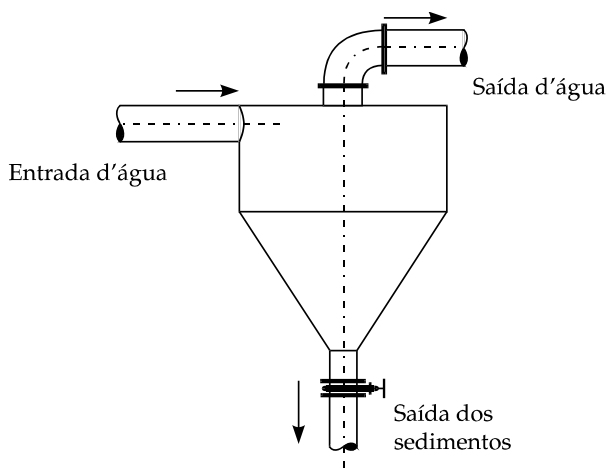


Figura 3.4 - Hidrociclone

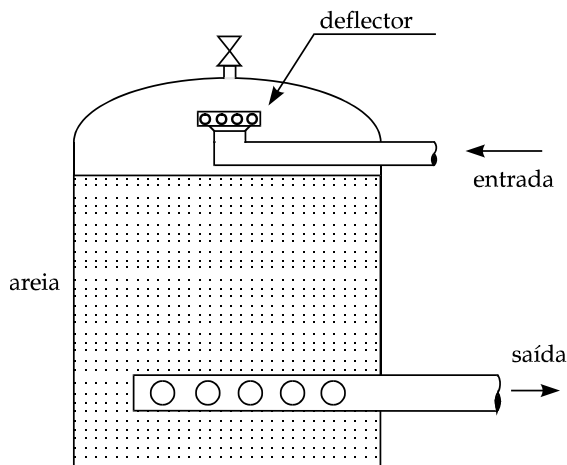


Figura 3.5 - Filtro de areia

Existem, também, os filtros com camadas superpostas de areia e cascalho de diferentes granulometrias, que são mais empregados em sistemas de abastecimento d'água a núcleos urbanos e que, às vezes, são utilizados nas instalações de irrigação por gotejamento. No entanto, os filtros de areia com granulometria uniforme são mais simples e eficazes e, portanto, mais utilizados em sistemas de irrigação localizada, apesar de necessitarem de limpeza com maior frequência.

Os filtros de tela são utilizados para depurar águas isentas de partículas orgânicas. Quando se utilizam conjuntamente com os filtros de areia, eles devem ser posicionados a jusante destes e do equipamento de fertilização. Com essa disposição, os filtros de tela retêm as partículas sólidas que escapam dos filtros de areia e as impurezas provenientes dos fertilizantes. O filtro de tela mais utilizado consta de um cartucho, que contém no seu interior um ou mais cilindros de tela concêntricos e são, normalmente, de plástico ou de metal

inoxidável (ver Figura 3.6). As aberturas ou diâmetros das telas diminuem no sentido do interior para o exterior do cartucho (à medida que aumentam os diâmetros dos cilindros), de forma que a separação das partículas sólidas se realiza em várias etapas. A unidade empregada para relacionar o tamanho dos orifícios das telas é o *mesh*, que corresponde à densidade de orifícios por polegadas quadradas. O Quadro 3.1 indica as equivalências entre os diâmetros dos orifícios das telas e os números de *mesh*.

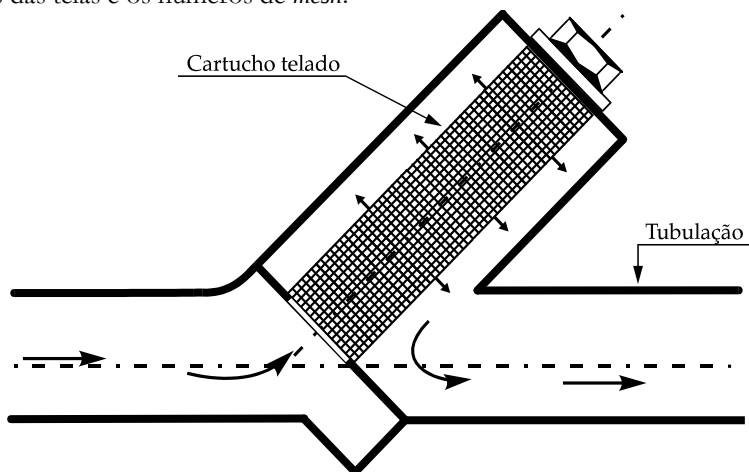


Figura 3.6 - Filtro de tela

Quadro 3.1 – Relação entre o n° *mesh* e o diâmetro do orifício da tela

<i>mesh</i> n°	d (mm)	<i>mesh</i> n°	d (mm)
6	2,50	75	0,20
10	1,50	120	0,13
20	0,80	155	0,10
30	0,50	200	0,08
50	0,30	400	0,002

As telas, geralmente utilizadas, variam entre 30 e 120 *mesh* e, segundo Medina (1988), o diâmetro do cilindro de tela mais fina deve ser da ordem da décima parte do diâmetro do orifício do gotejador. Caso o gotejador possua um diâmetro de 1 mm a tela mais fina do filtro deverá ser a de n° 155, cujo diâmetro é igual a 0,1 mm.

A limpeza dos filtros de tela também é produzida mediante a inversão do fluxo d'água, que se controla através das válvulas de retenção localizadas imediatamente antes e depois dos filtros. As limpezas devem ocorrer quando as perdas de carga nos filtros (medem-se mediante manômetros instalados antes e depois dos aparelhos) alcançam determinados valores, que dependem das dimensões e vazões. Geralmente, as perdas nos filtros de tela situam-se entre 1 e 3 mca, quando estão limpos, e alcançam valores compreendidos entre 3 e 6 mca, quando necessitam de limpeza. Os valores das perdas de carga nos filtros, como também dos acréscimos de perdas recomendados para as limpezas, devem ser fornecidos pelos fabricantes dos aparelhos.

Os filtros de tela (e, às vezes, também os de areia) estão sendo substituídos pelos filtros de discos, devido à facilidade de limpeza e de regulagem do nível de filtragem destes últimos.

O filtro de discos é formado por um conjunto de discos ou anéis de plástico, com ranhuras que formam um cilindro filtrante. O equipamento é montado na direção horizontal, na mesma linha da tubulação, e a água passa radialmente pelo conjunto de disco filtrante, conforme se observa na Figura 3.7. O nível de filtragem depende da espessura das ranhuras e da aproximação entre os discos, que é controlada rosqueando a carcaça do filtro. A limpeza do filtro se realiza facilmente, retirando a carcaça e aplicando um jato d'água entre os anéis. As perdas de carga nos filtros de discos, quando estão limpos, variam entre 1 e 3 mca.

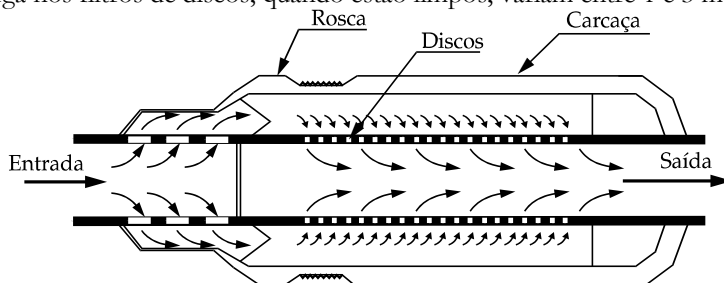


Figura 3.7 - Esquema de um filtro de discos

Equipamento de fertirrigação: Existem dois mecanismos práticos de injetar fertilizante à rede de distribuição dos sistemas de irrigação por gotejamento: através de um tanque de fertirrigação ou mediante uma bomba de injeção dosificadora. O tanque de fertilização consiste em um depósito cilíndrico, onde se misturam os fertilizantes sólidos com a água que circula através do mesmo. A circulação da água através do tanque ocorre devido à diferença de pressão existente imediatamente antes e depois dos tubos que conectam o depósito à tubulação de distribuição (ver Figura 3.8).

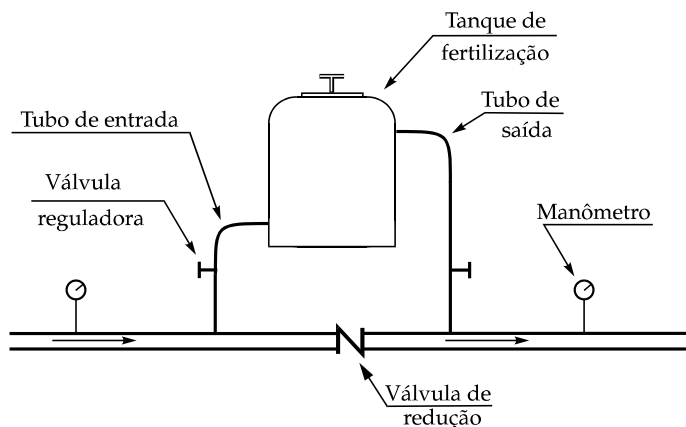


Figura 3.8 - Circulação da água através do tanque de fertilização

Essa diferença de pressão se obtém mediante uma perda de carga provocada por uma válvula redutora de pressão, localizada entre os pontos de entrada e saída d'água do tanque. Por esse motivo, parte da vazão da tubulação se introduz no tubo de entrada ao tanque de fertilização, passa por este, e retorna à tubulação de distribuição misturada com o fertilizante.

dissolvido. Os tubos de entrada e saída dispõem de válvulas que regulam a vazão que circula através do tanque. O volume do tanque de fertilização se determina pela Equação 3.1.

$$V = \frac{W \cdot A}{P} \quad (3.1)$$

em que:

V = Volume do tanque, em L.

W = Quantidade de fertilizante requerida em cada irrigação, em kg/ha.

A = Área a irrigar correspondente à quantidade requerida de fertilizante, em ha.

P = quantidade de fertilizante dissolvido, em kg/L.

A outra alternativa prática de injetar fertilizante à rede é por meio de uma pequena bomba dosificadora, que pode ser acionada por um motor ou pela pressão hidráulica da rede (ver Figura 3.9). Esse sistema é geralmente mais caro que o anterior, porém é mais eficiente em virtude de que, através dele, é possível controlar a injeção da dosagem do fertilizante dissolvido.

1. Registro de gaveta (entrada)
2. União
3. Filtro
4. Interruptor automático
5. Sucção
6. Ventosa
7. Registro de gaveta (saída)
8. Descarga d'água
9. Válvula de retenção

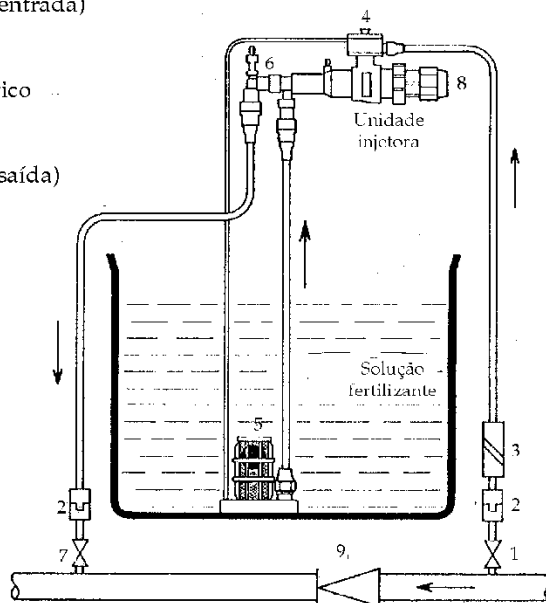


Figura 3.9 - Esquema de injeção de fertilizante através de uma bomba dosificadora

Peças especiais de regulação e controle: O cabeçal de controle necessita de um conjunto de peças hidráulicas especiais para o correto funcionamento dos filtros e do equipamento de fertilização, e para controlar a vazão e a pressão requeridas pelo restante da instalação do sistema de irrigação. A jusante do tanque de fertilização deve existir uma válvula de retenção para evitar a passagem de fertilizantes à bomba ou ao reservatório de alimentação da rede. É necessário dispor de uma ou mais ventosas, localizadas nos pontos mais altos do cabeçal, para evacuar o ar que, normalmente, se acumula no interior das tubulações. Os filtros possuem pares de tomadas para manômetros (uma situada antes e outra depois de cada

aparelho) afim de controlar as perdas de carga, que permitirão indicar quando deve ser realizada a limpeza. Às vezes, o cabeçal possui uma válvula volumétrica automática, que interrompe o fluxo d'água automaticamente após a passagem do volume de água estabelecido para uma irrigação determinada. A instalação poderá possuir, ainda, uma válvula reguladora de pressão (VRP), situada imediatamente a jusante do cabeçal, para impedir que a pressão fornecida à área irrigada ultrapasse um determinado limite estabelecido no dimensionamento do sistema de irrigação. As perdas de carga provocadas pelas peças especiais de regulação e controle são significativas e não devem ser desprezadas no cômputo geral da energia requerida pelo sistema.

3.2.3 - Gotejadores

O conjunto de gotejadores da instalação constitui a parte mais sensível do sistema de irrigação por gotejamento, uma vez que deve assegurar o suprimento das pequenas vazões às plantas com uma uniformidade aceitável em toda a parcela ou unidade a irrigar. Os gotejadores funcionam, também, como dissipadores de energia, pois devem reduzir a pressão nominal de entrada (em geral, entre 5 e 15 mca) para zero à saída das gotas.

Para assegurar as pequenas vazões de projeto, que habitualmente estão compreendidas entre 2 e 12 L/h, os orifícios dos gotejadores têm de ser bastante pequenos (os diâmetros variam entre 0,5 e 1,5 mm), o que os tornam extremamente sensíveis aos entupimentos. Os gotejadores com maiores diâmetros terão menos problemas de obstruções, no entanto suas vazões ou descargas serão, conseqüentemente, maiores. Portanto, a função do gotejador é dupla e antagônica: garantir uma vazão pequena, pouco sensível às variações de pressão, porém com um orifício suficientemente grande para evitar entupimentos. Além do mais, os gotejadores devem ser pouco sensíveis às variações de temperatura e resistentes às intempéries, visto que as deformações produzidas nos emissores podem alterar consideravelmente suas vazões. Por último, existe, ainda, uma característica que o gotejador não deve deixar de possuir, que é a de ser relativamente barato. O alto custo do gotejador pode inviabilizar economicamente o projeto, já que um hectare irrigado por gotejamento pode necessitar de milhares de emissores.

Tipos de Gotejadores

A variedade de gotejadores existente no mercado é muito grande devido ao objetivo permanente que os fabricantes almejam alcançar: gotejadores eficazes, resistentes e baratos. De maneira geral, os gotejadores podem ser classificados em três categorias: *gotejadores de longo percurso*, *gotejadores de curto percurso* ou *de orifício* e *gotejadores tipo vórtice*. Essas categorias de gotejadores se diferenciam entre si segundo a forma com que a energia de pressão é dissipada na passagem da água através do emissor.

Nos gotejadores de longo percurso, a perda de energia é produzida através de um conduto capilar de longo percurso. O modelo mais simples e mais barato consiste de um microtubo, instalado em derivação (ver Figura 3.10), cujo comprimento é variável de acordo com a variação da pressão ao longo da linha lateral. Sob baixas vazões, esses gotejadores funcionam em regime laminar e são bastante sensíveis à temperatura e às obstruções. Os modelos de longo percurso, mais sofisticados, são compactos e o caminho da água é realizado através de trajetórias em forma de labirinto ou de espiral (ver Figura 3.11). Funcionam em regime de transição a turbulento, de modo que suas descargas são menos sensíveis às variações de pressão que as dos gotejadores que trabalham em regime de fluxo laminar.

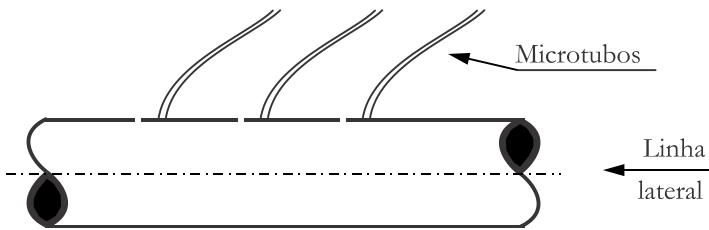


Figura 3.10 - Microtubos instalados em derivação

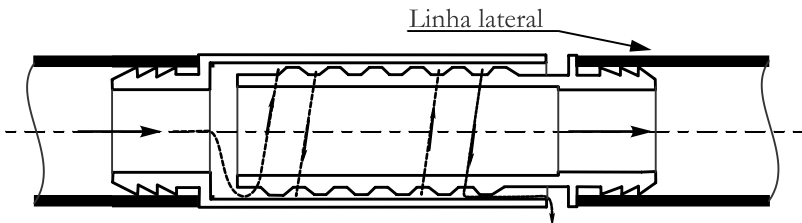


Figura 3.11 - Gotejador de longo percurso tipo espiral

Nos gotejadores de curto percurso, a dissipação da energia de pressão se realiza devido às perdas de carga por atrito, à forma sinuosa da trajetória da água e às contrações e expansões do fluxo dentro do emissor. O regime de escoamento nesses gotejadores é turbulento e, por essa razão, suas descargas são menos sensíveis às variações de pressão existentes ao longo das linhas laterais. Dentro da categoria de emissores de curto percurso, encontram-se os gotejadores tipo orifício, que podem compreender simplesmente alguns orifícios perfurados ao longo da linha lateral, até pequenas peças que admitem a regulação da seção de passagem da água (Figura 3.12).

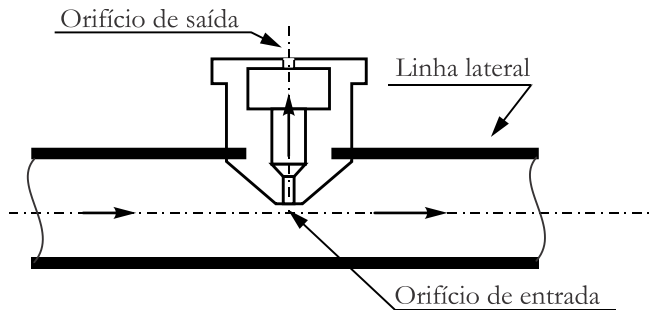


Figura 3.12 - Gotejador de curto percurso

Os orifícios perfurados estão limitados às linhas laterais de pequenos comprimentos (máximo de 50 m) e são também muito sensíveis aos entupimentos. Existem, também, dentro da classe dos gotejadores de curto percurso, os tubos de parede dupla perfurados em série (Figura 3.13). Os orifícios da parede interior são bem maiores que os da parede exterior, e os espaçamentos entre os orifícios de ambas as paredes são propositalmente distintos. A água que escapa pelos orifícios exteriores escoar primeiramente pela câmara situada entre as duas

paredes do tubo. Esses emissores produzem uma faixa molhada ao longo da tubulação lateral e, por essa razão, são muito adequados para irrigar culturas em linha.

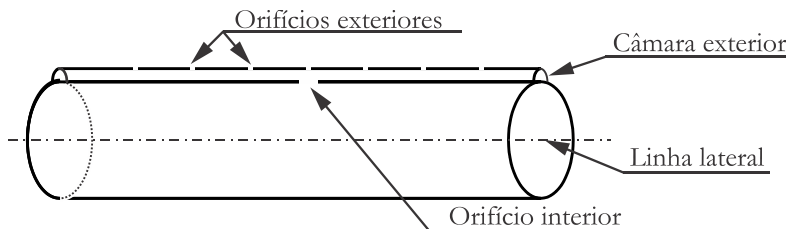


Figura 3.13 - Tubo de parede dupla perfurado em série

O gotejador tipo vórtice é dotado de uma câmara cilíndrica, onde a água entra tangencialmente e segue um movimento rotativo através do mesmo (Figura 3.14). Esse movimento em forma de vórtice origina uma perda de carga acentuada ao longo do percurso da água que sai do gotejador por um orifício localizado no eixo da câmara cilíndrica. A dissipação de energia em um gotejador tipo vórtice é maior do que a produzida em um emissor de curto percurso de igual diâmetro. Assim sendo, os gotejadores tipo vórtice podem dispor de maiores diâmetros (menos susceptíveis a entupimentos), sem comprometer, demasiadamente, a uniformidade das vazões ao longo das linhas laterais.

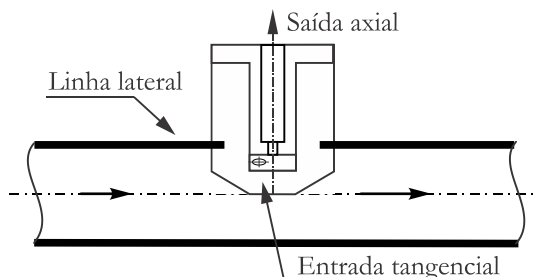


Figura 3.14 - Gotejador tipo vórtice

Os gotejadores de longo percurso, de curto percurso e do tipo vórtice podem ser, ainda, *autocompensantes* quando dispõem de dispositivos de autoregulagem da vazão de saída d'água, perante as variações da pressão de serviço. São adequados para terrenos de relevo acidentado ou quando se pretende instalar linhas laterais de maiores comprimentos. Esses emissores possuem no seu interior uma membrana de material sintético flexível, que faz com que a seção de passagem d'água diminua com o aumento da pressão. Por conta dessa membrana de material sintético, os gotejadores autocompensantes são mais sensíveis à variação de temperatura e se desgastam mais com o tempo de utilização. Apesar disso, os gotejadores autocompensantes são utilizados cada vez mais pelas vantagens que oferecem, pela fabricação de emissores mais resistentes e pela diminuição relativa de seus custos.

Os emissores são classificados, também, segundo a forma como são conectados às linhas laterais, em: *gotejadores em linha* e *gotejadores em derivação*. Os primeiros (Figura 3.11) são instalados na mesma linha porta-gotejadores (corta-se a tubulação e se intercalam os gotejadores), enquanto que os gotejadores em derivação são instalados perfurando as paredes das tubulações laterais (Figuras 3.10 e 3.12). Quase sempre, os fabricantes já fornecem as

tubulações de polietileno flexível com os gotejadores conectados, em linha ou em derivação, diretamente desde a fábrica. O aumento da perda de carga na tubulação lateral provocado pelos gotejadores é maior nas instalações em linha que em derivação. O Quadro 3.2 indica valores das perdas de carga localizadas, expressas em porcentagens das perdas contínuas ao longo das linhas laterais. Observa-se que para os gotejadores instalados em linha, as perdas localizadas provocadas pelos emissores nas laterais independem do diâmetro dessas tubulações.

Quadro 3.2 - Perda localizada expressa como porcentagem da perda contínua ao longo da linha lateral (Benami, 1984)

Diâmetro da lateral (mm)	Espaçamento entre gotejadores (m)		
	0,5	1,0	1,5
	Gotejadores em linha		
	48	24	16
	Gotejadores em derivação		
12	33	17	11
16	24	12	8
20	18	9	6

Com relação à sensibilidade às obstruções, os gotejadores são considerados *muito sensíveis*, quando o diâmetro mínimo de passagem da água (d) é menor do que 0,7 mm; *sensíveis*, quando d está compreendido entre 0,7 e 1,5 mm; e *pouco sensíveis* quando d é maior do que 1,5 mm.

Característica Hidráulica

O comportamento hidráulico dos gotejadores está caracterizado, de maneira geral, por meio da expressão:

$$q = C_d h^x \quad (3.2)$$

em que:

q = Vazão ou descarga do gotejador.

C_d = Coeficiente de proporcionalidade ou de descarga, que depende da forma e tamanho da seção transversal do gotejador.

h = Pressão de serviço do gotejador, em altura de coluna d'água.

x = Expoente de descarga do gotejador.

O expoente “x”, que depende do regime do fluxo d'água através do emissor, indica a relação entre a pressão de serviço do gotejador e a vazão de saída correspondente. Quanto mais baixo for o valor de “x”, menor será a flutuação da vazão perante a variação da pressão na entrada do gotejador. Caso o fluxo d'água através do gotejador seja realizado em regime laminar, “x” será igual a 1, e a vazão do gotejador variará linearmente com a pressão. Para gotejadores que funcionam em regime turbulento, “x” é igual a 0,5, significando que a vazão do emissor é menos sensível à variação da pressão (q varia com a raiz quadrada de h). Para um gotejador totalmente autocompensante, “x” assume o valor zero. O Quadro 3.3 apresenta os intervalos de valores do expoente “x” para as distintas categorias de gotejadores existentes no mercado.

Quadro 3.3 - Expoentes “x” segundo a categoria do gotejador (Pizarro 1990)

Categoria do gotejador	Expoente “x”
longo percurso tipo microtubo	0,7 - 1,0
longo percurso tipo espiral ou labirinto	0,5 - 0,8
curto percurso, de orifício	0,4 - 0,6
tipo vórtice	0,3 - 0,5
autocompensante	0,0 - 0,5

Nos projetos hidráulicos dos sistemas de irrigação por gotejamento, é necessário conhecer, previamente, o expoente de descarga do gotejador a utilizar (categoria do emissor), para se estimar as possíveis variações das vazões segundo as variações das pressões de serviço ao longo das linhas laterais. O expoente “x” deve ser indicado nas características técnicas do gotejador fornecidas pelo fabricante. O valor de “x” pode ser obtido, também, experimentalmente, em função dos valores de duas pressões quaisquer de serviço aplicadas ao gotejador (h_1 e h_2) e de suas descargas correspondentes (q_1 e q_2), por meio da Equação 3.3. Com o valor calculado de “x”, é possível obter o valor do coeficiente de descarga do gotejador (C_d) por meio da Equação 3.2.

$$x = \frac{\log \left(\frac{q_1}{q_2} \right)}{\log \left(\frac{h_1}{h_2} \right)} \quad (3.3)$$

A seleção definitiva do tipo de gotejador depende de vários fatores: topografia do terreno a irrigar, qualidade da água disponível, uniformidade de irrigação desejada e influência do custo dos gotejadores no orçamento da instalação. Como orientação, deve-se selecionar um gotejador pouco sensível à variação de pressão (baixo expoente “x”) quando o terreno é acidentado ou quando são utilizadas linhas laterais de grandes comprimentos. Águas com um alto conteúdo de materiais sólidos em suspensão requerem gotejadores pouco sensíveis a entupimentos. Podem-se dispor de gotejadores menos sensíveis às variações de carga no sistema quando a instalação possui uma densidade adequada de válvulas reguladoras de pressão. Os melhores gotejadores são aqueles que são pouco sensíveis à variação de pressão (baixo “x”), à variação de temperatura e ao desgaste com o tempo. Esses gotejadores são, evidentemente, mais caros, o que pode comprometer o custo total da instalação do sistema de irrigação.

Distribuição dos Gotejadores nas Linhas Laterais

Os gotejadores são distribuídos ao longo da tubulação lateral, de forma a molhar uma faixa de terreno paralela à fileira da cultura, ou de maneira a proporcionar pontos úmidos ao redor das plantas. A primeira opção se adapta melhor às hortaliças ou às plantas de pequeno porte cultivadas em linha, já que, nesse caso, a faixa molhada pelos gotejadores é suficiente para alimentar os pequenos volumes de solo ocupados pelas raízes dessas culturas. O espaçamento entre os gotejadores distribuídos em linha condiciona o grau de superposição dos volumes úmidos proporcionados pelos gotejadores ao longo da linha lateral. Keller e Karmeli (1974) recomendam valores de espaçamento entre gotejadores distribuídos em linha em função da vazão do gotejador e da textura do solo (esses valores são mostrados no

Quadro 3.7, apresentado no item 3.4.1). Em culturas arbóreas (árvores frutíferas, algodão, dentre outras), faz-se necessária a implantação de mais gotejadores ou pontos úmidos ao redor das plantas para molhar um maior volume de solo por árvore. Dessa forma, consegue-se uma maior distribuição e fixação das raízes das plantas ao terreno, evitando as possíveis quedas das árvores em zonas com predomínio de ventos fortes. O número de gotejadores por árvore, que geralmente varia entre 1 e 8, dependerá da vazão do gotejador, do tipo de solo e do volume de água a aplicar por planta. A Figura 3.15 apresenta várias possibilidades de distribuição dos gotejadores e linhas laterais ao longo das fileiras das plantas. Nas hortaliças, normalmente se distribui uma lateral para cada fileira (a), ou uma lateral para cada par de fileiras de plantas (b). Nas culturas arbóreas, utilizam-se duas laterais para cada fileira de planta (c), uma lateral em forma de zig-zag (d), uma lateral em forma de anel (e) ou uma lateral com gotejadores de múltiplas saídas (f).

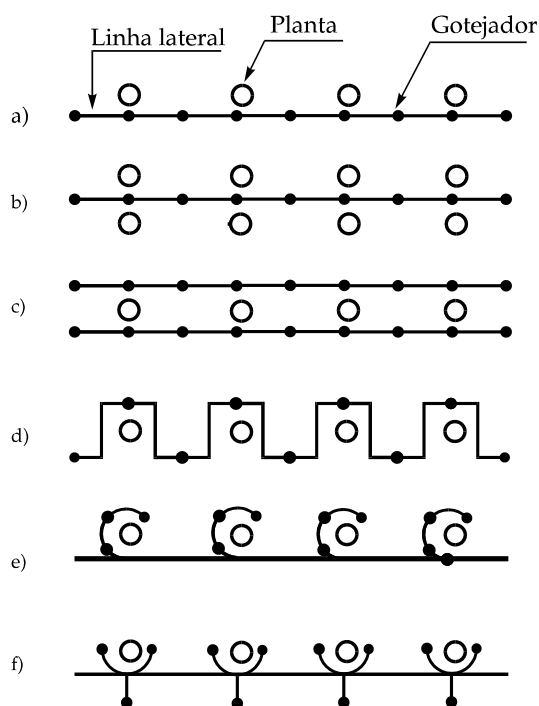


Figura 3.15 - Possibilidades de distribuição dos gotejadores e linhas laterais

3.3 - Uniformidade e Eficiência da Irrigação por Gotejamento

Em uma instalação de irrigação por gotejamento, praticamente não se perde água no percurso desde o ponto de abastecimento até a saída dos gotejadores. Fundamentalmente, as perdas existentes ocorrem no solo molhado, por percolação e, em menor escala, por evaporação e escoamento sobre a superfície do terreno. Existirão perdas inevitáveis por percolação, principalmente em solos de textura grossa, mesmo que o gotejador forneça a vazão de projeto requerida pela planta. No entanto, as maiores perdas por percolação ocorrem por conta dos gotejadores que proporcionam vazões superiores às de projeto, já que

não é possível alcançar uma uniformidade absoluta das vazões dos emissores nas unidades de irrigação. As perdas inevitáveis por percolação podem ser representadas por um *coeficiente de transmissividade* (T_r) – denomina-se, também, *coeficiente de transpiração* –, que expressa a eficiência do solo em armazenar a água aduzida pelos gotejadores. O coeficiente T_r é de difícil determinação, e seu valor pode ser estimado em função da textura do solo e da profundidade das raízes da cultura (ver Quadro 3.4).

Quadro 3.4 - Coeficiente de transmissividade (T_r) segundo a textura do solo, clima e profundidade das raízes da planta (Keller e Karmeli, 1974)

Clima	Profundidade das raízes (m)	Textura do solo			
		Muito arenosa	Arenosa	Média	Fina
Árido	< 0,75	0,85	0,90	0,95	1,00
	0,75 a 1,50	0,90	0,95	1,00	1,00
	> 1,50	0,95	1,00	1,00	1,00
Úmido	< 0,75	0,75	0,80	0,85	0,90
	0,75 a 1,50	0,80	0,85	0,90	0,95
	> 1,50	0,85	0,90	0,95	1,00

As perdas de água provocadas pela não uniformidade das vazões dos gotejadores são indicadas por meio do coeficiente de uniformidade (C_u) da irrigação por gotejamento. A eficiência do sistema de irrigação por gotejamento (E_f) se obtém, portanto, mediante a Equação 3.4.

$$E_f = T_r \times C_u \quad (3.4)$$

A uniformidade de distribuição das vazões dos gotejadores nas unidades de irrigação depende de vários fatores: das características hidráulicas do gotejador, da qualidade de fabricação, do número de emissores por planta, das variações de pressão devido às perdas de carga nas tubulações e às diferenças de cotas do terreno, da variação da temperatura da água na rede e das possíveis obstruções dos gotejadores. Na fase de dimensionamento do projeto de irrigação por gotejamento, o coeficiente de uniformidade (C_u) é estimado mediante um critério analítico. Keller e Karmeli (1974) estabeleceram uma fórmula estatística, em função da qualidade do gotejador e das condições hidráulicas de funcionamento dos emissores, que é bastante utilizada (Equação 3.5):

$$C_u = 100 \left(1 - 1,27 \frac{v}{\sqrt{N_e}} \right) \frac{q_{\min}}{q_{\text{med}}} \quad (3.5)$$

em que:

C_u = coeficiente de uniformidade de projeto, em %.

v = coeficiente de variação de fabricação do gotejador.

N_e = número de emissores por planta.

$q_{\min}$ = vazão mínima de projeto dos gotejadores da unidade do sistema.

q_{med} = vazão média de projeto dos gotejadores da unidade do sistema.

Os gotejadores de um mesmo tipo e modelo a serem utilizados em um sistema de irrigação não são exatamente iguais. Existirão, evidentemente, pequenas diferenças ou imprecisões nas seções transversais e nos percursos dos gotejadores, que são inerentes ao

processo de fabricação. Essas pequenas imprecisões poderão produzir variações significativas nas vazões dos emissores, mesmo que estes estejam submetidos a idênticas pressões. O termo entre parêntese da Equação 3.5 expressa a influência das diferenças de fabricação dos gotejadores (de um mesmo modelo) sobre a uniformidade de suas descargas nominais. A relação $q_{\min}/q_{\text{med}}$, da mesma equação, demonstra a influência das perdas de carga e dos desníveis topográficos do terreno na estimativa da uniformidade.

O coeficiente de variação (v) se obtém a partir dos valores das vazões medidas em uma amostra dos gotejadores a empregar no projeto, por meio da relação estatística:

$$v = \frac{\sigma}{q_{\text{med}}} \quad (3.6)$$

σ é o desvio padrão das vazões amostrais (q) com relação à vazão média dos gotejadores (q_{med}). Observam-se que os valores amostrais das vazões dos gotejadores seguem a função estatística de distribuição normal. Com base nessa função, o termo $1-1,27 \ v/\sqrt{N_e}$ da Equação 3.5 representa a relação entre a média de um quarto (25%) das vazões mais baixas dos gotejadores e sua vazão média total. O valor do coeficiente de variação (v), que deve ser fornecido pelo fabricante, reflete a qualidade do gotejador a ser utilizado no projeto. Quanto mais alto for o valor do coeficiente de variação, menor será a qualidade do emissor. O Quadro 3.5 indica a classificação dos gotejadores, estabelecida por Soloman (1977), segundo o coeficiente de variação do emissor.

Quadro 3.5 - Classificação do gotejador segundo o coeficiente de variação

Coeficiente do gotejador (v)	Qualidade
< 0,05	excelente
0,05 a 0,07	médio
0,07 a 0,11	discreto
0,11 a 0,15	mal
> 0,15	péssimo

O valor de $q_{\min}$, da expressão 3.5, é estimado por meio da equação hidráulica do gotejador (Equação 3.2), em função da pressão de serviço mínima esperada na instalação. O valor de q_{med} , da mesma expressão, pode ser considerado igual à vazão nominal do gotejador.

O coeficiente de uniformidade de projeto influi na qualidade e eficiência esperadas da irrigação e no custo das instalações. Quanto maior for o valor do coeficiente de uniformidade, maior serão a eficiência e a qualidade da irrigação, e mais cara será a instalação do sistema. Para que ocorram pequenas variações de vazão nos gotejadores, será necessário dotar a instalação de excelentes gotejadores e/ou evitar maiores perdas de carga no sistema, com a utilização de tubulações de maiores diâmetros e o emprego de maiores quantidades de peças reguladoras de pressão. No Quadro 3.6, extraído de Pizarro (1990), estão os valores recomendados para o coeficiente de uniformidade de projeto (C_u), em função do espaçamento dos gotejadores, da declividade do terreno e do tipo de clima da zona a irrigar.

O coeficiente de uniformidade experimental (C_u') é determinado, geralmente, a partir de dados coletados em campo, com base na seguinte relação:

$$C_u'=100\frac{q_{min}}{q_{med}}$$

(3.7)

em que:

- C_u' = coeficiente de uniformidade experimental, em %.
- q_{min} = média das menores vazões dos gotejadores, correspondentes à quarta parte da amostra medida na unidade experimental.
- q_{med} = média de todas as descargas dos gotejadores da amostra.

Quadro 3.6 - Valores recomendados de C_u , segundo o espaçamento dos emissores, topografia do terreno e tipo de clima (Pizarro, 1990)

Emissores	Declividade	C_u	
		Clima árido	Clima úmido
Espaçados mais de 4 m em culturas permanentes	Uniforme ($i \leq 2\%$)	0,90 - 0,95	0,80 - 0,85
	Uniforme ou ondulada ($i > 2\%$)	0,85 - 0,90	0,75 - 0,80
Espaçados menos de 2,5 m em culturas permanentes ou semi-permanentes	Uniforme ($i \leq 2\%$)	0,85 - 0,90	0,75 - 0,80
	Uniforme ou ondulada ($i > 2\%$)	0,80 - 0,90	0,70 - 0,80

Para facilitar a determinação do coeficiente de uniformidade experimental em uma subunidade de irrigação por gotejamento, seleciona-se, normalmente, uma amostra de 16 gotejadores situados em posições segundo o esquema mostrado na Figura 3.16.

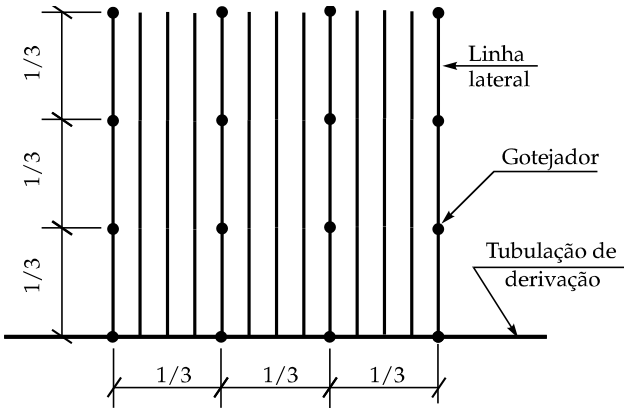


Figura 3.16 - Posições dos gotejadores da amostra

3.4 - Projeto de uma Instalação de Irrigação por Gotejamento

A metodologia de dimensionamento de projetos hidráulicos de instalações de irrigação por gotejamento obedece a uma sequência de etapas similares às adotadas no dimensionamento de um sistema fixo de irrigação por aspersão convencional. Parte-se da determinação das necessidades hídricas das culturas, da frequência de irrigação e da seleção do gotejador. Em seguida, em função do esquema da parcela, ou das parcelas, e do critério de dimensionamento adotado, calculam-se as linhas laterais, as tubulações de derivação e a rede

de distribuição. Por último, dimensionam-se o cabeçal de controle e a estação de bombeamento.

3.4.1 - Quantidade de Água Requerida pela Instalação

Necessidades Hídricas das Culturas

No Capítulo 1, foi descrito como se determinam as necessidades hídricas das culturas, quando se irriga toda a superfície do terreno cultivado. No caso particular da irrigação por gotejamento, somente é molhada uma parte da superfície do terreno que, ocasionalmente, estará à sombra das plantas. Assim sendo, a demanda de água devido à evaporação do solo será mínima, e a evapotranspiração da cultura praticamente se restringe à transpiração das plantas. Portanto, para a obtenção da necessidade de irrigação líquida máxima (N_{lm}), da cultura a irrigar por gotejamento, deve-se aplicar um fator de redução (fr) ao valor da evapotranspiração máxima da cultura (ET_p) – Equação 3.8.

$$N_{lm} \text{ (mm/dia)} = ET_p \text{ (mm/dia)} \times fr \quad (3.8)$$

O fator de redução (fr) pode ser obtido em função de um índice de cobertura do solo (IC), que expressa a fração da superfície do solo coberta pela planta. Existem várias fórmulas empíricas utilizadas para a determinação do fator de redução, das quais se destacam as de Freeman/Garzoli e de Decroix, recomendadas pela FAO (Vermeiren e Jobling, 1986):

Fórmula de Freeman/Garzoli

$$fr = IC + 0,5 (1 - IC) \quad (3.9)$$

Fórmula de Decroix

$$fr = 0,1 + IC \quad (3.10)$$

Na fórmula de Freeman/Garzoli, recomenda-se adotar $fr = IC$ para valores do índice de cobertura menores do que 0,5 e na fórmula de Decroix, considera-se $fr = 1$, caso o valor calculado seja maior do que a unidade. Quando a planta alcança seu desenvolvimento máximo o valor de IC , em função do tipo de cultura e de seu espaçamento, varia entre 0,6 e 1,0.

Para a obtenção das necessidades hídricas brutas das culturas, devem-se considerar as perdas de água que ocorrem na irrigação e as possíveis necessidades de água requeridas para lixiviar os sais acumulados no solo. A fração de água (LR), que deve percolar para lavar os sais acumulados no solo, é determinada mediante a Equação 1.13. Caso o valor calculado de LR seja menor que 0,1 ou o coeficiente de transmissividade (Tr) for menor que $(1-LR)$, admite-se que as perdas inevitáveis por percolação são suficientes para lavar os sais. Nesse caso, a necessidade de irrigação bruta máxima (N_{bm}) é obtida diretamente pela relação entre a necessidade de irrigação líquida máxima e a eficiência do sistema (ver Equação 3.11). Para $LR \geq 0,1$ ou $(1-LR) \leq Tr$, a necessidade de irrigação bruta máxima é determinada pela Equação 3.12.

$$N_{bm} = \frac{N_{lm}}{E_f} = \frac{N_{lm}}{Tr \times C_u} \quad (3.11)$$

$$N_{bm} = \frac{N_{lm}}{C_u \times (1 - LR)} \quad (3.12)$$

A necessidade de irrigação pode ser expressada, também, em termos de volume diário de água consumida por planta (L/planta/dia). Para isso, basta multiplicar o valor da necessidade de irrigação, em mm/dia, pela área correspondente ao espaçamento das plantas, em metros quadrados.

Ao longo da campanha de irrigação e durante o ciclo vegetativo da cultura, a evapotranspiração máxima da cultura (E_{Tp}) e o índice de cobertura do solo (IC) não permanecem constantes. Consequentemente, a necessidade de irrigação variará e alcançará seu valor máximo durante o período de máxima demanda evaporimétrica (período crítico). Para efeito de projeto, esse período de máxima demanda é considerado, geralmente, igual a uma semana, dez dias ou um mês, no qual a necessidade de irrigação bruta máxima serve de base para o cálculo da vazão de projeto da instalação. Para os períodos restantes da campanha de irrigação, é necessário variar a frequência e/ou a duração da irrigação, mantendo-se constante a vazão da instalação, para compensar as menores necessidades hídricas da cultura. Na maioria das vezes, por questões de operacionalidade, é mais conveniente variar a duração da irrigação mantendo-se constantes a vazão da instalação e o turno de rega.

Exemplo 3.1 - Determinar a necessidade de irrigação bruta máxima de uma cultura de banana a irrigar por gotejamento (em mm/dia e em L/planta/dia), para o mês de máxima demanda (dezembro), a partir dos seguintes dados:

- Evaporação média do tanque classe A: $E_{tanque} = 11,5$ mm/dia
- Coeficiente do tanque: $K_p = 0,70$
- Coeficiente de cultivo (bananeira): $K_c = 1,1$
- Índice de cobertura do solo: $IC = 0,70$
- Coeficiente de transmissividade: $Tr = 0,95$
- Coeficiente de uniformidade: $C_u = 90\%$
- Espaçamento da cultura = $2 \text{ m} \times 3 \text{ m}$
- Fração de água destinada a lixiviar os sais: $LR = 0,12$

E_{To} (evapotranspiração de referência) = $E_{tanque} \times K_p = 11,5 \times 0,70 = 8,1$ mm/dia.

E_{Tp} (evapotranspiração da cultura) = $E_{To} \times K_c = 8,1 \times 1,1 = 8,9$ mm/dia.

fr (fator de redução) = $IC + 0,5 (1 - IC) = 0,7 + 0,5 (1 - 0,7) = 0,85$.

N_{lm} (necessidade líquida máxima) = $E_{Tp} \times fr = 8,9 \times 0,85 = 7,6$ mm/dia

N_{bm} (necessidade de irrigação bruta máxima):

$$N_{bm} = \frac{7,6}{0,9 \times 0,88} = 9,6 \text{ mm/dia} = 9,6 \times 2 \times 3 = 57,6 \text{ L/planta/dia}$$

Lâmina, Frequência e Duração da Irrigação

Qualquer que seja o método de irrigação empregado, a lâmina de irrigação líquida máxima a ser aplicada à planta está limitada à capacidade efetiva de absorção ou armazenamento de água do conjunto solo-água-planta, conforme discutido no item 1.2.8. No

caso particular da irrigação por gotejamento, onde somente é molhada uma parte do volume de solo do terreno a irrigar, a lâmina de irrigação líquida máxima (L_{lm}) será igual ao produto entre a lâmina máxima, expressa pela Equação 1.3, e a porcentagem de solo molhado (P_m):

$$L_{lm} = \frac{1}{10} (Cc - PM) D_{ar} Y Z_r \frac{P_m}{100} \quad (3.13)$$

em que:

L_{lm} = lâmina de irrigação líquida máxima, em mm.

Cc = umidade do solo correspondente à capacidade de campo, em % do peso do solo.

PM = umidade correspondente ao ponto de murcha da cultura, em % do peso do solo.

D_{ar} = densidade aparente relativa do solo (adimensional).

Z_r = profundidade efetiva das raízes da cultura, em m.

Y = déficit hídrico tolerável, em %.

P_m = porcentagem de solo molhado.

A variável P_m representa a proporção da área ou do volume de solo molhado em relação, respectivamente, à superfície de irrigação ou ao volume total de solo irrigado. Essa proporção depende do tipo de solo, da vazão do gotejador, da lâmina de irrigação, do espaçamento dos gotejadores nas linhas laterais e da separação entre elas. Para o dimensionamento da instalação do projeto de irrigação, os valores de P_m devem ser estimados, também, em função do tipo de cultura, tipo de clima, qualidade desejada da irrigação e do custo do sistema. Um maior valor de P_m (maior quantidade de solo molhado) proporciona maior segurança ao desenvolvimento da cultura; em contrapartida, eleva o custo do sistema. Em climas úmidos, admitem-se menores porcentagens de solos molhados, visto que a irrigação, nesse caso, é aplicada de forma suplementar. Caso exista a possibilidade de ocorrência de ventos fortes na zona, deve-se molhar um maior volume de solo para favorecer o enraizamento das plantas. Nas culturas arbóreas, com grandes espaçamentos entre plantas, recomendam-se valores de P_m compreendidos entre 33 e 67%. Na irrigação de hortaliças, onde existe uma grande densidade de plantas, os valores de P_m se aproximam de 100%. O Quadro 3.7, indicado por Keller e Karmeli (1974), fornece valores de P_m em função da vazão do gotejador, da textura do solo e do espaçamento das linhas laterais. O quadro recomenda, ainda, valores dos espaçamentos entre os gotejadores (S_g) de uma mesma linha lateral, para cada vazão do gotejador e para cada uma das texturas do solo: grossa (G), média (M) e fina (F). Os valores de P_m do Quadro 3.7 são estimados para uma lâmina de irrigação aproximada de 40 mm. Para a utilização do quadro, por exemplo, com uma lâmina de irrigação de 20 mm, procura-se o valor de P_m que corresponda a uma vazão igual à metade da vazão real do gotejador. Os valores do citado quadro foram obtidos para uma distribuição de uma linha lateral para cada fileira de planta, com os gotejadores igualmente espaçados ao longo das laterais. Quando são utilizadas duas tubulações laterais por fileira de planta (ver Figura 3.17), o valor de P_m será estimado mediante a Equação 3.14.

$$P_m = \frac{P_{m1}S_1 + P_{m2}S_2}{S_h} \quad (3.14)$$

em que:

S_h = espaçamento entre fileiras de plantas.

S_1 = espaçamento entre o par de linhas laterais por cada fileira de planta.

S_2 = espaçamento maior entre as laterais = $S_h - S_1$.

P_{m1} = valor de P_m do Quadro 3.7 onde $S_1 = S_L$.

P_{m2} = valor de P_m do Quadro 3.7 onde $S_2 = S_L$.

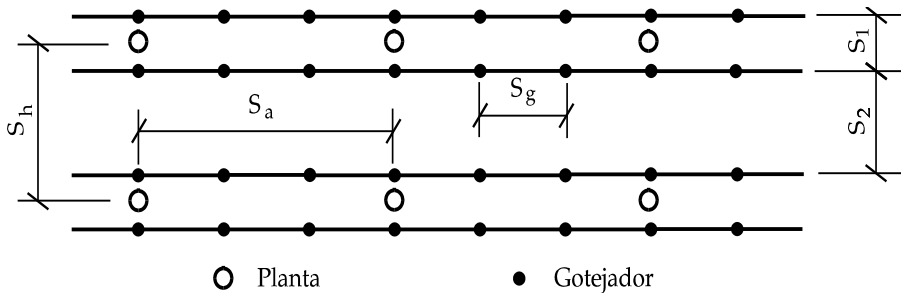


Figura 3.17 - Duas linhas laterais por fileira de planta

Quadro 3.7 - Valores estimados de P_m (Keller e Karmeli, 1974)

Espaçamento das linhas Laterais (m) S _L	Vazão do gotejador (L/h)														
	< 1,5			2,0			4,0			8,0			> 12,0		
	Textura do solo e espaçamento recomendados S _g entre gotejadores (m)														
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
	0,2	0,5	0,9	0,3	0,7	1,0	0,6	1,0	1,3	1,0	1,3	1,7	1,3	1,6	2,0
0,8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1,2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1,5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2,0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2,5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3,0	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3,5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4,0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4,5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5,0	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6,0	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

O valor de S_1 da Equação 3.14 deve ser igual ao maior valor de S_L do Quadro 3.7, extraído em função do maior valor de P_m , obtido, por sua vez, a partir da vazão do gotejador e da textura do solo correspondente. Como exemplo, para um gotejador de 2 L/h, em um solo de textura fina ($S_g = 1,0$ m), o valor de S_L , extraído do Quadro 3.7, seria igual a 1,2 m e P_{m1} seria igual a 100%. Para esse mesmo gotejador, em um solo de textura grossa ($S_g = 0,3$ m) S_1 e P_{m1} assumiriam, respectivamente, os valores 0,8 m e 50%. Da mesma maneira, P_{m2} será a porcentagem correspondente, onde S_2 é igual S_L , para a vazão e textura consideradas.

Exemplo 3.2 - Utilizando o Quadro 3.7, estimar os valores de P_m e os espaçamentos entre gotejadores, ao longo das linhas laterais, para as seguintes condições:

- a) Uma linha lateral por fileira de planta; lâmina de irrigação de 40 mm.
- b) Duas linhas laterais por fileira de planta; lâmina de irrigação de 20 mm.

A vazão nominal dos gotejadores é de 4 L/h, o espaçamento das fileiras das árvores é igual a 4 metros, e o solo é de textura média.

Para a primeira condição, “a”, com $q = 4$ L/h, solo de textura média (M) e $S_L = 4$ m, obtém-se, pelo Quadro 3.7, o espaçamento entre gotejadores (S_g) igual a 1,0 m e $P_m = 30$ %.

Na condição “b”, com a lâmina de irrigação igual a 20 mm, devem ser obtidos os valores de P_m e de S_g correspondentes a uma vazão igual à metade da vazão real ($q = 2 \text{ L/h}$), visto que a lâmina de projeto do exemplo é igual à metade da dotação que originou os dados do Quadro 3.7. Portanto, mediante o Quadro 3.7: $S_g = 0,7 \text{ m}$, $S_1 = 0,8 \text{ m}$, $P_{m1} = 100\%$, $S_2 = 4,0 - 0,8 = 3,2 \text{ m}$, e $P_{m2} = 25\%$.

$$P_m = \frac{100 \times 0,8 + 25 \times 3,2}{4} = 40\%$$

Quando se trata da irrigação com vários gotejadores por planta, ou com gotejadores de múltiplas saídas, o valor de P_m pode ser estimado pela Equação 3.15.

$$P_m = 100 \frac{n S_g l}{S_a S_h} \quad (3.15)$$

em que:

n = Número de gotejadores por planta.

S_g = Separação entre os gotejadores distribuídos por planta.

l = Largura da faixa úmida. Seu valor é obtido da mesma forma que se determina o valor de S_l da Equação 3.14.

S_a = Espaçamento entre plantas na mesma linha.

S_h = Espaçamento entre fileiras de plantas.

Após a determinação das necessidades de irrigação líquidas (N_l) e da lâmina de irrigação líquida máxima (L_{lm}), poderão ser obtidas as frequências máximas de irrigação, por meio da relação:

$$F_{\text{máx}} (\text{dias}) = \frac{L_{lm} (\text{mm})}{N_l (\text{mm/dia})} \quad (3.16)$$

Ao passo que varia a necessidade líquida (N_l) ao longo da campanha de irrigação, varia, também, a frequência de irrigação máxima. No período crítico (de máxima demanda), quando o valor de N_l é máximo, o valor de $F_{\text{máx}}$ será mínimo (menor número de dias). Os valores de $F_{\text{máx}}$, obtidos pela Equação 3.16, devem ser arredondados para números inteiros imediatamente inferiores. Esses valores servem de referências para o projetista adotar as frequências de irrigação de projeto que, evidentemente, não devem ultrapassar os valores calculados pela equação anterior. Os intervalos reais de irrigação (F_r) nos sistemas por gotejamento são, normalmente, pequenos por conta das razões já comentadas no início deste capítulo. Esses intervalos variam, geralmente, de um dia, para os períodos de máxima demanda hídrica, até três ou quatro dias, para os períodos de menores demandas.

Em função dos intervalos de irrigação adotados, determinam-se as lâminas de irrigação brutas através da Equação 3.17.

$$L_b = N_b \times F_r \quad (3.17)$$

em que:

L_b = lâmina de irrigação bruta, correspondente ao período de irrigação determinado, em mm.

N_b = necessidade de irrigação bruta, correspondente ao período de irrigação determinado, em mm/dia.

F_r = frequência ou intervalo de irrigação, correspondente ao período de irrigação determinado, em dias.

A duração ou tempo de irrigação em cada período se calcula, diretamente, pela Equação 3.18.

$$t_r = \frac{L_b S_L S_g}{q} \quad (3.18)$$

em que:

t_r = duração da irrigação, em horas.

L_b = lâmina de irrigação bruta, em mm.

S_L = separação entre linhas laterais, em m.

S_g = separação entre gotejadores na linha lateral, em m.

q = vazão nominal do gotejador, em L/h.

Quando se irriga com “n” gotejadores por planta, a duração da irrigação pode ser obtida pela Equação 3.19, na qual “A” é a área correspondente aos espaçamentos entre plantas.

$$t_r = \frac{L_b A}{n q} \quad (3.19)$$

O número de unidades de irrigação ou subparcelas, que podem ser irrigadas durante o intervalo de irrigação, determina-se a partir da Equação 3.20.

$$N \leq \frac{F_r t_h}{t_r} \quad (3.20)$$

em que:

N = número inteiro de unidades de irrigação.

F_r = intervalo de irrigação.

t_h = número de horas diárias disponíveis para a irrigação.

t_r = duração da irrigação.

O número de horas diárias disponíveis para a irrigação (t_h) pode ser considerado igual a 24. Contudo, levando-se em conta a possibilidade de não irrigar no horário de ponta, no qual a energia é bem mais cara, deve-se adotar um valor para t_h inferior a 21 horas. A vazão total da instalação no período de máxima demanda será igual a:

$$Q = 10 \frac{A L_{bm}}{N t_r} \quad (3.21)$$

em que:

Q = vazão da instalação, em m³/h.

A = superfície da área a irrigar, em ha.

L_{bm} = lâmina de irrigação bruta no período de máxima demanda, em mm.

N = números de unidades de irrigação.

t_r = duração da irrigação, em horas.

Exemplo 3.3 - Determinar o número de unidades de irrigação e a vazão total da instalação de uma parcela a irrigar de 6,48 ha, a partir dos seguintes dados:

- a) Necessidade de irrigação bruta no período de máxima demanda = 9,6 mm/dia.
- b) Lâmina de irrigação bruta no período de máxima demanda = 25,0 mm.
- c) Vazão do gotejador = 4 L/h.
- d) Espaçamento da cultura = 1,5 m × 3,0 m.

Frequência máxima de irrigação no período de máxima demanda:

$$F_{\text{máx}} = \frac{25,0 \text{ mm}}{9,6 \text{ mm/dia}} = 2 \text{ dias}$$

Frequência de irrigação real adotada no período de máxima demanda: $F_r = 1 \text{ dia}$

Lâmina de irrigação bruta máxima: $L_{\text{bm}} = 9,6 \text{ mm/dia} \times 1 \text{ dia} = 9,6 \text{ mm}$

Duração da irrigação no período de máxima demanda:

$$t_r = \frac{9,6 \text{ mm} \times 1,5 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}}{4 \text{ L/h}} = 10,8 \text{ horas}$$

Adotando-se uma duração da irrigação de 11 horas, a lâmina bruta máxima passa a ser igual a $(11 \times 4)/(1,5 \times 3,0) = 9,8 \text{ mm}$.

O número de unidades de irrigação (N), para 12 horas diárias disponíveis para a irrigação, será:

$$N = \frac{1 \times 12 \text{ h}}{11 \text{ h}} = 1,1$$

Adota-se, portanto, uma unidade de irrigação de 6,48 ha.

Vazão total da instalação:

$$Q = 10 \times \frac{6,48 \text{ ha} \times 9,8 \text{ mm}}{1 \times 11 \text{ h}} = 57,7 \text{ m}^3/\text{h} = 16 \text{ L/s}$$

3.4.2 - Esquema da Instalação e Critério de Dimensionamento

Após a obtenção das características hidráulicas básicas da irrigação por gotejamento, faz-se necessário definir o esquema da instalação na parcela e o critério hidráulico de dimensionamento da rede de tubulações do sistema. O esquema da instalação compreende a divisão da parcela em um número de unidades e subunidades operacionais de irrigação e o consequente traçado das linhas laterais, tubulações de derivação e da rede de distribuição. Uma subunidade operacional de irrigação representa a área irrigada da parcela controlada por um regulador de pressão, enquanto que uma unidade de irrigação compreende o conjunto de subunidades que são irrigadas simultaneamente por turnos.

O critério hidráulico de dimensionamento do sistema de irrigação por gotejamento consiste no estabelecimento das variações admissíveis de pressão na instalação ao longo da rede de distribuição.

A Figura 3.18 mostra três parcelas com distintos esquemas de distribuição de suas instalações. A parcela 1 está composta somente de uma unidade de irrigação, com uma tubulação de distribuição ou derivação, que conecta diretamente o cabeçal de controle ou a tomada da parcela às linhas laterais. A variação de pressão na parcela pode ser controlada mediante três opções: por meio de uma válvula situada na tomada d'água; por meio de válvulas localizadas nas entradas das linhas laterais; ou com a instalação de gotejadores autocompensantes. Na primeira opção, a perda de carga admissível em toda parcela será repartida entre as linhas laterais e a tubulação de derivação. Em uma parcela plana, considera-se, de forma aproximada, que a metade da perda de carga admissível se produz nas

laterais e a outra metade na tubulação de derivação. Essa primeira opção é a mais adequada quando existe limitação de pressão na cabeceira da parcela. Da mesma forma que ocorre na irrigação por aspersão, a perda de carga ao longo da parcela é restringida para se evitar que a variação da vazão dos gotejadores comprometa a uniformidade da irrigação. A variação máxima da vazão, normalmente admitida em uma parcela, é de 10% da vazão nominal dos gotejadores, o que corresponde a uma variação de 10% na pressão nominal dos gotejadores de regime laminar, ou de 20% nos emissores de regime turbulento (ver regra dos 20%, item 4.6). Esse limite nada mais é do que uma recomendação ao projetista e se admitem valores maiores quando a irrigação não requer uma alta uniformidade de distribuição das vazões, ou quando o custo da instalação é um fator limitante do projeto. Caso seja adotada a segunda opção, não será necessário limitar a variação de pressão ao longo da tubulação de derivação e, por isso, toda a perda de carga admissível na parcela poderá ocorrer nas linhas laterais. Assim, poderão ser selecionadas linhas laterais mais longas e/ou com menor diâmetro que, conseqüentemente, contribuirão para um menor custo unitário. Deve-se comparar a economia decorrente da utilização de laterais de menor diâmetro, com o custo elevado produzido pelo conjunto de válvulas requeridas na instalação, para se tomar a decisão da melhor alternativa.

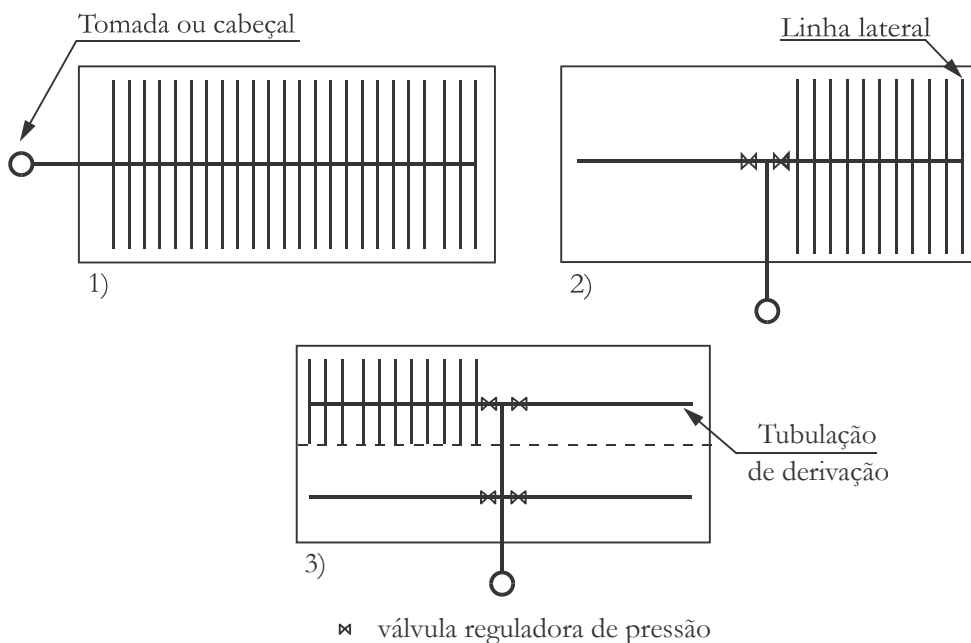


Figura 3.18 - Esquema de várias instalações de sistemas de irrigação por gotejamento

As linhas laterais têm um peso considerável no custo de uma instalação de irrigação por gotejamento, por conta da grande densidade dessas tubulações na área beneficiada. Um hectare de hortaliça irrigada por gotejamento, com linhas espaçadas a cada meio metro, necessita de 20.000 metros de tubulações laterais.

Os gotejadores autocompensantes da terceira opção garantem uma aceitável uniformidade de descarga, mesmo que exista uma variação de pressão ao longo e entre linhas laterais. Em tal caso, poderão ser adotados menores diâmetros para as laterais e praticamente não se necessitará de válvulas reguladoras de pressão na parcela de irrigação. A viabilidade econômica da última alternativa pode ser verificada comparando-se o aumento de custo decorrente da utilização dos gotejadores autocompensantes com a economia proporcionada pelas tubulações de menores diâmetros, sem válvulas reguladoras de pressão. Além do mais, haveria de considerar-se o aumento das perdas de carga provocadas pelos diâmetros menores não comprometeria o custo de energia ou a carga disponível na cabeceira da parcela.

A relação entre as pressões requeridas nas tomadas d'água das parcelas e o custo total de implantação e operação do projeto de irrigação é um fator fundamental no dimensionamento da instalação.

As parcelas 2 e 3 da Figura 3.18 estão dotadas de duas e quatro subunidades de irrigação, respectivamente. Os critérios de projeto, quanto à forma de conter as variações de pressão e vazão nas subunidades de irrigação, são os mesmos descritos anteriormente para o exemplo da parcela 1. Os traçados das tubulações de distribuição e das linhas laterais seguem as mesmas recomendações adotadas para os traçados das tubulações nas parcelas dos sistemas de irrigação por aspersão convencional fixo, descritos no item 2.7.

3.5 - Sistema de irrigação por Gotejamento Subterrâneo

O sistema de irrigação por gotejamento subterrâneo é aquele que aplica água sob a superfície do solo, a uma profundidade variável entre 10 e 50 centímetros. Utiliza gotejadores especiais, com características antisucção, autolimpante e antiobstrução, para evitar que os emissores sofram obstruções pela intrusão de partículas do solo e/ou pelas raízes das plantas, o que inviabilizaria o processo de irrigação às raízes das culturas. O sistema possui a grande vantagem da aplicação da água diretamente à zona radicular das plantas, o que elimina, praticamente, as perdas de água por evaporação, aumentando, ainda mais, a sua eficiência. São aplicados a, praticamente, todo tipo de cultivo; nos arbóreos, os sistemas subterrâneos não devem irrigar solos muito arenosos pela percolação excessiva produzida nesse tipo de textura. Para os cultivos extensivos (cana-de-açúcar, por exemplo), os sistemas subterrâneos são mais adequados a solos de texturas médias a argilosas.

Com a alta eficiência de irrigação, que chega a valores superiores a 95%, associada à operação com baixas pressões, o gotejamento subterrâneo é, também, altamente eficiente em termos da energia requerida ao bombeamento do seu sistema de abastecimento. Devido à característica de não molhar a superfície do terreno, a área irrigada terá uma menor incidência de plantas invasoras, assim como a cultura irrigada estará menos vulnerável a enfermidades criptogâmicas, pela menor quantidade de umidade na superfície da área irrigada. Existe, ainda, a possibilidade da utilização de águas residuárias no sistema de irrigação subterrânea, visto que não há contato da água com as pessoas nem com as folhas e os frutos das plantas cultivadas.

Para uma mesma vazão do emissor, a área e o volume molhado do bulbo úmido à disposição das raízes das plantas são maiores no gotejamento subterrâneo comparado ao superficial. A Figura 3.19 mostra a formação do bulbo úmido para o gotejador superficial e o subterrâneo, para solos de diferentes texturas.

Aliado à fertirrigação, o gotejamento subterrâneo pode ser, potencialmente, considerado o sistema de irrigação que proporciona a maior produtividade agrícola de determinadas culturas, para solos de textura média a argilosa. A sua aplicação tem sido

incrementada, consideravelmente, na irrigação da cana-de-açúcar, com resultados extremamente positivos, principalmente em relação à produtividade e longevidade da cultura. Para esse cultivo, é o sistema de irrigação que tem apresentado, atualmente, a maior taxa de crescimento anual, resultante das características técnicas de aplicação de água, fertilizantes e agrotóxicos diretamente à zona radicular, além de proporcionar maior economia de água, energia elétrica e mão de obra, em comparação com outros sistemas de irrigação. Profissionais da Universidade Federal Rural de Pernambuco (Nascimento et al., 2009) realizaram uma pesquisa de campo para comparar a eficiência de aplicação dos sistemas de irrigação por gotejamento subterrâneo e por pivô central, no cultivo da cana-de-açúcar na região da mata canavieira de Alagoas. Como resultado desse trabalho, a eficiência de aplicação do gotejamento subterrâneo alcançou 99%, frente ao valor de 72,4% obtido para o pivô central.

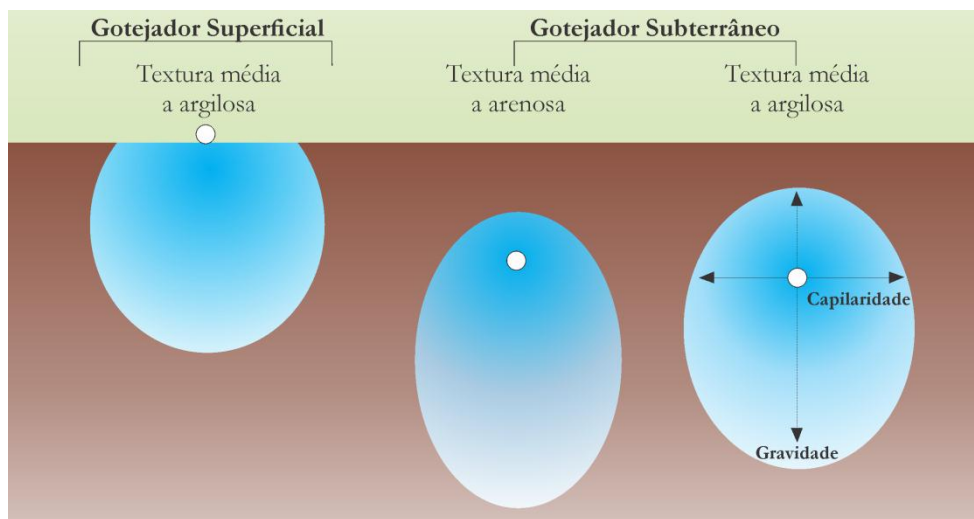


Figura 3.19 – Forma do bulbo úmido para o gotejador superficial e subterrâneo

Com excessão do Cabeçal de Controle, a instalação desse sistema é totalmente fixa e enterrada, incluindo as peças de conexão e controle, tais como válvulas e ventosas, o que facilita, enormemente, a mecanização e o manejo agrícola da área irrigada, além de evitar o impacto ambiental visual. Os componentes enterrados de plástico (tubulações, gotejadores e peças de conexão e controle) terão maior durabilidade, e o sistema, como um todo, estará isento de vandalismos e de ataques de animais roedores. A Figura 3.20 ilustra a instalação no campo de um sistema de irrigação por gotejamento subterrâneo.

Em resumo, as vantagens do sistema por gotejamento subterrâneo são:

- Maior economia de água, de fertilizantes e de energia.
- Maior uniformidade de irrigação.
- Possibilidade de utilização de águas residuárias.
- Menor incidência de enfermidades criptogâmicas.
- Menor incidência de plantas invasoras.
- Melhor manejo agrícola pela ausência de tubulações sobre o terreno.
- Maior vida útil dos materiais do sistema de irrigação.

- Ausência de vandalismos e ataques de animais roedores.
- Não há impacto ambiental visual.
- Aumenta a produtividade da cultura irrigada.



Figura 3.20 - Instalação do sistema subterrâneo no campo (Fonte: López, 2013)

O projeto hidráulico de um sistema por gotejamento subterrâneo é semelhante ao de uma instalação por gotejamento superficial, com a diferença que no subterrâneo haverá ventosas de duplo efeito (permitem a entrada e a saída de ar na tubulação) e válvulas anti-vácuo em toda a rede de distribuição de água, para evitar subpressões nas linhas laterais. A evacuação de ar é necessária para impedir a entrada de partículas do solo nos orifícios dos emissores.

As linhas laterais devem ser posicionadas de maneira que os gotejadores fiquem situados na parte superior da tubulação. Os gotejadores são especiais para a irrigação subterrânea; as vazões variam entre 1 e 3,5 L/h; são autocompensantes e antisucção; são constituídos de uma esfera que se movimenta dentro do pequeno tubo que compõe o corpo do gotejador, vedando a entrada de ar e de solução de solo.

No sistema subterrâneo, deve haver coletores de drenagem ou de limpeza nas extremidades das linhas laterais, conforme o esquema mostrado na Figura 3.21. A água da irrigação, após percorrer as linhas laterais, é captada nos drenos coletores e, devido à sua pressão residual, ela é evacuada pelas extremidades dos coletores, que são dotados de ventosas e válvulas de esfera. É recomendável efetuar limpezas com os coletores com uma frequência que varia entre uma e duas semanas.

Deve-se ter em conta a textura do solo e o tipo de cultura para se estabelecer a distância entre emissores na mesma linha; para culturas extensivas, é conveniente que a irrigação proporcione uma faixa contínua de umidade sob o terreno cultivado e, nesse caso, recomendam-se espaçamentos entre gotejadores e entre linhas de 0,6 m $\times$ 0,6 m a 0,75 m $\times$ 0,75 m. Para a irrigação da cana-de-açúcar, dependendo do tipo de solo, a distância entre emissores numa mesma linha pode variar de 0,30 a 1,0 m. Na irrigação de jardins e gramados esportivos, o espaçamento recomendado é de 0,30 m $\times$ 0,30 m. Para culturas arbóreas, pode-

se optar por uma ou duas linhas gotejadores por plantas, com espaçamentos entre emissores variando de 0,75 a 1,3 metros, segundo o tipo de cultura e textura do solo.

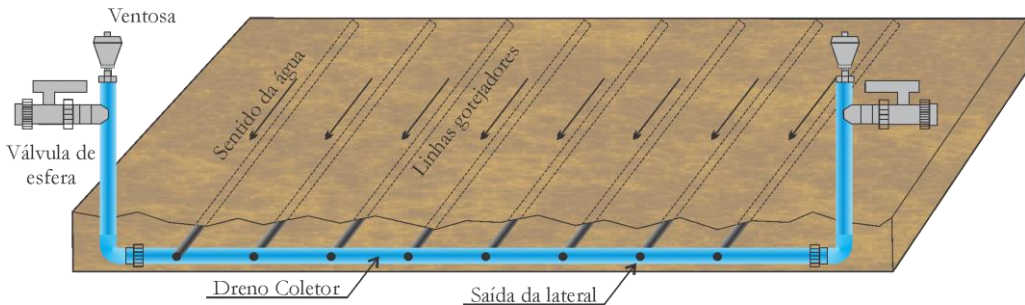


Figura 3.21 – Instalação de drenos coletores nas linhas laterais (Adaptado de López, 2013)

A profundidade de instalação das linhas de gotejadores depende da profundidade efetiva do sistema radicular da cultura a irrigar. No Quadro 3.8 são recomendadas profundidades das linhas de gotejadores segundo o tipo da cultura a irrigar.

Quadro 3.8 - Profundidade das linhas de gotejadores segundo o cultivo a irrigar

Tipo de Cultivo	Profundidade (cm)
Oliveiras, vinhedos, cítricos	30 - 40
Algodão, milho, tomate	30 - 45
Cana-de-açúcar	25 - 30
Plantas forrageiras	30 - 40
Hortaliças de raízes profundas	25 - 30
Batatas e hortaliças de raízes superficiais	05 - 10

Em virtude da possível ocorrência de estresse hídrico das plantas cultivadas, pode haver a intrusão de raízes nos orifícios dos gotejadores, ocasionando prejuízo ao sistema de irrigação. A obstrução dos gotejadores pelas raízes pode ser evitada adotando as seguintes medidas: irrigar sempre com frequência máxima, com pressões de serviço superiores a 5 mca, utilizar adubos ácidos e aplicar herbicidas segundo o tipo de solo. Recomenda-se utilizar o herbicida Pendimetalina, com uma dosagem de 0,25 a 0,50 mL por emissor, com uma aplicação anual para solos de texturas médias a argilosas e com duas aplicações por ano para solos de texturas médias a arenosas. Uma alternativa seria aplicar 0,13 mL de Trifluralina por gotejador, duas a três vezes por ano em solos argilosos, e três a quatro vezes por ano em solos arenosos.

Outra limitação do gotejamento subsuperficial é relacionada ao estabelecimento inicial da cultura. Por não umedecer a superfície do solo, o sistema não proporciona condições satisfatórias de umidade para a germinação de sementes ou pegamento de mudas. Portanto, é necessário o uso de um sistema de irrigação complementar na fase inicial, frequentemente por aspersão, o que aumenta os custos do empreendimento. É um sistema de difícil manutenção, por não permitir acompanhar visualmente e testar o funcionamento dos emissores que se encontram enterrados. É potencialmente susceptível ao acúmulo de sais na camada

compreendida entre a superfície do solo e a região acima da lateral, bem como à intrusão ou penetração de raízes nas linhas laterais dos gotejadores.

3.6 - Sistema de Irrigação por Microaspersão

A microaspersão é uma alternativa de irrigação intermediária entre a irrigação por aspersão convencional fixa e a irrigação por gotejamento superficial. A diferença fundamental entre o sistema por microaspersão e o sistema por aspersão convencional fixo é que no primeiro se utiliza, na maioria das vezes, um aspersor (microaspersor) para cada planta (árvore) da cultura irrigada. A instalação do sistema de irrigação por microaspersão possui tubulações laterais porta-microaspersores, tubulações de derivação, uma rede de tubulações de distribuição e um cabeçal de controle, da mesma forma que existe na instalação de um sistema por gotejamento superficial. As tubulações laterais são normalmente de polietileno ou de PVC de diâmetros que variam, em geral, entre 16 e 40 mm. A conexão dos microaspersores às tubulações laterais é efetuada, geralmente, mediante pequenos tubos de polietileno, apoiados em pequenas hastes colocadas verticalmente sobre o terreno (ver Figuras 3.22 e 3.23). Os emissores se posicionam a uma altura sobre o terreno que, geralmente, varia entre 10 e 30 centímetros. Algumas vezes os microaspersores são conectados, também, diretamente às laterais.



Figura 3.22 - Irrigação por microaspersão em um plantio de acerola

Os microaspersores dispõem somente de um bocal, de diâmetro compreendido entre 0,8 e 1,8 mm, cuja declividade com a horizontal varia entre 4 e 7%. Funcionam a uma pressão de serviço situada entre 10 e 20 mca e distribuem vazões entre 20 e 140 L/h a um alcance que varia entre 1 e 3 metros. A Figura 3.24 ilustra a operação de um gotejador numa irrigação de um plantio de laranja. Existem, também, os microaspersores setoriais, que são utilizados quando não se pretende molhar permanentemente os troncos das árvores, para evitar possíveis problemas fitossanitários. Há, ainda, os microaspersores empregados para regar jardins, como mostrado na Figura 3.25.

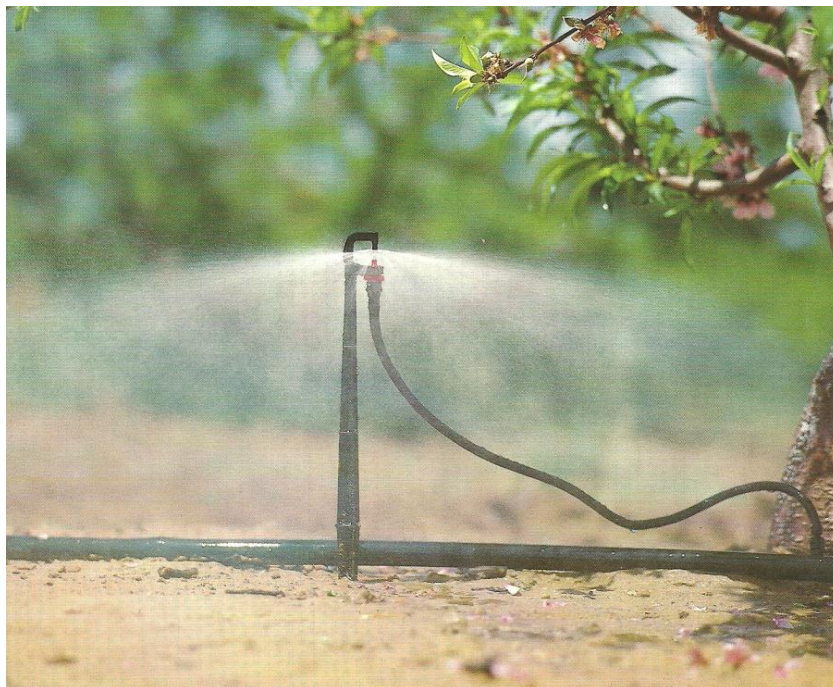


Figura 3.23 - Haste com microaspersor



Figura 3.24 – Microaspersor

Os intervalos de irrigação empregados no sistema por microaspersão são, geralmente, menores do que os intervalos utilizados na irrigação por aspersão convencional e maiores do que os turnos de rega do sistema por gotejamento.



Figura 3.25 – Rega de jardim com microaspersor

O sistema de irrigação por microaspersão é mais adequado para irrigar culturas arbóreas, em solos de textura grossa (de alta permeabilidade), nos quais o sistema por gotejamento apresenta determinados inconvenientes. Em solos muito permeáveis, o bulbo úmido, derivado da irrigação por gotejamento, se aprofunda bastante e se desenvolve muito pouco na direção horizontal. Dessa maneira, parte da irrigação se perde por percolação, e o volume decorrente de solo molhado é insuficiente para alimentar as raízes das árvores (ver Figura 3.26.a). Na irrigação por microaspersão, esse inconveniente é superado, pois o volume proporcionado de solo molhado é suficiente para alimentar as raízes das plantas (Figura 3.26.b).

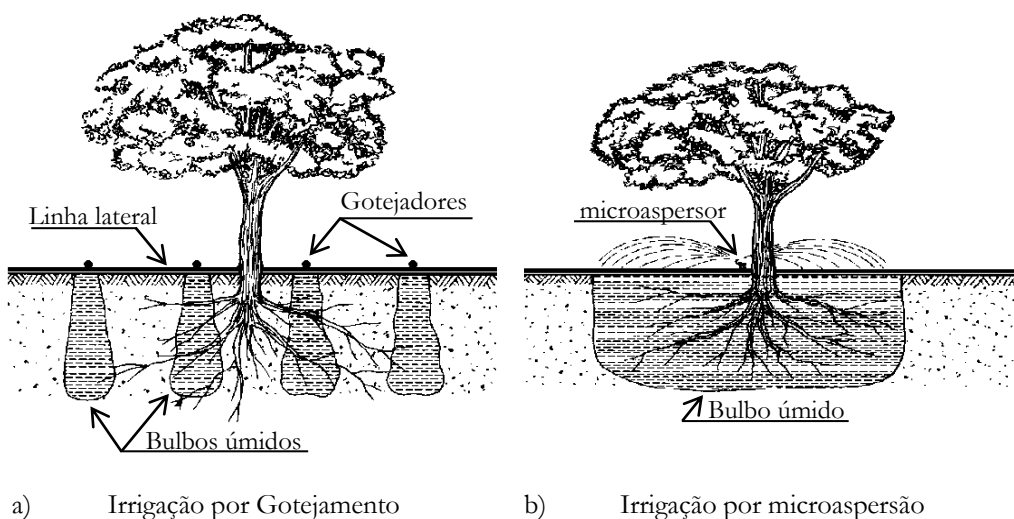


Figura 3.26 - Bulbos úmidos em solo de alta permeabilidade

Em relação à irrigação por gotejamento, a microaspersão apresenta outras vantagens e desvantagens, que são comentadas a seguir:

Uniformidade de irrigação: A irrigação por microaspersão, na maioria das vezes, apresenta maior uniformidade comparada à irrigação por gotejamento. A seção de passagem da água nos microaspersores é maior que a dos gotejadores, o que faz com que os primeiros sejam menos propensos às obstruções que prejudicam a uniformidade da irrigação. Além do mais, as pequenas imperfeições de fabricação dos microaspersores influenciam menos na variação das vazões do que as pequenas irregularidades de fabricação dos gotejadores. No entanto, com a utilização de emissores autocompensantes, a irrigação por gotejamento apresenta, normalmente, maior uniformidade do que a irrigação por microaspersão. As pressões de serviço dos microaspersores são, em geral, maiores do que as pressões de funcionamento dos gotejadores. Como consequência disso, as variações de pressão nas subunidades de irrigação - produzidas pelas perdas de carga nas tubulações e por diferenças de cotas - afetarão menos as vazões dos microaspersores que as vazões dos gotejadores.

Eficiência: Na irrigação por microaspersão, as perdas de água por evaporação, por escoamento superficial e por percolação são maiores, em comparação com as perdas que ocorrem na irrigação por gotejamento. Quantifica-se que a eficiência na irrigação por microaspersão é entre 5 e 10% menor do que a eficiência na irrigação por gotejamento.

Sais no solo: Os sais que se acumulam no solo afetam menos a cultura quando irrigada por microaspersão do que quando irrigada por gotejamento. Na irrigação por microaspersão os sais se concentram em zonas mais distantes, devido a um maior volume de solo molhado pelos microaspersores. A lavagem dos sais é realizada, também, com maior facilidade na irrigação com microaspersores.

Custo de investimento e operação do sistema de irrigação: O custo de investimento do sistema de irrigação por microaspersão, em geral, não difere muito do custo de investimento do sistema por gotejamento. A diferença do custo de implantação de ambos os sistemas dependerá, principalmente, do espaçamento da cultura a ser irrigada e da qualidade dos emissores a serem utilizados (gotejadores e microaspersores). No entanto, o custo de operação dos sistemas por microaspersão é, de maneira geral, ligeiramente superior ao custo de operação dos sistemas por gotejamento. A energia do bombeamento, necessária para alimentar os microaspersores é, normalmente, maior do que a energia requerida na irrigação por gotejamento, devido a que os microaspersores funcionam com pressões de serviço superiores às exigidas pelos gotejadores. Pode-se acrescentar, também, que a manutenção dos microaspersores requer um pouco mais de cuidado, em comparação com a dos gotejadores.

Dimensionamento: O dimensionamento da instalação de um sistema por microaspersão é realizado utilizando a mesma metodologia de dimensionamento de um sistema de irrigação por gotejamento. No Apêndice A, encontra-se um exemplo completo de um projeto de irrigação localizada (por gotejamento e microaspersão).

Capítulo 4

DIMENSIONAMENTO DAS TUBULAÇÕES DAS REDES DE IRRIGAÇÃO

4.1 - Introdução

Entre as várias etapas necessárias para a elaboração de um projeto de irrigação pressurizado se encontra a de dimensionamento das tubulações. Estas devem ser capazes de transportar e abastecer, em cada tomada d'água, a vazão requerida pelo projeto, à pressão adequada para a irrigação. A solução do problema se baseia na hidráulica dos condutos forçados e possui também um componente econômico fundamental, como é habitual na maioria dos problemas existentes na engenharia.

O conteúdo deste capítulo trata do dimensionamento das tubulações dos sistemas de irrigação sob pressão, cujas metodologias de cálculo podem ser aplicadas, indistintamente, a qualquer modalidade de irrigação pressurizada (aspersão convencional, canhão hidráulico, pivô central, gotejamento, microaspersão, etc.). Expõem-se as questões hidráulicas básicas que intervêm no dimensionamento dos condutos forçados (regime hidráulico nas tubulações e perda de energia durante o escoamento d'água) e os procedimentos de cálculo das tubulações, fundamentados exclusivamente em requerimentos hidráulicos. No capítulo 8 é descrito um método de dimensionamento de redes ramificadas baseado em objetivos hidráulicos e econômicos, de forma que sejam atendidos os requerimentos hidráulicos, com o mínimo custo de implantação e operação da instalação.

4.2 - Escoamento e Regime do Fluxo d'Água nas Tubulações

Diz-se que o escoamento de água em uma tubulação é *permanente* quando suas características físicas (velocidade, pressão, temperatura e massa específica) permanecem invariáveis com o tempo, em qualquer ponto da massa fluida. Caso essas características variem com o tempo o escoamento é denominado *não permanente*. O escoamento permanente pode ser, por sua vez, *uniforme* ou *variado*, conforme a velocidade permaneça constante ou não ao longo das trajetórias das partículas do fluido (linhas de corrente).

Nas condições práticas de funcionamento dos sistemas de distribuição de água, não existe o escoamento permanente no sentido estrito definido anteriormente. No entanto, caso se analisem os valores médios das características físicas do fluido em cada seção do escoamento, alguns sistemas hidráulicos de distribuição podem ser considerados, para efeitos práticos, como permanentes e uniformes. Este é o caso, por exemplo, do escoamento d'água através das tubulações de seção constante dos sistemas de irrigação sob pressão, onde a velocidade média da água é praticamente a mesma ao longo de todo o conduto e se mantém aproximadamente invariável no tempo. Entretanto, nas mudanças de seção dos condutos (cones de redução, curvas e tês de bifurcação) o escoamento passa a ser permanente e variado, e nas linhas laterais, com descargas em série (nas tomadas de irrigação), o fluxo é permanente e *espacialmente variado*.

No dimensionamento dos sistemas de irrigação pressurizados devem ser consideradas, também, as situações transitórias do escoamento através das tubulações, que podem ser

provocadas pela abertura e fechamento de válvulas, pela evacuação de ar dos condutos, nas manobras de arranque e na parada do bombeamento, etc. As sobrepressões produzidas por *golpes de ariete*, decorrentes de escoamentos transitórios, podem romper as tubulações nos casos em que estas não estejam devidamente dimensionadas para suportar tais sobrecargas.

Com relação ao regime do fluxo d'água em uma tubulação, este pode ser *laminar*, *turbulento* ou *crítico*. No regime laminar, o fluxo se realiza em filetes ou lâminas líquidas paralelas, entre as quais não existem intercâmbios de partículas. No regime turbulento, as partículas de água escoam em trajetórias irregulares ao longo do conduto, enquanto que o fluxo crítico se caracteriza por uma situação transitória entre os regimes laminar e turbulento.

Uma diferença fundamental entre os dois regimes é que a perda de carga ao longo do conduto é mais elevada no regime turbulento do que no regime laminar. Neste último a perda de carga varia diretamente com a velocidade média do escoamento, enquanto que no regime turbulento a perda varia com o quadrado da velocidade. Em geral, o regime hidráulico nas tubulações é sempre turbulento, exceto quando as velocidades são extremamente baixas (próxima ao repouso).

É possível conhecer o regime de fluxo em uma tubulação por meio de um parâmetro adimensional denominado *número de Reynolds* (Re), que se obtém mediante a relação:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (4.1)$$

em que:

V = velocidade média do fluxo.

D = diâmetro interno da tubulação.

ν = viscosidade cinemática do líquido (Ver dados de ν no Quadro 4.1).

Com base em resultados experimentais, obtidos em condições normais de escoamento nas tubulações, os regimes de fluxo são classificados em função do número de Reynolds, de acordo com as seguintes relações:

$$\begin{aligned} Re < 2000 &\rightarrow \text{Regime laminar} \\ Re > 4000 &\rightarrow \text{Regime turbulento} \\ 2000 \leq Re \leq 4000 &\rightarrow \text{Regime crítico} \end{aligned}$$

Quadro 4.1 - Viscosidade cinemática da água segundo sua temperatura

T (°C)	ν (m ² /s × 10 ⁻⁶)	T (°C)	ν (m ² /s × 10 ⁻⁶)
0	1,787	25	0,893
5	1,519	30	0,801
10	1,307	35	0,742
15	1,140	40	0,658
20	1,004	45	0,602

O valor crítico inferior do número de Reynolds (Re = 2000) está bem definido. Para valores menores de Re o regime é sempre laminar, em virtude de que qualquer perturbação produzida na corrente é sistematicamente anulada pela ação da viscosidade. No entanto, não ocorre o mesmo para o limite crítico superior, o qual depende fundamentalmente da natureza das perturbações que existam no escoamento, de modo que essa fronteira superior é

indeterminada. Em condições normais sempre existem perturbações na corrente, suficientes para desencadear a instabilidade, de modo que, na prática, valores de Re maiores do que 4000 são suficientes para que não se possa manter a situação laminar da corrente.

4.3 - 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 para irrigação, 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:

$$Q = A V = \text{cte} \quad (4.2)$$

onde A é a área da seção transversal da tubulação e V é a velocidade média de circulação da água. Nos nós de derivação também se cumpre a equação da continuidade, verificando-se que a soma de vazões admitidas no nó é igual a soma das que saem ($Q = \sum Q_i$).

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 dessas mesmas energias na seção 2, mais as perdas de energia produzidas entre as duas seções. A equação da energia, também conhecida como *equação de Bernoulli*, se expressa (em termos de energia por unidade de peso) da seguinte forma:

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (4.3)$$

em que:

$$\frac{p}{\gamma} = \text{energia de pressão.}$$

$$z = \text{energia potencial.}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \text{energia cinética.}$$

$$h_f = \text{perdas de energia ou carga entre as seções 1 e 2.}$$

Na Equação 4.3, V representa a velocidade média do escoamento na seção considerada; p a pressão; z representa a cota do ponto médio da seção com relação a um determinado plano horizontal de referência; e γ o peso específico do fluido. Os termos da equação de energia possuem unidades de comprimento e se expressam, hidraulicamente, em metros de coluna d'água. A pressão (p) se relaciona com a carga ou altura piezométrica (h) por meio da expressão $p = \gamma h$. Para a água, cujo peso específico é igual a 1000 kg/m^3 , 1 metro de coluna de água corresponde a $0,1 \text{ kg/cm}^2$. Outra unidade frequentemente utilizada é a atmosfera (Atm), que corresponde, aproximadamente, a 10 metros de coluna de água.

Nas redes hidráulicas dos sistemas de irrigação pressurizados, o termo da Equação 4.3 relativo à energia cinética ($V^2/2g$) é desprezível no cálculo geral das cargas ao longo das tubulações. Como a velocidade média nas redes de irrigação varia, geralmente, desde valores

menores do que 1 m/s, até valores próximos a 3,0 m/s, as energias cinéticas correspondentes são muito pequenas, comparadas com as outras energias da equação de Bernoulli. Portanto, a relação entre as cargas ou cotas piezométricas de dois pontos, ao longo das tubulações das redes hidráulicas dos sistemas de irrigação, reduz-se a:

$$H_1 + z_1 = H_2 + z_2 + h_f \quad (4.4)$$

onde H representa a energia de pressão por unidade de peso, que pode ser expressa em termos de altura de coluna d'água ($H = p / \gamma$).

A representação gráfica das alturas ou cotas piezométricas ($H + z$), ao longo de uma tubulação, se denomina *linha piezométrica* (ver Figura 4.1). Trata-se de uma linha reta, já que a perda de carga por atrito ao longo do conduto varia linearmente, segundo se comenta no item seguinte.

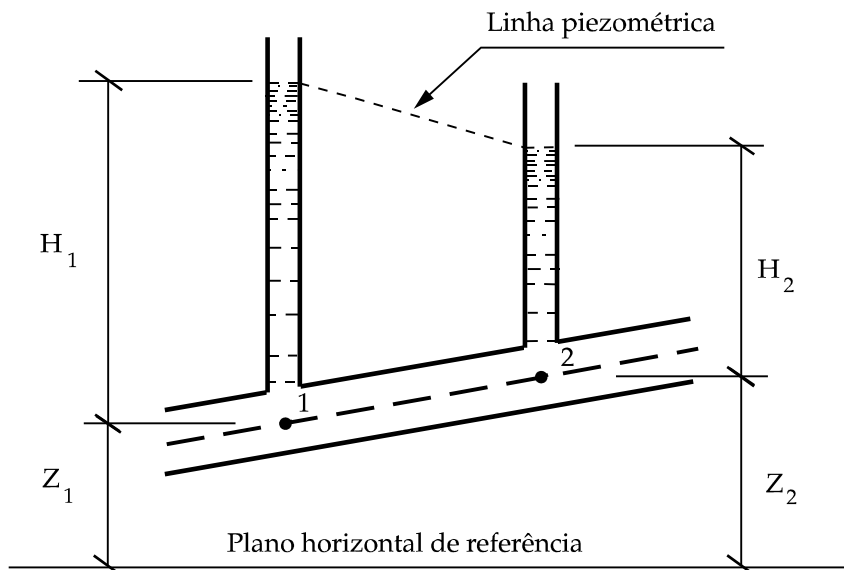


Figura 4.1 - Linha piezométrica do fluxo d'água entre os pontos 1 e 2

4.4 - Perda de Carga ao Longo do Conduto

Parte da energia que os líquidos dispõem em regime dinâmico se dissipa devido ao efeito de sua viscosidade ou atrito interno, unido ao efeito da turbulência ou dos choques entre as partículas do fluido. Essa parte da energia dissipada, que se transforma em calor, se denomina *perda de carga por atrito*, *perda de energia por atrito* ou *perda de carga contínua ao longo do conduto*. Em um escoamento uniforme e permanente de um fluido em um conduto, a perda de carga h_f , existente entre duas seções, é proporcional à distância L entre elas, e a perda de carga unitária j , decorrente da relação entre a perda total e o comprimento, permanece constante ao longo do conduto. A perda de carga por atrito depende das características físicas do fluido (viscosidade e massa específica) e das características geométricas do conduto. No caso de uma tubulação, estas características geométricas são o diâmetro interno D e a rugosidade absoluta ε das paredes internas do tubo. As perdas de carga por atrito em escoamentos permanentes e uniformes são determinadas por meio de

fórmulas empíricas, que foram desenvolvidas para distintas condições experimentais. A seleção da fórmula empírica mais adequada, entre as existentes, dependerá do nível de precisão desejado, como, também, da semelhança entre as condições hidráulicas do dimensionamento em questão, com as condições hidráulicas utilizadas no desenvolvimento da fórmula.

A fórmula empírica, que atualmente possui melhor aceitação prática, é a de Darcy-Weissbach, a qual se ajusta corretamente aos resultados experimentais. Nesta fórmula intervêm todos os parâmetros básicos dos quais depende a perda de carga contínua. Também é conhecida como fórmula *universal da perda de carga* e se expressa pela Equação 4.5:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.5)$$

em que:

h_f = Perda de carga ao longo do conduto, em mca.

V = Velocidade média de circulação da água pela seção, em m/s.

L = Comprimento da tubulação em m.

D = Diâmetro interno da tubulação, em m.

g = Aceleração da gravidade, igual a 9,8 m/s².

f = Fator de atrito.

Combinando a Equação 4.5 com a equação da continuidade ($Q = AV$), a equação de Darcy-Weissbach passa a ter a forma:

$$h_f = \frac{8f}{\pi^2 g} L \frac{Q^2}{D^5} \quad (4.6)$$

O fator de atrito “ f ” é um coeficiente adimensional que depende da rugosidade relativa do tubo (ε/D) - ε é a rugosidade absoluta - e do número de Reynolds (ver item 4.2), quando se trata de um escoamento em regime turbulento. Para um fluxo em regime laminar ($Re < 2000$) a perda de carga por atrito não depende do material da tubulação e o coeficiente f pode ser obtido diretamente pela fórmula de Poiseuille, dada pela Equação 4.7.

$$f = \frac{64}{Re} \quad (4.7)$$

Para valores de Re compreendidos entre 2000 e 4000 não existe uma função definida para a obtenção do fator de atrito (f), enquanto que em regime turbulento ($Re \geq 4000$), o coeficiente f pode ser determinado por meio da fórmula de Colebrook e White (Equação 4.8).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,71D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (4.8)$$

Os valores da rugosidade absoluta “ ε ” dependem do tipo de material e da qualidade de fabricação da tubulação. O Quadro 4.2 indica os valores médios ou intervalos de valores médios da rugosidade absoluta para diversos materiais de fabricação das tubulações hidráulicas. Valores mais precisos de ε , e também dos coeficientes de atrito das demais

fórmulas empíricas, utilizadas para determinação das perdas de carga contínuas, devem ser fornecidos pelos fabricantes dos tubos.

Quadro 4.2 - Rugosidade absoluta dos tubos (ϵ) em mm (adaptado de Azevedo Netto et al., 1998)

Material	Tubos novos	Tubos velhos
Aço galvanizado	0,015 a 0,02	0,46
Aço rebitado	0,10 a 0,30	0,60
Aço revestido	0,04	0,05 a 0,12
Aço soldado	0,004 a 0,006	0,24
Chumbo	Lisos	Lisos
Cimento-amianto	0,0025	
Cobre ou latão	Lisos	Lisos
Concreto bem acabado	0,03 a 0,10	
Concreto ordinário	0,10 a 0,20	
Ferro forjado	0,004 a 0,006	0,24
Ferro fundido	0,025 a 0,050	0,30 a 0,50
Ferro fundido com revestimento interno asfáltico	0,012	0,21
Manilhas cerâmicas	0,06	0,30
Plástico	0,001	0,001

Mediante a Equação 4.8 não é possível determinar diretamente o valor do fator de atrito “ f ”, apesar de que ele pode ser calculado por um processo iterativo simples, com o auxílio de uma planilha eletrônica ou uma máquina de calcular programável. O valor do coeficiente de atrito “ f ” pode ser obtido diretamente pela fórmula de Swamee e Jain (1976), que pode ser utilizada para $10^3 \leq Re \leq 10^8$ e $10^{-6} \leq \epsilon/D \leq 10^{-2}$ (ver Equação 4.9).

$$f = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2} \quad (4.9)$$

Os valores dos números de Reynolds, correspondentes aos escoamentos em condições normais de temperatura, nas tubulações utilizadas nos sistemas de irrigação, são sempre maiores do que 4.000. Isto implica dizer que o escoamento nas tubulações dos sistemas de irrigação pressurizados se realiza sempre em regime turbulento, com exceção do fluxo d'água através dos gotejadores laminares utilizados nos sistemas de irrigação por gotejamento.

Para escoamento turbulento em tubos lisos (plástico), com número de Reynolds inferior a 100.000, o fator de atrito f pode ser obtido diretamente pela fórmula de Blasius (ver Equação 4.10).

$$f = \frac{0,316}{Re^{0,25}} \quad (4.10)$$

A outra fórmula largamente empregada no dimensionamento das tubulações dos sistemas de irrigação pressurizados é a de Hazen-Williams (Equação 4.11), onde C representa um coeficiente de rugosidade, cujos valores podem ser obtidos através do Quadro 4.3. As

unidades das variáveis desta equação, no sistema internacional, são as mesmas da Equação 4.5 e 4.6.

$$h_f = 10,667 \frac{L}{D^{4,87}} \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852} \quad (4.11)$$

Quadro 4.3 – Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Williams (extraído de Azevedo Netto et al., 1998)

Tubos	Novos	Usados ± 10 anos	Usados ± 20 anos
Aço corrugado (chapa ondulada)	60	–	–
Aço galvanizado roscado	125	100	–
Aço rebitado, novos	110	90	80
Aço soldado comum (revestimento betuminoso)	125	110	90
Aço soldado com revestimento epóxico	140	130	115
Chumbo	130	120	120
Cimento-amianto	140	130	120
Cobre	140	135	130
Concreto, bom acabamento	130	–	–
Concreto, acabamento comum	130	120	110
Ferro fundido, revestimento epóxico	140	130	120
Ferro fundido, revestimento de argamassa	130	120	105
Grés cerâmico, vidrado (manilhas)	110	110	110
Latão	130	130	130
Tijolos, condutos bem executados	100	95	90
Plástico (PVC)	140	135	130

A fórmula de Hazen-Williams foi desenvolvida a partir de ensaios realizados com tubos de diâmetros maiores do que 75 mm e para vazões superiores a 3 L/s. Para diâmetros e vazões menores do que os valores anteriores deve-se aplicar uma fórmula distinta, e neste caso, recomenda-se a utilização da fórmula de Scobey.

Fórmula de Scobey

A fórmula de Scobey (ver Equação 4.12) é indicada para o cálculo das perdas de carga nas tubulações leves utilizadas nos sistemas de irrigação por aspersão e por gotejamento (polietileno, PVC, alumínio, etc). As unidades da Equação 4.12 são as mesmas da Equação 4.5.

$$h_f = \frac{K_s}{387} \frac{L}{D^{1,1}} V^{1,9} \quad (4.12)$$

K_s é o coeficiente de atrito da fórmula de Scobey, cujos valores, em função do material da tubulação, estão indicados no Quadro 4.4.

Uma margem de imprecisão de até 10% nos valores das perdas contínuas, calculadas para o dimensionamento dos sistemas de irrigação, não tem importância prática. Por esse motivo, não vale a pena 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 uma repercussão significativa sobre o resultado total da perda de energia.

Quadro 4.4 - Coeficiente de atrito K_s da fórmula de Scobey

Material da tubulação	K_s
Plástico	0,32
Alumínio com engates rápidos a cada 6 m	0,43
Aço galvanizado com engates rápidos a cada 6 m	0,45

4.5 - Perdas de Carga Localizadas

As conexões e peças especiais (curvas, cotovelos, registros, válvulas, etc), existentes nas redes de tubulações, produzem distorções mais ou menos bruscas nas seções do escoamento, que provocam perdas de carga localizadas nesses pontos singulares. Ao contrário das perdas de carga por atrito, que dependem de fatores bem definidos, as perdas de carga localizadas dependem de diversos parâmetros de difícil determinação.

A perda de carga localizada " Δh_f " em uma singularidade ou peça especial do conduto, pode ser avaliada como uma porcentagem da carga cinética ($V^2/2g$) existente imediatamente à jusante do ponto onde se produz a perda (ver Equação 4.13).

$$\Delta h_f = K \frac{V^2}{2g} \quad (4.13)$$

O coeficiente da perda de carga singular " K " é determinado experimentalmente, e seu valor varia segundo o tipo e diâmetro da peça especial. A padronização dos valores de " K " é bastante complexa, tendo em vista que, para cada peça, existe uma grande variedade de modelos e de fabricantes. O Quadro 4.5 fornece valores aproximados de " K " para diversas peças especiais utilizadas nas tubulações dos sistemas de irrigação pressurizados.

Quadro 4.5 – Valores aproximados do coeficiente de perda localizada - K

Peças	K	Peças	K
Ampliação gradual	0,30*	Junção	0,40
Bocais	2,75	Medidor Venturi	2,50
Comporta aberta	1,00	Redução gradual	0,15*
Controlador de vazão	2,50	Registro de ângulo, aberto	5,00
Cotovelo de 90° raio curto	0,90	Registro de gaveta, aberto	0,20
Cotovelo de 90° raio longo	0,60	Registro de globo, aberto	10,00
Cotovelo de 45°	0,40	Saída de canalização	1,00
Crivo	0,75	Tê, passagem direta	0,60
Curva de 90°, $r/D = 1$	0,40	Tê, saída lateral	1,30
Curva de 45°	0,20	Tê, saída bilateral	1,80
Curva de retorno, $\alpha = 180^\circ$	2,20	Válvula de bóia	6,00
Entrada normal	0,50	Válvula de pé	1,75
Entrada de borda	1,00	Válvula de retenção	2,75

* Com base na velocidade maior (seção menor)

Existe, também, a possibilidade de estimar a perda de carga localizada mediante a obtenção de um comprimento fictício de tubulação de diâmetro igual ao da peça considerada, que produza uma perda por atrito equivalente à perda singular provocada pela peça. O

comprimento equivalente da tubulação obtém-se igualando-se a Equação 4.13 à fórmula universal da perda de carga contínua ($h_f = f L/D V^2/2g$). Dessa forma, o comprimento equivalente L será igual a $(K/f)D$. O Quadro 4.6 indica os comprimentos equivalentes em número de diâmetros da tubulação para diversas peças especiais utilizadas em redes hidráulicas. Como resultado, a perda de carga total (por atrito e localizadas) se determina por meio de uma das fórmulas empíricas de perda de carga contínua, na qual o comprimento total L será igual ao comprimento real da tubulação, mais os comprimentos equivalentes correspondentes a cada uma das peças especiais existentes no conduto.

Quadro 4.6 - Comprimento equivalente, em número de diâmetros (fonte: Pimenta, 1981)

Peça especial	Comprimento equivalente
Cotovelo de 90°	45 diâmetros
Cotovelo de 45°	20 "
Curva de 90°	30 "
Curva de 45°	15 "
Entrada normal	17 "
Entrada de borda	35 "
Registro de gaveta aberto	8 "
Registro tipo globo aberto	350 "
Saída de canalização	35 "
Tê, passagem direta	20 "
Tê, saída lateral	65 "
Válvula de pé com crivo	250 "
Válvula de retenção	100 "

O cálculo separado da perda de carga produzida por cada peça especial é laborioso e ineficaz, devido ao trabalho de diagnosticar, caso por caso, o valor das perdas singulares das distintas peças de diferentes fabricantes existentes na rede hidráulica, e a grande incerteza do resultado final. Para superar esse inconveniente, as perdas de carga localizadas de todas as peças especiais são estimadas, na prática, como uma porcentagem das perdas totais por atrito da rede de tubulações. Essa porcentagem, que varia entre 10 e 20%, não considera as perdas de carga localizadas ocasionadas nas peças especiais de regulagem e controle da rede hidráulica. Tais peças ou equipamentos (filtros, reguladores de pressão, limitadores de vazão, dentre outros) produzem perdas acentuadas, que devem ser computadas separadamente no cálculo total da carga requerida pelo sistema.

Outro artifício que se utiliza, habitualmente, para considerar as perdas de carga localizadas no cálculo final da energia requerida pelo sistema de irrigação, é computá-las, indiretamente, alterando (para mais ou para menos) o coeficiente de atrito utilizado no cálculo das perdas contínuas.

4.6 - Dimensionamento das Linhas Laterais dos Sistemas de Aspersão Convencional

As tubulações das redes hidráulicas dos sistemas de irrigação são dimensionadas seguindo o sentido inverso do fluxo d'água na instalação. Após a definição do traçado das tubulações, dos espaçamentos, da vazão e da pressão dos aspersores, dimensionam-se as linhas laterais. Em seguida, são calculadas as tubulações da rede de distribuição e, por último, dimensiona-se a estação elevatória ou de bombeamento. O dimensionamento das linhas

laterais consiste no cálculo de seus diâmetros e na determinação da pressão e vazão na entrada dos condutos. As linhas laterais, com seus emissores (aspersores, gotejadores, microaspersores, etc.) transportam a água de forma análoga às tubulações com múltiplas saídas, igualmente espaçadas. A linha se caracteriza por escoar uma vazão decrescente desde o valor Q , igual à soma das descargas dos aspersores da lateral, até o valor q , correspondente à vazão do último aspersor. Por esta razão, a perda de carga por atrito ao longo da linha lateral será sempre menor do que a perda que corresponderia, no caso em que não houvesse derivações para os aspersores.

Seja uma linha lateral de comprimento L , dotada de N aspersores com espaçamento S , onde o primeiro aspersor situa-se, também, a uma distância S da entrada da lateral; a descarga de cada aspersor pode ser considerada igual a Q/N , onde Q é a vazão total da linha lateral. As vazões de cada trecho da linha lateral, desde o final à entrada da tubulação, serão:

$$Q/N, 2Q/N, \dots, nQ/N, \dots, (N-1)Q/N \text{ e } NQ/N$$

As fórmulas que expressam as perdas de carga contínuas ao longo do conduto possuem a forma $h_f = k L Q^m / D^b$, em que k , m e b são constantes específicas de cada fórmula empírica particular (ver item 4.4). Com base nesta expressão geral, as perdas de carga correspondentes a cada trecho da linha lateral serão iguais a:

$$k S (Q/N)^m / D^b; k S (2Q/N)^m / D^b; \dots; k S (nQ/N)^m / D^b; \dots; \text{ e } k S (NQ/N)^m / D^b$$

A perda de carga total h_f ao longo da linha lateral será, portanto:

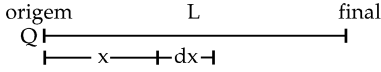
$$h_f = k \frac{\left(\frac{Q}{N}\right)^m}{D^b} S \sum_{n=1}^N n^m \quad \text{ou ainda:}$$

$$h_f = \left(k \frac{Q^m}{D^b} \right) S \frac{1}{N^m} \sum_{n=1}^N n^m \quad (4.14)$$

Na Equação 4.14 o termo entre parênteses corresponde à perda de carga unitária (j), produzida pela vazão Q , transportada pela linha lateral de diâmetro D , supondo que não existem derivações para os aspersores. Como $S = L/N$, a Equação 4.14 pode, também, expressar-se pela expressão:

$$h_f = j L \left(\frac{1}{N^{m+1}} \sum_{n=1}^N n^m \right) \quad (4.15)$$

O termo entre parênteses, que se representa pela letra F , varia desde 1, quando toda a vazão se descarrega no final da linha lateral, até $1/(m+1)$, no caso de descarga contínua ao longo da tubulação lateral. Neste último caso, que ocorre quando a vazão é repartida ao longo de tubos perfurados, a perda de carga dh_f em um elemento dx , situado a uma distância x da origem (ver esquema na figura abaixo) será:



$$dh_f = K \frac{Q^m}{D^b} \left(\frac{L-x}{L} \right)^m dx \quad \text{e para a lateral total}$$

$$h_f = \int_0^L K \frac{Q^m}{D^b} \left(\frac{L-x}{L} \right)^m dx = \left[K \frac{Q^m}{D^b} \frac{-1}{m+1} \frac{(L-x)^{m+1}}{L^m} \right]_0^L$$

resultando finalmente

$$h_f = \frac{1}{1+m} KL \frac{Q^m}{D^b} = jL \frac{1}{m+1} \quad \text{ou seja:} \quad F = \frac{1}{m+1}$$

A Equação 4.15 é representada normalmente por:

$$h_f = j L F \quad (4.16)$$

Na Equação 4.16, h_f é a perda de carga total na linha lateral; j é a perda de carga unitária na linha lateral, considerada sem saída para os aspersores; L é o comprimento da linha lateral; e F é o coeficiente de redução. Como se observa pela Equação 4.16, a perda de carga total ao longo da linha lateral de comprimento L , que deriva uma vazão total Q para N aspersores, ao longo de uma tubulação de diâmetro D , é igual à perda contínua ao longo da mesma linha lateral, considerada sem derivações, multiplicada pelo coeficiente de redução F .

Para uma linha lateral cujo primeiro aspersor esteja situado a uma distância da entrada do conduto igual a $S/2$, o coeficiente F se obtém pela Equação 4.17.

$$F = \frac{\sum_{n=1}^N n^m}{N^{m+1}} - \frac{1}{2N} \quad (4.17)$$

$$1 - \frac{1}{2N}$$

O Quadro 4.7 fornece os valores de F , determinados para os expoentes da velocidade das fórmulas de Hazen-Williams ($m = 1,85$), de Scobey ($m = 1,9$) e de Darcy-Weissbach ($m = 2,0$), em função do número de aspersores (N). Os valores de F do Quadro 4.7 foram calculados considerando que a distância desde a tomada ao primeiro aspersor fosse igual ao espaçamento S entre aspersores (F^*) e, também, para uma distância ao primeiro aspersor igual $S/2$ (F^{**}).

A carga requerida na tomada da linha lateral (ponto de conexão com a tubulação de distribuição), necessária para fornecer a pressão média de funcionamento aos aspersores, ao longo da tubulação lateral, depende de vários fatores: da pressão nominal selecionada para os aspersores, da diferença de carga estática devido ao desnível geométrico (ascendente ou descendente) existente ao longo da tubulação, da altura do tubo de subida e da perda de carga na lateral.

Quadro 4.7 - Coeficiente de redução F em função de N, m, e da distância do primeiro aspersor à entrada da linha lateral

N	Hazen m = 1,85		Scobey m = 1,9		Darcy m = 2,0	
	F *	F **	F*	F**	F*	F**
1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
2	0,639	0,519	0,634	0,512	0,625	0,500
3	0,535	0,442	0,528	0,442	0,518	0,422
4	0,486	0,412	0,480	0,405	0,469	0,393
5	0,457	0,397	0,451	0,390	0,440	0,378
6	0,435	0,387	0,433	0,381	0,421	0,369
7	0,425	0,381	0,419	0,375	0,408	0,363
8	0,415	0,377	0,410	0,370	0,398	0,358
9	0,409	0,374	0,402	0,367	0,391	0,355
10	0,402	0,371	0,396	0,365	0,385	0,353
11	0,397	0,369	0,392	0,363	0,380	0,351
12	0,394	0,367	0,388	0,361	0,376	0,349
13	0,391	0,366	0,384	0,360	0,373	0,348
14	0,387	0,365	0,381	0,358	0,370	0,347
15	0,384	0,364	0,379	0,357	0,367	0,346
16	0,382	0,363	0,377	0,356	0,365	0,345
17	0,380	0,362	0,375	0,356	0,363	0,344
18	0,379	0,361	0,373	0,355	0,361	0,344
19	0,377	0,361	0,372	0,355	0,360	0,343
20-21	0,376	0,360	0,370	0,354	0,359	0,342
22-23	0,374	0,359	0,368	0,353	0,357	0,341
24-25	0,372	0,358	0,366	0,352	0,355	0,341
26-27	0,370	0,358	0,364	0,352	0,353	0,340
28-29	0,369	0,357	0,363	0,351	0,353	0,340
30-34	0,368	0,357	0,362	0,351	0,350	0,339
35-39	0,365	0,356	0,359	0,350	0,347	0,338
40-49	0,364	0,355	0,357	0,349	0,345	0,338
50-99	0,361	0,354	0,355	0,348	0,343	0,337
≥100	0,351	0,353	0,350	0,347	0,338	0,337

A perda de carga na linha lateral varia de forma não linear, em virtude da diminuição da vazão ao longo da tubulação. A Figura 4.2 mostra as curvas A, B e C, que representam três situações possíveis de distribuição da perda de carga (h_f) ao longo da linha lateral:

Curva A: Corresponde à situação na qual a pressão de funcionamento (h) está garantida em todos os aspersores. Essa não é a distribuição mais adequada, já que a maioria dos aspersores trabalha com pressões significativamente superiores à pressão de funcionamento, o que compromete a uniformidade da irrigação ao longo da lateral.

Curva B: A redução de apenas 1/4 de h_f na pressão de funcionamento, aplicada ao último aspersor, proporciona um equilíbrio entre as pressões de serviço dos aspersores, ao longo da linha lateral. Com essa redução, aproximadamente, 40% dos aspersores funcionarão com pressões sensivelmente superiores à pressão média de serviço e os restantes funcionarão com cargas ligeiramente inferiores à pressão média de serviço.

Curva C: Nessa curva, observa-se que, com uma redução de $1/2 h_f$ na pressão aplicada ao último aspersor, a maioria dos aspersores funcionam com cargas inferiores à pressão de funcionamento h .

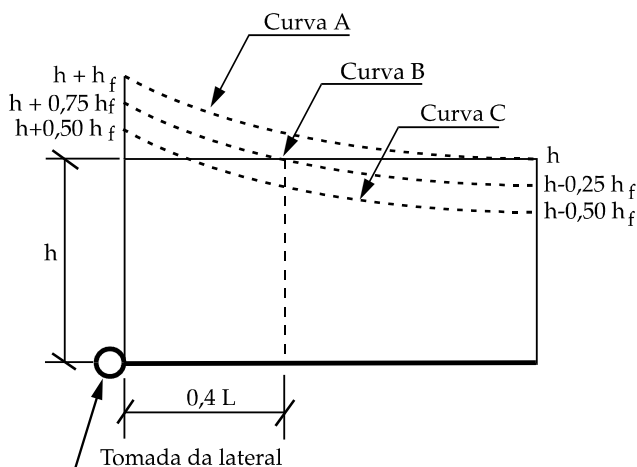


Figura 4.2 - Distribuição da perda de carga ao longo de uma linha lateral

Para o dimensionamento das linhas laterais se considera, geralmente, que a perda de carga ao longo da tubulação deve ser distribuída de acordo com a curva B, descrita anteriormente, pois com essa distribuição se garante o equilíbrio das pressões aplicadas aos aspersores ao longo da lateral. Na curva B da Figura 4.2, a pressão média de funcionamento ao longo da linha lateral, que se considera igual à pressão nominal do aspersor, se localiza aproximadamente a $0,4L$ a partir da origem da lateral. Entretanto, a posição desse ponto varia em função das irregularidades do relevo do terreno, existentes ao longo do conduto. Em termos práticos, considera-se que a pressão média na linha lateral se situa no ponto médio da tubulação e, portanto, a carga requerida na entrada desta será:

$$H = h + 0,75 h_f + h_a \pm \Delta Z/2 \quad (4.18)$$

em que:

H = Pressão requerida na entrada da linha lateral, em mca.

h = Pressão nominal dos aspersores, em mca.

h_f = Perda de carga ao longo da linha lateral, em mca.

h_a = Altura do tubo de subida, em metros.

$\pm \Delta Z/2$ = Diferença de carga estática média devido ao desnível geométrico da linha lateral, em metros. Ascendente (+), descendente (-).

Como a pressão ao longo da linha lateral é variável, as descargas dos aspersores serão também variáveis, o que pode comprometer a uniformidade da irrigação ao longo da lateral. Admite-se que é possível garantir uma uniformidade aceitável, ao longo da lateral, desde que a variação máxima de vazão entre aspersores, ao longo do conduto, não ultrapasse dez por cento da vazão nominal selecionada.

De acordo com a Equação 2.1, a vazão de um aspersor é proporcional à raiz quadrada de sua pressão de serviço. Com base nessa proporcionalidade, cumpre-se, também, a seguinte relação:

$$\frac{q_1}{q_2} = \sqrt{\frac{h_1}{h_2}} \quad (4.19)$$

Através da relação anterior, pode-se deduzir que para uma variação relativa de 10% na vazão do aspersor, corresponderá, aproximadamente, uma variação de 20% na pressão de funcionamento. Consequentemente, pode-se garantir uma uniformidade aceitável da irrigação (com relação à variação das descargas dos aspersores ao longo da linha lateral), sempre que se cumprir a condição empírica de que a diferença máxima de carga entre dois aspersores quaisquer da linha lateral não ultrapasse 20% da pressão nominal adotada para os mesmos. Na prática, essa condição é conhecida como *regra dos 20%* e se aplica sempre à diferença máxima de pressão entre as duas extremidades da linha lateral, estando esta em nível ou em declividade uniforme. Recomenda-se dimensionar o diâmetro ou diâmetros da linha lateral seguindo a regra dos 20%. Assim sendo, o diâmetro ou diâmetros comerciais a adotar serão aqueles que proporcionem uma diferença máxima de pressão na linha lateral (considerando as perdas de carga por atrito e o desnível geométrico) menor ou igual a 20% da pressão nominal selecionada para os aspersores.

Em função do desnível geométrico da linha lateral, a regra dos 20% pode ser expressa de quatro formas distintas:

1. Linha lateral sem declividade ($\Delta Z = 0$)

$$h_f \leq 0,20 h \quad (4.20)$$

2. Linha lateral ascendente ($\Delta Z > 0$)

$$h_f + \Delta Z \leq 0,20 h \quad (4.21)$$

3. Linha lateral descendente ($\Delta Z < h_f$)

$$h_f - \Delta Z \leq 0,20 h \quad (4.22)$$

4. Linha lateral descendente ($\Delta Z > h_f$)

$$\Delta Z - h_f \leq 0,20 h \quad (4.23)$$

Para diminuir o custo das instalações e facilitar o manejo das tubulações laterais portáteis, o diâmetro ou diâmetros comerciais a adotar para a linha lateral devem ser os menores possíveis, cujas perdas de carga decorrentes cumpram a regra dos 20%. Deve-se ressaltar que o valor de 20% é arbitrário, e que, ocasionalmente, são utilizados valores maiores do que 20%, quando a cultura a irrigar não for muito exigente com relação à uniformidade de irrigação.

Alguns autores recomendam que se deve limitar a velocidade de circulação da água nas linhas laterais a 2 m/s. No entanto, essa recomendação é dispensável, já que com a imposição da regra dos 20%, a velocidade média da água ao longo da linha lateral praticamente não supera os 2 m/s. Além do mais, deve-se considerar que a velocidade de entrada na linha lateral (da mesma forma que a vazão) diminui ao longo da mesma, devido à descarga em série que se produz para os aspersores.

As perdas de carga localizadas, ocasionadas nas conexões e juntas de união dos tubos, ao longo das linhas laterais, são de difícil quantificação. O valor individualizado dessa perda é pouco significativo e, na prática, se supõe incluído na perda de carga contínua (que se deve

majorar com critérios semelhantes aos assinalados ao final da seção 4.5). No entanto, a perda singular produzida na válvula ou hidrante localizado na entrada da linha lateral deve ser considerada separadamente, já que seu valor pode variar desde 0,5 até 3,0 mca, segundo a vazão e tipo de peça utilizada. Os valores mais exatos das perdas localizadas nos hidrantes devem ser aqueles recomendados nos catálogos dos fabricantes das correspondentes peças especiais.

Exemplo 4.1 - Dimensionar uma linha lateral com um único diâmetro, a partir dos seguintes dados:

- Linha lateral de PVC com 186 metros de comprimento.
- 16 aspersores, separados cada 12 metros, com vazão e pressão nominal de 1,22 m³/h e 2,80 kg/cm², respectivamente.
- Distância do primeiro aspersor ao ponto de origem do ramal = 6 m.
- Declividade uniforme ascendente = 1%.
- Altura do tubo de subida = 1,0 m.
- Perda de carga localizada na tomada = 1,0 mca.

A vazão na entrada da linha lateral será:

$$Q = 16 \times 1,22 = 19,52 \text{ m}^3/\text{h} = 5,42 \text{ L/s}$$

A diferença de carga estática no ramal devido à declividade ascendente é de:

$$\Delta Z = 0,01 \times 186 = 1,86 \text{ mca.}$$

O dimensionamento consiste na determinação do menor diâmetro comercial que cumpra a inequação 4.21, que indica que $h_f + \Delta Z \leq 0,20 \text{ h}$. O valor limite de h_f que satisfaz a inequação anterior é igual a $(0,20 \times 28) - 1,86 = 3,74 \text{ mca}$ e, portanto, a perda de carga ao longo do ramal deve aproximar-se desse último valor.

O coeficiente de redução F (obtido a partir do coeficiente “m” da fórmula de Scobey) para N = 16 (com a distância ao primeiro aspersor igual a S/2) é igual a 0,356 (ver Quadro 4.7). Para um diâmetro externo de 63 mm, com uma espessura de 2 mm, a velocidade média será: $V = 19,52 \times 1/3600 \times 4/3,14 \times 1/(0,059)^2 = 1,98 \text{ m/s}$. A perda de carga contínua ao longo da linha lateral para $V = 1,98 \text{ m/s}$ (determinada pela fórmula de Scobey - Equação 4.12) será:

$$h_f = 186 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,059^{1,1}} \times 1,98^{1,9} = 12,66 \text{ mca}$$

Aplicando o coeficiente de redução F ao valor anteriormente calculado, a perda de carga na linha lateral com 16 aspersores será: $h_f = 12,66 \times 0,356 = 4,51 \text{ mca}$.

Esse valor é maior do que a perda de carga admitida para a linha lateral ($h_f = 3,74 \text{ mca}$), de modo que o cálculo deve ser repetido, comprovando outro tubo de diâmetro comercial imediatamente superior ao testado. Para um diâmetro comercial DN 75 (diâmetro interno de 71 mm), a velocidade média é igual a 1,37 m/s, e a perda de carga ao longo da linha lateral será:

$$h_f = 186 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,071^{1,1}} \times 1,37^{1,9} \times 0,356 = 1,83 \text{ mca}$$

Essa perda de carga satisfaz a inequação 4.21 e, portanto, a linha lateral pode ser dimensionada com tubos de PVC, DN 75.

A carga requerida na tomada da tubulação lateral será igual ao valor da pressão, determinada pela Equação 4.18, mais a perda de carga localizada de 1,0 mca na entrada da tubulação:

$$H = 28,0 + (0,75 \times 1,83) + 1,0 + 1,86/2 + 1,0 = 32,30 \text{ mca}$$

Linha lateral com dois diâmetros

Na maioria das vezes, a perda de carga admitida ao longo da linha lateral corresponde a um valor intermediário entre as perdas de carga decorrentes de dois tubos comerciais consecutivos, como no caso do exemplo anterior. Por isso, para ajustar completamente a perda de carga real ao longo da linha lateral à perda admitida, deve-se adotar uma tubulação composta de dois diâmetros comerciais consecutivos. Como resultado, a linha lateral dimensionada terá um custo menor do que aquela dimensionada com um único diâmetro. Sendo a perda de carga uma função que varia exponencialmente ao longo da lateral, o dimensionamento da tubulação composta de dois diâmetros pode ser obtido a partir de um processo de ajuste iterativo, cujo fundamento é explicado a seguir:

Seja uma linha lateral com dois diâmetros D_1 e D_2 , onde D_1 é o menor diâmetro comercial que não ultrapassa o limite estabelecido da perda de carga máxima, e D_2 é o comercial adjacente inferior, conforme ilustrado na Figura 4.3; as perdas de carga nos trechos 1 e 2 são, respectivamente, h_{f1} e h_{f2} (ver Figura 4.4). O trecho 1, de diâmetro D_1 , possui N_1 aspersores, e o trecho 2, de diâmetro D_2 , possui N_2 aspersores. Os comprimentos L_1 e L_2 , dos trechos 1 e 2, devem ser múltiplos dos comprimentos unitários de fabricação dos tubos.

A perda de carga total produzida na linha lateral é igual à soma das perdas h_{f1} e h_{f2} . O valor de h_{f2} pode ser determinado diretamente através da metodologia de dimensionamento de uma linha lateral de um diâmetro, já que a vazão no trecho 2 diminui desde o valor da vazão total (Q_2), na origem de L_2 , até a descarga do último aspersor (q). No entanto, a perda de carga h_{f1} não pode ser determinada diretamente, já que uma parte da vazão transportada no primeiro trecho escoar para o segundo.

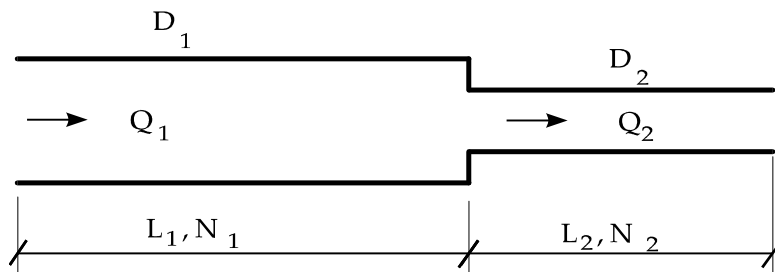


Figura 4.3 - Linha lateral com dois diâmetros

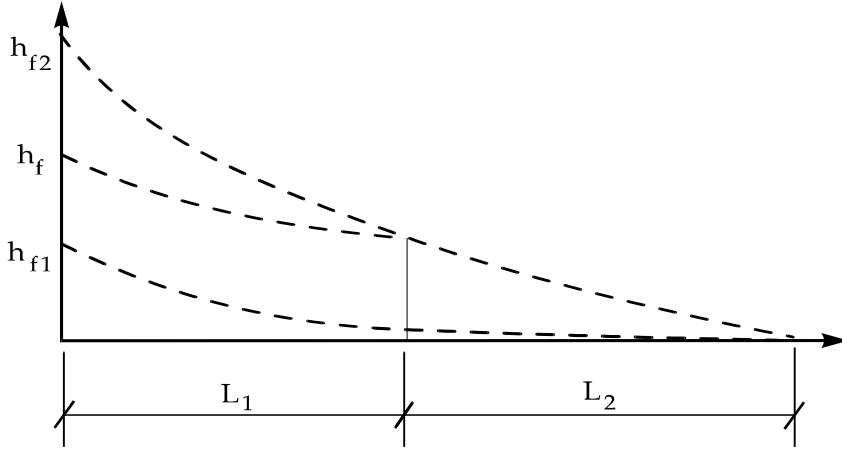


Figura 4.4 - Ajuste da linha piezométrica em uma lateral com dois diâmetros

A perda de carga h_{f1} pode ser determinada indiretamente pela diferença entre a perda de carga na tubulação de diâmetro D_1 , de comprimento L , com $N_1 + N_2$ aspersores, e a perda de carga correspondente ao trecho 2, com diâmetro D_1 . Portanto, a perda de carga total (h_f) na linha lateral com dois diâmetros será:

$$h_f = h_{f1} + h_{f2}$$

$$h_f = h_f(D_1, L, N_1 + N_2) - h_f(D_1, L_2, N_2) + h_f(D_2, L_2, N_2) \quad (4.24)$$

em que:

$h_f[D_1, L, N_1 + N_2]$ = Perda de carga na tubulação de comprimento L , de diâmetro D_1 , com $N_1 + N_2$ aspersores.

$h_f[D_1, L_2, N_2]$ = Perda de carga no trecho 2 da lateral, de comprimento L_2 , de diâmetro D_1 , com N_2 aspersores.

$h_f[D_2, L_2, N_2]$ = Perda de carga no trecho 2 da lateral, de comprimento L_2 , de diâmetro D_2 , com N_2 aspersores.

Os comprimentos correspondentes aos dois trechos, de diâmetros distintos, a adotar para a linha lateral serão aqueles cuja perda de carga total, determinada mediante a expressão 4.24, seja aproximadamente igual à perda h_f , admitida de acordo com a regra dos 20%. Igualando-se a expressão 4.24 à perda de carga admitida, segundo a regra dos 20%, obtém-se, por tentativa, os comprimentos correspondentes aos dois diâmetros selecionados.

Conforme já mencionado anteriormente, admitindo-se a distribuição da perda de carga ao longo de uma linha lateral (com um diâmetro), de acordo com a curva B da Figura 4.2, a porcentagem da perda (h_f) que se perde no trecho da tubulação lateral, compreendido entre a entrada da linha até o aspersor de pressão média, é igual a 75%. Em uma linha lateral com dois diâmetros, a distribuição da perda de carga ao longo da tubulação lateral será distinta, e a porcentagem da perda de carga total passa a ser aproximadamente igual a 63% (valor este obtido experimentalmente, considerando-se a linha lateral composta por dois trechos de comprimentos iguais e diâmetros distintos, comercialmente consecutivos). Portanto, a pressão na entrada da linha lateral determina-se pela Equação 4.25.

$$H = h + 0,63 h_f + h_a \pm \Delta Z/2 \quad (4.25)$$

em que:

H = pressão requerida na entrada da linha lateral, em mca.

h = pressão nominal dos aspersores, em mca.

h_f = perda de carga ao longo da linha lateral, em mca.

h_a = altura do tubo de subida, em m.

$\pm \Delta Z/2$ = diferença de carga estática média devido ao desnível geométrico da linha lateral, em metros. Ascendente (+), descendente (-).

Exemplo 4.2 - Dimensionar a linha lateral do Exemplo 4.1 (anterior), com a condição de que a tubulação disponha de dois diâmetros.

Através do Exemplo 4.1, comprova-se que a perda de carga total, admitida ao longo da linha lateral ($h_f = 3,74$ mca), está compreendida entre as perdas produzidas pelas tubulações de 2½" e de 3", com diâmetros internos iguais a 59 mm e 71 mm, respectivamente. Assim sendo, a linha lateral será composta por tubulações de diâmetros $D_1 = 3"$ e $D_2 = 2½"$.

Por tentativa, atribuem-se valores a L_1 , N_1 e a L_2 , N_2 , de maneira que a perda de carga total, determinada pela expressão 4.24, se aproxime ao máximo de 3,74 mca.

Caso a perda de carga fosse linear, o comprimento L_1 seria:

$$L_1 = L \frac{h_{f2} - h_f}{h_{f2} - h_{f1}} = 186 \times \frac{4,51 - 3,74}{4,51 - 1,83} = 53 \text{ m}$$

de tal forma que, para a primeira tentativa, deve-se supor que $N_1 = (53+6)/12 \cong 4$ aspersores. O número de aspersores selecionados para a primeira tentativa deve ser fixado arredondando o resultado para o número inteiro inferior mais próximo.

1ª tentativa: $N_1 = 4$; $L_1 = 42$ m; $N_2 = 12$; e $L_2 = 144$ m

A perda de carga $h_f [D_1, L_1, N_1 + N_2]$ é igual a 1,83 mca, conforme determinado no Exemplo 4.1.

Para a determinação de $h_f [D_1, L_2, N_2]$, a vazão será igual a $12 \times 1,22 = 14,64 \text{ m}^3/\text{h}$; $V = 1,03 \text{ m/s}$; e o coeficiente de redução F será igual a 0,388 (o primeiro aspersor está situado a uma distância igual ao espaçamento S da entrada da lateral). Por meio da fórmula de Scobey (Equação 4.12) obtém-se:

$$h_f [D_1, L_2, N_2] = 144 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,071^{1,1}} \times 1,03^{1,9} \times 0,388 = 0,90 \text{ mca}$$

Para a determinação de $h_f (D_2, L_2, N_2)$, a velocidade média é igual a $14,64 \times 1/3600 \times 4 \times 1/3,14 \times 1/0,059^2 = 1,49 \text{ m/s}$.

$$h_f [D_2, L_2, N_2] = 144 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,059^{1,1}} \times 1,49^{1,9} \times 0,388 = 2,22 \text{ mca}$$

Aplicando-se a expressão 4.24, h_f será igual a $1,83 - 0,90 + 2,22 = 3,15$ mca. Esse valor é menor do que a perda de carga admitida para a lateral e, portanto, deve-se aumentar o comprimento L_2 , correspondente ao diâmetro de 2½".

2ª tentativa: $N_1 = 3$; $L_1 = 30$ m; $N_2 = 13$; e $L_2 = 156$ m

A perda de carga $h_f [D_1, L_1, N_1 + N_2]$ permanece inalterada e igual a 1,83 mca.

Para a determinação de $h_f [D_1, L_2, N_2]$:

$Q = 13 \times 1,22 = 15,86$ m³/h; $V = 1,11$ m/s e $F = 0,384$.

$$h_f [D_1, L_2, N_2] = 156 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,071^{1,1}} \times 1,11^{1,9} \times 0,384 = 1,11 \text{ mca}$$

Para a determinação de $h_f [D_2, L_2, N_2]$ a velocidade V é igual a 1,61 m/s:

$$h_f [D_2, L_2, N_2] = 156 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,059^{1,1}} \times 1,61^{1,9} \times 0,384 = 2,75 \text{ mca}$$

Mediante a expressão 4.24 obtém-se $h_f = 1,83 - 1,11 + 2,75 = 3,47$ mca, que é um valor bastante aproximado da perda de carga admitida para a linha lateral. Portanto, a tubulação lateral será composta por 30 m (5 tubos de 6 metros) de 3", e 156 m (26 tubos de 6 metros) de 2½".

A carga (H) requerida na tomada da linha lateral será igual à pressão, determinada pela Equação 4.25, mais a perda localizada na entrada da lateral:

$$H = 28,0 + (0,63 \times 3,47) + 1,0 + 1,86/2 + 1,0 = 33,1 \text{ mca.}$$

Recomenda-se que a utilização de linhas laterais com dois diâmetros seja limitada, exclusivamente, aos sistemas fixos, visto que nos sistemas portáteis ou semiportáteis o deslocamento desses condutos com dois diâmetros pode ser desgastante.

4.7 – Dimensionamento das Linhas Laterais e Tubulações de Derivação dos Sistemas por Gotejamento e Microaspersão

O dimensionamento das tubulações de um sistema de irrigação por gotejamento, da mesma forma que na irrigação por aspersão, é executado seguindo o sentido inverso do fluxo d'água na rede de distribuição. Em função dos dados agronômicos básicos, do esquema da instalação e do critério de dimensionamento, dimensionam-se as linhas laterais, as tubulações de derivação e os trechos da rede de distribuição da instalação.

Linhas Laterais

As linhas laterais dos sistemas de irrigação por gotejamento são, normalmente, de tubulações flexíveis de polietileno de baixa densidade, de diâmetros nominais compreendidos entre 12 e 25 mm. Nos sistemas por microaspersão, as linhas laterais são, geralmente, de polietileno ou de PVC, e seus diâmetros variam entre 16 e 40 mm.

O dimensionamento das linhas laterais consiste no cálculo do diâmetro ou diâmetros das tubulações, do comprimento das linhas, da vazão e pressão na entrada da lateral e na

determinação da distribuição destas duas últimas variáveis ao longo da tubulação lateral. O funcionamento hidráulico das linhas laterais é análogo ao das tubulações laterais com aspersores. Por esse motivo, elas são dimensionadas de forma idêntica ao cálculo das tubulações laterais porta-aspersores, descrito no item 4.6.

A perda de carga na linha lateral é calculada por meio da Equação 4.16 ($h_f = j L F$), onde j é a perda unitária, L é o comprimento da lateral e F é o coeficiente de redução, que se obtém segundo o número de emissores da tubulação lateral (Quadro 4.7). A perda unitária “ j ” é determinada em função da soma das vazões dos emissores da lateral e do diâmetro selecionado para a tubulação.

Após a determinação da perda de carga, é necessário comprovar se o valor obtido cumpre a restrição de variação de pressão admitida na linha lateral. Para tanto, utilizam-se as inequações 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23, que correspondem às distintas possibilidades de desníveis geométricos uniformes da lateral sobre o terreno. O valor 0,20 das equações citadas refere-se à variação admissível de 20% da pressão nominal “ h ” do gotejador. Para uma restrição de variação de pressão distinta, o valor 0,20 deve ser substituído pela fração correspondente à variação de pressão admitida. A pressão requerida na entrada da linha lateral é obtida com o mesmo critério empregado para a determinação da carga requerida na entrada da tubulação porta-aspersores (Equações 4.18 e 4.25). A única diferença é que a linha lateral com gotejadores não necessita de tubos de subida para os gotejadores.

Tubulação de Derivação

A tubulação de derivação é a condução onde são conectadas as linhas laterais. O material empregado para a tubulação de derivação, que se instala enterrada ou sobre o terreno, normalmente é de PVC rígido ou de plástico polietileno. O comportamento hidráulico da tubulação de derivação é similar ao de uma linha porta-emissores e, portanto, são válidas todas as equações utilizadas para o dimensionamento das linhas laterais.

A determinação da perda de carga h_f é feita em função da soma das vazões das linhas laterais e do coeficiente de redução F , que pode ser obtido diretamente no Quadro 4.7, segundo o número de saídas da tubulação de derivação. Essa tubulação deve ser instalada na direção de maior declividade, na subunidade de irrigação, para que as linhas laterais sejam posicionadas sensivelmente ao nível do terreno, paralelas às fileiras das plantas.

Quando a tubulação de derivação abastece linhas laterais situadas em ambos os lados da condução, e não existindo declividade na direção dessas linhas, a tubulação de derivação deve ser posicionada no centro da unidade de irrigação. Caso exista desnível na direção das linhas laterais, a posição da tubulação de derivação deve ser deslocada para o lado mais alto da subunidade (ver Figura 4.5). Tal deslocamento favorecerá o equilíbrio de pressão nas linhas laterais situadas nos dois lados da tubulação de derivação. A posição mais adequada da tubulação de derivação determina-se por tentativa, comprovando-se várias opções de dimensionamento das linhas laterais. Segundo ilustrado no esquema da Figura 4.5, busca-se dimensionar ambos os lados da linha lateral, de maneira que os valores de H_1 e H_2 não sejam significativamente diferentes. Outra forma de alcançar o equilíbrio de pressões nas linhas laterais abastecidas por um ponto intermediário e que normalmente predomina na prática, é dimensionar cada lado da linha lateral com diâmetros diferentes. A parte ascendente da lateral terá um diâmetro maior que o diâmetro da parte descendente, de acordo com o esquema da Figura 4.6.

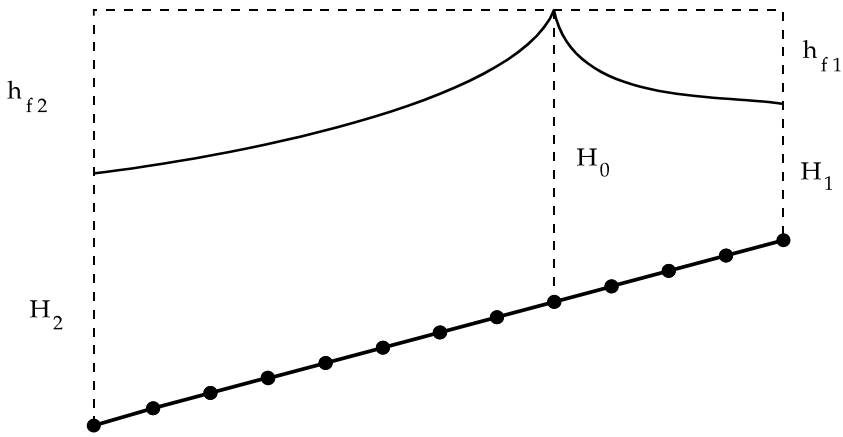


Figura 4.5 - Variação da perda de carga na linha lateral em um terreno inclinado

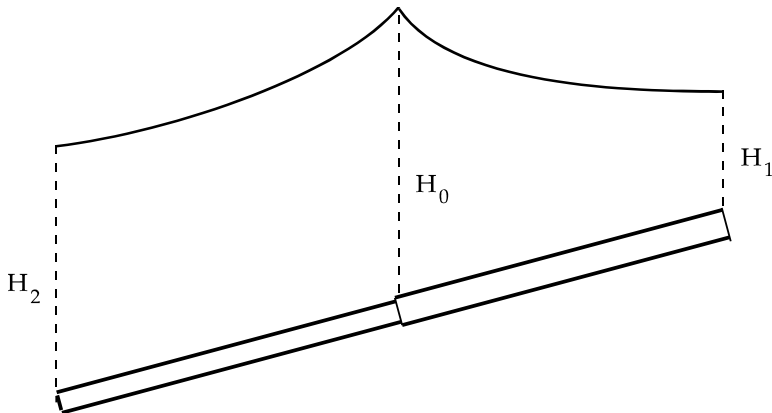


Figura 4.6 - Variação da perda de carga em uma linha lateral com dois diâmetros

A perda de carga total admissível ao longo da tubulação de derivação depende do critério de projeto adotado para a subunidade de irrigação, conforme discutido anteriormente no item 3.4.2. Normalmente, o controle da variação de pressão é realizado mediante uma válvula situada no início da tubulação de derivação. As perdas localizadas ao longo da tubulação de derivação não são acentuadas e podem ser estimadas, aproximadamente, como iguais a 10% da perda de carga contínua. Segundo assinalado anteriormente, as perdas de carga nas válvulas reguladoras de pressão não devem ser desprezadas, já que seus valores são consideráveis perante as perdas totais no sistema.

Exemplo 4.3 - Dimensionar a instalação da parcela plana da Figura 4.7, a irrigar por gotejamento, cujas características básicas da irrigação já foram determinadas nos Exemplos 3.2 e 3.3. Os dados complementares são:

- Variação máxima da vazão dos gotejadores dentro de cada subunidade de irrigação igual a 10%.
- Cada subunidade de irrigação dispõe de uma válvula reguladora de pressão situada na sua cabeceira.
- Perda de carga na válvula reguladora de pressão = 2,5 mca.
- Os gotejadores são de regime turbulento, conectados em linha, com espaçamento a cada 1,5 m.
- Pressão nominal do gotejador = 10,0 mca
- Pressão disponível na tomada d'água da parcela = 15,0 mca

Conforme pode ser observado no esquema da Figura 4.7, a parcela possui somente uma unidade de irrigação, dotada de duas subunidades idênticas, que são irrigadas simultaneamente.

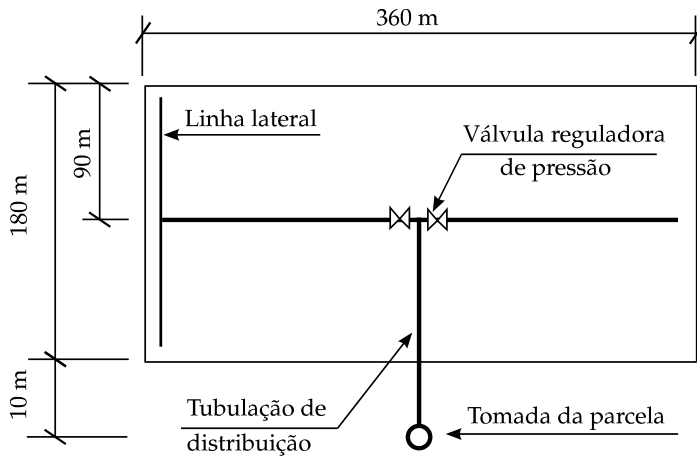


Figura 4.7 - Esquema da parcela de irrigação do Exemplo 4.3

Dimensionamento das laterais

Para os gotejadores que funcionam em regime turbulento, a variação máxima de pressão em cada subunidade de irrigação será igual a $0,20 \times 10,0 \text{ mca} = 2,0 \text{ mca}$. Admite-se, portanto, que, aproximadamente, 1,0 mca se perde ao longo de cada linha lateral e 1 mca ao longo da tubulação de derivação.

$$\text{Número total de gotejadores na lateral} = 90/1,5 = 60$$

$$\text{Vazão no início da lateral} = 60 \times 4 = 240 \text{ L/h} = 0,24 \text{ m}^3/\text{h}$$

Selecionando-se um diâmetro nominal de 16 mm para as tubulações laterais com espessura de 2,0 mm, o diâmetro útil será igual a 12 mm. Através da fórmula de Scobey (Equação 4.12), com K_s igual a 0,32, a perda de carga unitária ao longo do conduto é igual a 0,0393 m/m. Essa perda sofre um acréscimo de 16% (ver Quadro 3.2) por conta das perdas localizadas provocadas pelos gotejadores conectados em linha. Com o coeficiente de redução F igual a 0,348 (Quadro 4.7) a perda total na linha lateral será:

$$h_f = 1,16 \times 0,0393 \text{ m/m} \times 90 \text{ m} \times 0,348 = 1,43 \text{ mca}$$

O valor calculado de h_f supera a perda de carga admitida para a tubulação lateral e, portanto, deve-se selecionar um diâmetro maior. Para um diâmetro nominal de 20 mm, cujo diâmetro interno é de 16 mm, a nova perda de carga “j” será igual a 0,0095 m/m. A perda total na lateral será:

$$h_f = 1,16 \times 0,0095 \text{ m/m} \times 90 \text{ m} \times 0,348 = 0,35 \text{ mca}$$

Adotando-se linhas laterais com dois diâmetros, os comprimentos das tubulações, correspondentes a ambos os diâmetros, se determinam, por aproximações sucessivas, mediante a Expressão 4.24:

Para $N_1 = 10$; $L_1 = 15 \text{ m}$; $Q_1 = 40 \text{ L/h}$; $N_2 = 50$; $L_2 = 75 \text{ m}$ e $Q_2 = 200 \text{ L/h}$:

$$h_f [D_1, L, N_1+N_2] = 0,35 \text{ m}$$

$$h_f [D_1, L_2, N_2] = 1,16 \times 75 \times 0,348 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,016^{1,1}} \times 0,28^{1,9} = 0,21 \text{ m}$$

$$h_f [D_2, L_2, N_2] = 1,16 \times 75 \times 0,348 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,012^{1,1}} \times 0,49^{1,9} = 0,84 \text{ m}$$

$$h_f = 0,35 - 0,21 + 0,84 = 0,98 \text{ mca}$$

Com o valor de h_f determinado anteriormente, poderá ser admitida uma perda de carga, ao longo da tubulação de derivação, de aproximadamente um metro de coluna d'água.

A pressão requerida na entrada de cada linha lateral será:

$$H = 10,0 + (0,63 \times 0,98) = 10,6 \text{ mca}$$

Dimensionamento das linhas de derivação

Número de linhas laterais para cada tubulação de derivação = $(180/3) \times 2 = 120$.

Coefficiente de redução correspondente a 60 saídas d'água: $F = 0,348$.

Vazão no início da tubulação de derivação = $120 \times 0,24 \text{ m}^3/\text{h} = 28,8 \text{ m}^3/\text{h}$.

Para uma tubulação de PVC de 110 mm de diâmetro externo (diâmetro interior de 105,6 mm) a perda de carga unitária será igual a 0,0082 m/m.

Considerando-se um acréscimo de 10% para as perdas localizadas, a perda total ao longo da tubulação de derivação será:

$$h_f = 1,1 \times 0,0082 \text{ m/m} \times 180 \text{ m} \times 0,348 = 0,57 \text{ mca}$$

Para se aproveitar melhor a perda de carga admitida de 1,02 mca, selecionam-se os diâmetros de 110 mm e 90 mm (diâmetro interior de 86,4 mm) para a tubulação de derivação.

Para $L_1 = 60 \text{ m}$; $N_1 = 20$; $D_1 = 110 \text{ mm}$; $Q_1 = 9,6 \text{ m}^3/\text{h}$; e

$L_2 = 120 \text{ m}$; $N_2 = 40$; $D_2 = 90 \text{ mm}$; $Q_2 = 19,2 \text{ m}^3/\text{h}$:

$$h_f [D_1, L, N_1+N_2] = 0,57 \text{ m}$$

$$h_f [D_1, L_2, N_2] = 1,1 \times 120 \times 0,349 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,1056^{1,1}} \times 0,61^{1,9} = 0,18 \text{ m}$$

$$h_f [D_2, L_2, N_2] = 1,1 \times 120 \times 0,349 \times \frac{0,32}{387} \times \frac{1}{0,0864^{1,1}} \times 0,91^{1,9} = 0,47 \text{ m}$$

$$h_f = 0,57 - 0,18 + 0,47 = 0,86 \text{ mca}$$

A pressão requerida na entrada de cada tubulação de derivação será:

$$H = 10,6 + (0,63 \times 0,86) = 11,14 \text{ mca}$$

Dimensionamento da tubulação de distribuição

Considerando-se a perda de carga localizada na válvula reguladora de pressão, a carga requerida no ponto final ou terminal da tubulação de distribuição será:

$$H = 11,14 + 2,50 = 13,64 \text{ mca}$$

A vazão a circular através da tubulação de distribuição é igual à soma das vazões das tubulações de derivação:

$$Q = 2 \times 28,8 \text{ m}^3/\text{h} = 57,6 \text{ m}^3/\text{h} = 16,0 \text{ L/s}$$

Esse valor obtido coincide obviamente com a vazão Q calculada no Exemplo 3.3.

O diâmetro da tubulação de distribuição pode ser determinado diretamente em função da diferença ΔH entre a carga disponível na tomada da parcela e a pressão requerida no final da tubulação de distribuição:

$$\Delta H = 15,00 - 13,64 = 1,36 \text{ mca}$$

Selecionando-se um conduto de PVC, a perda de carga na tubulação de distribuição, determinada a partir da fórmula de Hazen-Williams (Equação 4.11, $C = 145$), será:

$$p/D = 125 \text{ mm } (D_i = 120,0 \text{ mm}); \quad j = 0,0154 \text{ m/m}; \quad \Delta H = 1,54 \text{ mca.}$$

$$p/D = 140 \text{ mm } (D_i = 134,4 \text{ mm}); \quad j = 0,0088 \text{ m/m}; \quad \Delta H = 0,88 \text{ mca}$$

Para se aproveitar, completamente, a carga disponível na tubulação de distribuição, esta será composta pelos dois últimos diâmetros citados. Os comprimentos L_i e L_{ii} das tubulações, correspondentes a cada um dos dois diâmetros, D_i (diâmetro menor) e D_{ii} , são proporcionais às relações existentes, respectivamente, entre as perdas de carga unitárias j_i e j_{ii} de ambos diâmetros consecutivos e a requerida pelo trecho “j” (ver Equações 4.26 e 4.27).

$$L_i = \frac{L(j - j_{ii})}{(j_i - j_{ii})} \quad (4.26)$$

$$L_{ii} = L - L_i \quad (4.27)$$

A perda unitária disponível na tubulação de distribuição é igual a $1,36/100 = 0,0136$. Os comprimentos L_1 e L_2 correspondentes, respectivamente, ao diâmetro menor (125 mm) e ao diâmetro maior (140 mm) serão:

$$L_1 = 100 \times \frac{0,0136 - 0,0088}{0,0154 - 0,0088} = 73 \text{ m}$$

$$L_2 = 100 - 73 = 27 \text{ m}$$

4.8 - Dimensionamento das Tubulações Principais e Secundárias - Redes de Distribuição

4.8.1 - Introdução

Os condutos de transporte d'água sob pressão são denominados, em alguns projetos e em algumas referências bibliográficas, como tubulações principais e secundárias, segundo a posição que ocupam no esquema da instalação do sistema de irrigação. Nesse esquema estão incluídas tanto as tubulações de distribuição, que abastecem diretamente as linhas laterais dentro das parcelas, como os condutos que unem essas tubulações com a fonte de água do sistema de irrigação. Toda essa infraestrutura de tubulações principais e secundárias (às vezes também se subdividem em tubulações terciárias e outras de menor ordem) será denominada aqui como *rede de distribuição*. Essa terminologia evita a confusão que sempre se faz na ordenação das tubulações (linhas de recalque, adutoras, linhas principais, tubulações mestras, linhas secundárias, terciárias, etc.) e facilita a compreensão dos métodos de dimensionamento das redes de irrigação, que serão descritos neste e no Capítulo 8. Assim sendo, todas as tubulações das redes de distribuição (sem nenhuma distinção) serão designadas por trechos (trajetos parciais nos quais a vazão é constante) numerados, para identificá-los nos métodos de dimensionamento a serem empregados.

A extensão das redes de distribuição é função da superfície que se pretende beneficiar. As redes podem ser constituídas a partir de uma simples tubulação de distribuição semiportátil, que alimenta diretamente as laterais de um sistema individual de uma parcela (ver Figura 4.7), até uma rede coletiva ramificada, com dezenas de trechos, que abastece os múltiplos lotes de um perímetro irrigado.

As metodologias de dimensionamento das redes de distribuição, que serão descritas neste e no Capítulo 8, utilizam uma nomenclatura específica na qual as distintas partes da rede são designadas por:

Trecho: Compreende cada um dos percursos da rede de distribuição, nos quais a vazão permanece constante (trechos 1, 2, 3, 4 e 5 da Figura 4.10).

Nó: Ponto de conexão entre dois trechos. Nos nós se produzem modificações na vazão circulante devido à existência de tomada d'água para irrigação.

Nó de derivação: Nó que conecta três ou mais trechos (nó 5 da Figura 4.10). Em um nó de derivação, a vazão circulante é distribuída para os diversos trechos derivados.

Terminais: São os pontos finais da rede. Coincidem com as posições extremas das linhas laterais dentro das unidades ou parcelas de irrigação (terminais 1 e 3 da Figura 4.10).

Ramal: Conjunto de trechos conectados em série, sem nenhum nó de derivação (trechos 3 - 4 e 1 - 2 da Figura 4.10).

Artérias: Percursos principais da rede de distribuição, formados por ramares agrupados em série (trechos 1 - 2 - 5; 3 - 4 - 5; 3 - 4 e 1 - 2 da Figura 4.10).

Traçado da rede: Configuração da distribuição das tubulações, com a definição da situação topográfica de todos os seus componentes.

Cabeceira da rede: Origem da rede de distribuição, que coincide com o ponto inicial do sistema de transporte pressurizado, onde se estabelece, em alguns casos, uma captação direta da água. No entanto, na maioria dos casos, faz-se necessário instalar uma estação de bombeamento para fornecer a pressão requerida pela rede.

O dimensionamento da rede de distribuição dos sistemas de irrigação pressurizados (aspersão convencional, canhão, pivô central, gotejamento, microaspersão, etc.) consiste na determinação do diâmetro correspondente a cada trecho, de forma que seja fornecida a vazão requerida em todas as tomadas de irrigação, à pressão adequada, e que o custo da instalação seja o menor possível. Esse dimensionamento requer, primeiramente, a definição do traçado das tubulações, a determinação das pressões e vazões nas tomadas das linhas laterais (ou nas tomadas d'água das parcelas irrigadas) e o cálculo das vazões a serem transportadas por todos os trechos da rede hidráulica.

As vazões dos trechos terminais (trechos situados dentro das parcelas de irrigação), que abastecem diretamente as linhas laterais portáteis, são determinadas em função das posições mais desfavoráveis dessas tubulações dentro das parcelas. As posições mais desfavoráveis das linhas laterais são aquelas que demandam as máximas vazões ao longo dos trechos terminais. Seja o exemplo da Figura 4.8, no qual duas linhas laterais portáteis ocupam diversas posições, de forma rotativa, ao longo da tubulação de distribuição. Nesse esquema, uma linha lateral é deslocada por um lado da parcela, em um sentido, e a outra se desloca pelo lado contrário, no sentido oposto. Na situação A da Figura 4.8, as duas laterais se encontram em extremidades opostas e a vazão ao longo da tubulação é igual a $Q/2$, onde Q é a vazão total requerida na parcela. A outra situação extrema ocorre quando as duas laterais estão situadas em lados contrários no meio da parcela, de acordo com a situação B da Figura 4.8. Nessa posição, a vazão total Q abastecerá o trecho 1-2, e pelo trecho 2-3 não circulará nenhuma quantidade d'água. Portanto, para atender a essas duas situações extremas, a vazão total Q será repartida ao longo da tubulação de distribuição, de modo que, pelo trecho 1-2 circule a vazão Q , e pelo trecho 2-3 circule $Q/2$. Dessa forma, e para qualquer que seja o número de laterais da parcela de irrigação, é necessário comprovar o esquema de distribuição mais desfavorável das linhas laterais para definir as vazões máximas que serão transportadas pelos trechos terminais da tubulação principal de distribuição.

Quando a rede de distribuição abastece um grupo de parcelas, as vazões transportadas pelos trechos, situados a montante das tubulações terminais de distribuição, se obtêm mediante algoritmos baseados em funções estatísticas, ou, simplesmente, por acumulação direta das vazões de cada parcela. Nos perímetros irrigados pressurizados *à demanda*, as vazões máximas transportadas pelos trechos da rede de distribuição devem ser calculadas com base em critérios probabilísticos, já que as distintas parcelas abastecidas por cada artéria são irrigadas de forma, mais ou menos, aleatória com o tempo. Os detalhes sobre o cálculo das vazões de projeto das redes coletivas de irrigação à demanda são abordados no Capítulo 5.

Cada trecho da rede de distribuição se caracteriza, hidráulicamente, por seu diâmetro “ D ”, que possui a peculiaridade de ser uma variável discreta, pela vazão transportada “ Q ”, pela velocidade média da água “ V ” e pela perda de carga “ h_f ” correspondente. Essas quatro variáveis relacionam-se entre si através da equação da continuidade ($Q = V\pi D^2/4$) e da equação da perda de carga máxima admissível ($h_f = f[V,D]$). Como a vazão transportada é um dado conhecido, o dimensionamento de cada trecho da rede de distribuição se caracteriza por possuir duas equações e três incógnitas (D , V e h_f). Portanto, o cálculo dos diâmetros dos

trechos das redes de distribuição é indeterminado, significando assim que existirão inúmeras soluções que poderão atender aos requerimentos hidráulicos dos sistemas de irrigação.

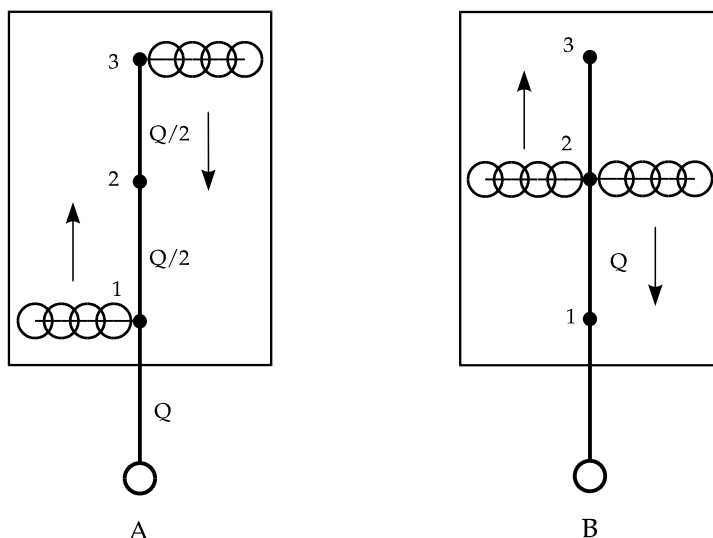


Figura 4.8 - Vazão Q repartida ao longo da tubulação principal de distribuição

A indeterminação hidráulica do problema pode ser superada impondo-se o critério de que o custo total da rede de distribuição (custo de investimento e operação) seja mínimo. As metodologias de dimensionamento das redes de distribuição baseadas nesse critério são, atualmente, as mais empregadas. No entanto, é possível também resolver a indeterminação, antes mencionada, adotando-se um critério de restrição hidráulica ao sistema, mediante o estabelecimento de uma velocidade recomendável ou de uma perda de carga linear em cada artéria da rede de distribuição. Com base nesse critério clássico de adotar restrição hidráulica ao sistema, existe o método de dimensionamento de redes de distribuição ramificadas, conhecido como *método da perda de carga unitária constante*. Esse método trata de dimensionar cada trecho da rede de distribuição com o menor diâmetro comercial que atenda à restrição adotada. Apesar de sua importância atual ser reduzida, já que estão sendo substituídos pelas metodologias de otimização econômica, esse método aproximado é ainda empregado no dimensionamento de redes de distribuição de poucos trechos. O método da perda de carga unitária constante é descrito no item seguinte, enquanto que no Capítulo 8 se expõe a metodologia de otimização econômica.

4.8.2 - Método da Perda de Carga Unitária Constante

Entre os métodos clássicos de cálculo, o de maior aceitação prática é o da perda de carga unitária constante, empregado, especialmente, quando se conhece a altura manométrica ou cota piezométrica disponível na cabeceira da rede de distribuição. Mediante esse método, o diâmetro de cada trecho é selecionado de maneira que a perda de carga unitária correspondente seja aproximadamente igual à perda média disponível na artéria que contém o trecho considerado. Essa metodologia pode ser sintetizada nas seguintes etapas:

1ª - Localiza-se o terminal aparentemente mais desfavorável da rede de distribuição. O terminal mais desfavorável é o que resulta da pior combinação entre a maior distância à cabeceira e o maior requerimento de cota piezométrica.

2ª - Define-se a artéria principal da rede de distribuição, que é aquela que une o terminal mais desfavorável à cabeceira da rede.

3ª - Calcula-se a perda de carga unitária média (j) disponível na artéria principal, em função da cota piezométrica disponível na cabeceira da rede (H_c), da cota piezométrica requerida no terminal mais desfavorável (H_i) e do comprimento correspondente à artéria principal (L):

$$j = \frac{H_c - H_i}{L} \quad (4.28)$$

4ª - Determina-se o diâmetro teórico, requerido para o primeiro trecho da artéria principal (contado no sentido de circulação da água), em função da vazão transportada pelo trecho, do seu comprimento e da perda de carga unitária média da artéria. O diâmetro a adotar para esse primeiro trecho será o diâmetro comercial imediatamente inferior ao diâmetro teórico calculado. Caso o comercial adotado, para o trecho consecutivo a jusante, seja maior que o diâmetro selecionado para o trecho considerado, adota-se outro diâmetro para o trecho em questão, mesmo que seu valor supere o do teórico calculado. Para o diâmetro comercial adotado, calcula-se a velocidade média, e verifica-se se seu valor não ultrapassa o limite de velocidade máxima admitido para o correspondente diâmetro. Caso tal limite seja superado, substitui-se o diâmetro comercial adotado por um consecutivo superior, que atenda à restrição de velocidade máxima.

5ª - Calcula-se a perda de carga total " h_{f1} " correspondente ao diâmetro comercial adotado para o primeiro trecho de comprimento L_1 . Comprova-se, com o valor obtido da perda de carga, se a cota piezométrica disponível no nó, situado imediatamente a jusante do trecho considerado, não é superada pela cota piezométrica requerida nesse nó. Caso isso aconteça, seleciona-se um diâmetro comercial consecutivo superior para o trecho considerado cuja perda de carga não comprometa a cota piezométrica disponível no referido nó. A partir do valor de h_{f1} obtido, determina-se a nova perda de carga unitária média disponível na artéria formada pelos trechos que restam até o terminal:

$$j = \frac{H_c - H_i - h_{f1}}{L - L_1} \quad (4.29)$$

6ª - Com a nova perda de carga unitária média, se obtém o diâmetro comercial do segundo trecho da artéria principal, seguindo a mesma metodologia utilizada para o dimensionamento do primeiro. O processo de cálculo se repete até alcançar o último trecho da artéria (trecho terminal).

O trecho terminal da artéria deve ser composto por dois diâmetros comerciais para que a soma das perdas de carga correspondentes a esses dois diâmetros se ajuste ao valor da perda de carga disponível no último trecho. Os comprimentos L_i e L_{ii} das tubulações, correspondentes a cada um dos dois diâmetros, D_i (diâmetro menor) e D_{ii} do trecho terminal, podem ser determinadas pelas Equações 4.26 e 4.27.

7ª - Após a determinação dos diâmetros da primeira artéria, localiza-se um novo terminal desfavorável e se define outra artéria cuja cabeceira coincidirá com um nó da artéria já calculada. Com isso, a cota piezométrica da cabeceira da nova artéria será igual à cota

piezométrica do nó de derivação da artéria já calculada. Os diâmetros dos trechos da nova artéria se determinam seguindo a mesma metodologia utilizada para a obtenção dos diâmetros da primeira. O processo de cálculo se repete até que todas as artérias da rede de distribuição estejam dimensionadas.

Exemplo 4.4 - Dimensionar a rede de distribuição da área irrigada por aspersão, esquematizada na Figura 4.9, utilizando o método da perda de carga unitária constante. Os dados necessários para o cálculo são:

- Os tubos serão de um material cujo coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams C é igual a 140. As perdas de carga nas peças de conexão (curvas, reduções, tês, etc.) são consideradas desprezíveis neste exemplo.

- A descarga e pressão requeridas na entrada de cada lateral são iguais, respectivamente, a $17,8 \text{ m}^3/\text{h}$ e $33,5 \text{ mca}$.

- A perda de carga singular nos hidrantes situados nas tomadas das linhas laterais é de $1,5 \text{ mca}$.

- A altura manométrica de bombeamento, disponível para recalcar a vazão máxima requerida pela rede de distribuição, é igual a $46,0 \text{ mca}$.

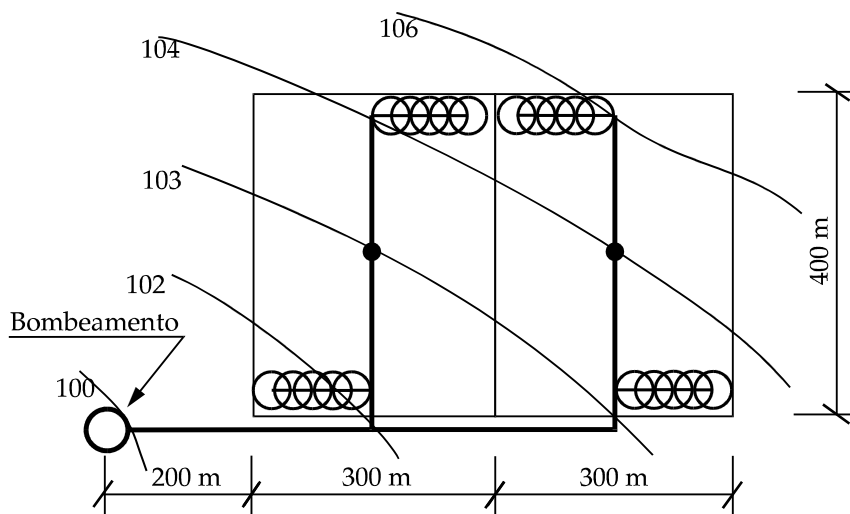


Figura 4.9 - Esquema da área irrigada do exemplo 4.4

À pressão de $33,5 \text{ mca}$, requerida na entrada de cada lateral, deve-se acrescentar a perda de carga localizada de $1,5 \text{ mca}$ no hidrante. Portanto, a pressão mínima requerida à entrada das linhas laterais será igual a $35,0 \text{ mca}$. A Figura 4.10 mostra o traçado da rede de distribuição com os dados complementares, necessários para seu dimensionamento, que se encontram sintetizados no Quadro 4.8. Os valores das colunas 4 e 5 desse quadro se referem, respectivamente, às cotas do terreno e às pressões requeridas nos nós situados imediatamente à jusante de cada trecho correspondente. A cota piezométrica mínima do nó (coluna 6), situado imediatamente à jusante de cada trecho, é igual à cota do terreno (coluna 4) mais a pressão requerida no nó (coluna 5).

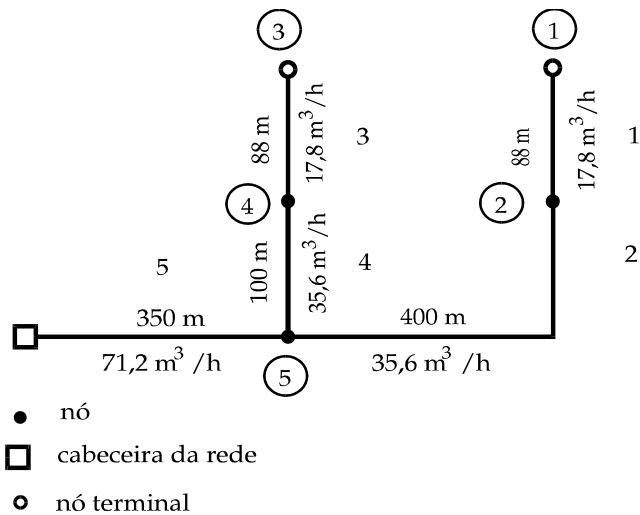


Figura 4.10 - Traçado da rede de distribuição do Exemplo 4.4

Quadro 4.8 - Dados referentes à rede de distribuição da Figura 4.10

Trecho	Comprimento (m)	Vazão (m³/h)	Cota (m)	P requerida (mca)	Piezométrica mínima (mca)
1	88	17,8	106	35,0	141,0
2	400	35,6	104	35,0	139,0
3	88	17,8	104	35,0	139,0
4	100	35,6	103	35,0	138,0
5	350	71,2	102	35,0	137,0

A cota piezométrica disponível na cabeceira da rede de distribuição é igual a 146,0 metros; corresponde à cota do terreno (100 m) mais a altura manométrica disponível nesse ponto (46 metros).

O cálculo começa considerando-se o terminal 1 (a jusante do trecho 1) como o mais desfavorável da rede. Assim sendo, a primeira artéria estará composta pelos trechos 1, 2 e 5.

A perda de carga unitária média na primeira artéria é de 0,006 m/m, obtida através do quociente entre a perda de carga total disponível na artéria (146 m - 141 m) e seu comprimento (838 m).

O diâmetro teórico (D_t) do primeiro trecho (trecho 5) da artéria principal se determina em função dos seguintes dados: $L = 350$ m; $Q = 71,2$ m³/h; $j = 0,006$ m/m; e $C = 140$. A partir da fórmula de Hazen-Williams se obtém $D_t = 160$ mm. Com base na metodologia do dimensionamento (etapa 4), atribui-se ao trecho 5 o diâmetro comercial consecutivo inferior ($D = 150$ mm). Com o diâmetro de 150 mm, a velocidade média e a perda de carga total no trecho 5 serão, respectivamente, 1,12 m/s e 2,87 mca. Para esse valor da perda de carga, a cota piezométrica disponível no nó 5 será igual a 143,13 mca (146,00 - 2,87), que é maior do que a cota piezométrica mínima requerida nesse nó e nos situados a jusante. A velocidade de 1,12 m/s atende, também, à restrição de velocidade máxima admitida.

A perda de carga média unitária, da parte restante da artéria principal, é ajustada descontando a perda de carga produzida no trecho 5. Portanto, a nova perda de carga unitária para o percurso formado pelos trechos 2 e 1 será igual à diferença entre a nova cota disponível na cabeceira do trecho 2 (143,13 mca) e a cota piezométrica do nó 1 (141,00 mca), dividida pelo comprimento total dos trechos 1 e 2 (488 m). O resultado é igual a 0,0044 m/m.

O trecho seguinte da artéria principal (trecho 2) é dimensionado a partir dos dados: $Q = 35,6 \text{ m}^3/\text{h}$; $L = 400 \text{ m}$; $j = 0,0044 \text{ m/m}$; e $C = 140$. Mediante a fórmula de Hazen-Williams obtém-se $D_t = 131 \text{ mm}$. O diâmetro real adotado para o trecho 2 será o diâmetro comercial de 125 mm. Esse valor cumpre a restrição de que o diâmetro de um trecho determinado não deve ser maior que o diâmetro calculado para o trecho consecutivo a montante.

A velocidade e a perda de carga total no trecho 2 são iguais, respectivamente, a 0,81 m/s e 2,21 mca. A velocidade obtida atende com folga à restrição de velocidade e, com essa perda de carga calculada, a cota piezométrica disponível na cabeceira do trecho 1 é igual a 140,92 mca (143,13 - 2,21). Esse valor é insuficiente para atender às pressões requeridas no trecho 1, já que no nó 1 a cota piezométrica mínima de funcionamento é de 141,0 mca. Portanto, deve-se diminuir a perda de carga no trecho 2 e, para isso, atribui-se o diâmetro comercial de 150 milímetros.

Com o diâmetro de 150 mm atribuído ao trecho 2, a velocidade e a perda de carga são iguais, respectivamente, a 0,56 m/s e 0,91 mca. A cota piezométrica disponível na cabeceira do trecho 1 será, portanto, igual a 142,22 mca (143,13 - 0,91).

Para o último trecho da artéria principal (trecho 1), a perda de carga total disponível é igual a 1,22 mca (142,22 - 141,00), e a perda de carga unitária média assume o valor de 0,0139 m/m (1,22/88).

Com a perda de carga unitária de 0,0139 m/m, a vazão de $17,8 \text{ m}^3/\text{h}$ e o comprimento de 88 m, o diâmetro teórico do trecho 1 é aproximadamente igual a 80 mm, que é um dos comercialmente disponíveis no mercado. A perda de carga total do trecho 1, com o diâmetro de 80 mm, é igual a 1,18 m. Assim, a cota piezométrica disponível no terminal 1 será igual a 141,04 mca (142,22 - 1,18), que é praticamente igual ao valor da cota piezométrica mínima requerida nesse terminal.

Em seguida, são dimensionados os trechos 3 e 4, correspondentes à segunda e última artéria da rede de distribuição. A cabeceira dessa artéria coincide com o nó 5, cuja cota piezométrica disponível é igual a 143,13 mca.

A perda de carga unitária média da segunda artéria será:

$$j = \frac{143,13 \text{ m} - 139,00 \text{ m}}{188 \text{ m}} = 0,022 \text{ m/m}$$

Para o trecho 4, o diâmetro teórico, calculado em função de $Q = 35,6 \text{ m}^3/\text{h}$, $L = 100 \text{ m}$, $j = 0,022 \text{ m/m}$ e $C = 140$, é igual a 94 mm. Adotando-se o diâmetro de 80 mm para este trecho, a velocidade média e a perda de carga total no trecho são iguais, respectivamente, a 1,97 m/s e 4,85 mca. Com essa perda de carga, a cota piezométrica disponível na cabeceira do trecho 3 é igual a 138,28 mca (143,13 - 4,85). Esse valor é sensivelmente superior à cota piezométrica mínima requerida no final do trecho 4 (138,00 mca), mas é insuficiente para atender às pressões requeridas no trecho 3. Portanto, deve-se aumentar o diâmetro correspondente ao trecho 4.

Adotando-se, para o trecho 4, o diâmetro de 100 mm, a perda de carga total no trecho será igual a 1,64 mca e a cota piezométrica disponível no nó 4 (cabeceira do trecho 3) será igual a 141,49 mca (143,13 - 1,64).

A perda de carga unitária no trecho 3 será igual a:

$$j = \frac{141,49 \text{ m} - 139,00 \text{ m}}{88 \text{ m}} = 0,0283 \text{ m/m}$$

Para $Q = 17,8 \text{ m}^3/\text{h}$; $L = 88 \text{ m}$; e $j = 0,0283 \text{ m/m}$ o diâmetro teórico do trecho 3 é igual a 68,6 mm. Esse trecho, que é o último da artéria considerada, será, portanto, composto pelos dois diâmetros comerciais imediatamente inferior (60 mm) e superior (70 mm) ao diâmetro teórico calculado.

Os comprimentos L_1 e L_2 correspondentes, respectivamente, aos diâmetros de 60 mm e de 70 mm, são obtidos mediante as Equações 4.26 e 4.27, onde as perdas de carga unitárias j_1 e j_2 correspondentes, respectivamente, aos diâmetros de 60 mm e 70 mm são iguais a 0,0547 e 0,0258:

$$L_1 = 88 \times \frac{0,0283 - 0,0258}{0,0547 - 0,0258} \cong 7 \text{ m}$$

$$L_2 = 88 - 7 = 81 \text{ m}$$

A perda de carga total no trecho 3 será, portanto, igual a:

$$h_{f3} = 81 \times 0,0258 + 7 \times 0,0547 = 2,47 \text{ mca}$$

O valor calculado anteriormente, como não poderia ser diferente, coincide praticamente com a perda de carga total disponível no trecho 3, que é igual a 2,49 mca (141,49 - 139,00).

Na prática, não é conveniente dividir um trecho de 88 metros em duas partes, uma de 81 e a outra de 7 metros. Em tal caso, se adotaria o trecho inteiro com 88 metros com tubos de 70 mm.

O Quadro 4.9 apresenta os resultados do dimensionamento da rede de distribuição pelo método da perda unitária constante. Observa-se nos valores da coluna 6 desse quadro que as pressões disponíveis nos nós 2, 4 e 5 ultrapassam, respectivamente, em 3,22 mca, 3,49 mca e 6,13 mca, as pressões requeridas nos mesmos. Isso é inevitável de suceder, principalmente quando a área a irrigar possui mais de uma parcela, acentuando-se, mais ainda, quando a topografia é heterogênea, como é o caso do exemplo considerado. Quando a variação da pressão, ao longo da tubulação que abastece diretamente as linhas laterais, é significativa, deve-se dispor de válvulas com reguladores de pressão nas tomadas destas. Os tubos de subida ou porta-aspersores poderão estar dotados também de válvulas para regular a pressão de cada aspersor separadamente.

Para se obter uma uniformidade aceitável dentro da superfície da parcela irrigada, deve-se estabelecer a regra dos 20% também para todos os aspersores situados nas distintas posições das linhas laterais no interior da parcela. Isso significa que, rigorosamente, se deve comparar a variação da pressão dos aspersores que recebem maiores e menores cargas dentro da parcela, e verificar se essa variação não ultrapassa a porcentagem admitida da pressão

nominal dos aspersores. Em termos práticos, admite-se uma variação máxima da pressão, ao longo da tubulação que abastece diretamente as linhas laterais, de até 15% da pressão nominal dos aspersores. Essa variação da pressão, que depende das perdas de carga e do desnível geométrico ao longo da tubulação, é arbitrária e se admitem valores superiores quando a cultura tolera uma uniformidade de irrigação relativamente baixa.

Quadro 4.9 - Resultados do dimensionamento da rede

Trecho	D (mm)	L (m)	V (m/s)	h_f (mca)	Pres. Disp. (mca)	Piez.Disp. (mca)
1	2	3	4	5	6	7
1	80	88	0,98	1,18	35,04	141,04
2	150	400	0,56	0,91	38,22	142,22
3	60	7	1,75	2,47	35,02	139,02
	70	81	1,28	-	-	-
4	100	100	1,26	1,64	38,49	141,49
5	150	350	1,12	2,87	41,13	143,13

4.9 – Tipos de Tubos

A escolha adequada dos tipos de tubo é imprescindível para o bom dimensionamento das linhas laterais e das redes de distribuição dos sistemas de irrigação. Para a seleção adequada das tubulações, devem ser considerados 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 tipos de tubo encontrados nos pequenos e grandes sistemas de irrigação são, normalmente, de plástico, de alumínio, de aço galvanizado e de ferro fundido. Os tubos de ferro fundido possuem aplicação bastante restrita nos sistemas de irrigação; os de alumínio e de aço galvanizado cada dia se utilizam menos; e os tubos de plástico (PVC, polietileno e os reforçados externamente com fibra de vidro e resina poliéster - RPVC) são os que predominam na grande maioria dos sistemas implantados atualmente no mundo.

Em seguida comenta-se, resumidamente, a aplicação de cada um dos tipos de tubo de plástico, como também são descritas suas principais características técnicas:

PVC: As tubulações de PVC (cloreto de polivinil) são bastante empregadas nas linhas laterais dos sistemas de aspersão convencional, como também nas redes fixas de distribuição de água para diâmetros nominais inferiores ao DN 500. O diâmetro nominal (DN) é um simples número que serve como designação para projeto e para classificar, em dimensões, os elementos de tubulação (tubos, conexões, anéis de borracha e acessórios) e que corresponde, aproximadamente, ao diâmetro interno dos tubos, em milímetros. O diâmetro nominal (DN) não deve ser objeto de medição, nem ser utilizado para fins de cálculos hidráulicos.

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 das linhas laterais portáteis. Outras vantagens apresentadas pelo plástico são sua alta resistência à corrosão, sua resistência ao ataque químico de águas impuras e a baixa rugosidade das paredes do tubo. Como desvantagem, pode-se ressaltar que a resistência mecânica dos tubos diminui com o tempo e com o aumento da temperatura. Os tubos de PVC que são instalados sobre o

terreno, expostos ao sol, possuem uma vida útil bem menor do que aqueles que são instalados enterrados.

As tubulações de PVC dos sistemas portáteis e semi-portáteis estão disponíveis nas bitolas de 1, 2 e 3 polegadas, com classe de pressão PN 80 (pressão nominal de 80 mca). São dotadas de engates rápidos para facilitar a montagem e desmontagem dos tubos. Essas conexões devem proporcionar, além da facilidade de manejo, uma boa vedação das uniões, para evitar perdas d'água no sistema.

Os engates rápidos existentes são de dois tipos: *mecânico* e *hidráulico*. O engate mecânico possui, na extremidade *macho* do tubo, dois ganchos com alavancas, que se engatam fortemente na extremidade *fêmea* do tubo adjacente, conforme se observa na Figura 4.11.a. A extremidade fêmea do tubo possui um anel de borracha, que é pressionado pelas pontas da extremidade macho do tubo adjacente, garantindo, assim, a vedação da união. No engate do tipo hidráulico, a vedação da tubulação é proporcionada pela pressão hidráulica que atua sobre uma junta de lábio duplo em forma de "V", existente em uma das pontas do tubo (ver Figura 4.11.b). A vedação da união é alcançada quando a pressão hidráulica supera 1,0 atm. Os engates do tipo hidráulico são mais práticos porque permitem que a conexão seja realizada a uma certa distância, sustentando os tubos nas suas partes centrais. Assim sendo, os engates hidráulicos são mais adequados para as conexões das linhas laterais portáteis, já que estas são manejadas com maior frequência. Os engates do tipo mecânico, por serem mais resistentes, se empregam nas tubulações de distribuição semiportáteis, que são pouco transportadas durante a campanha de irrigação.

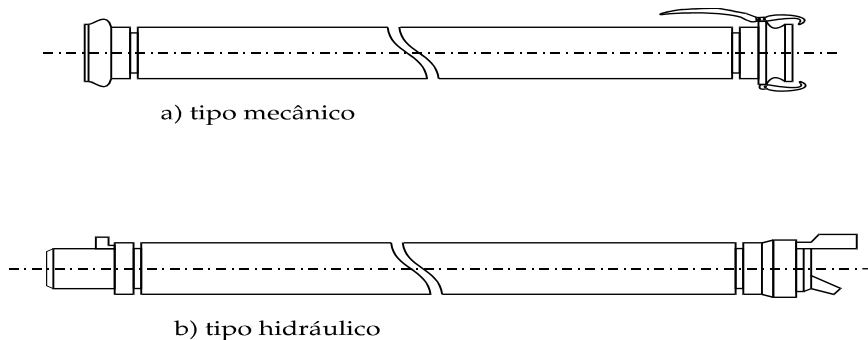


Figura 4.11 - Tubos portáteis com engates rápidos

Alguns engates rápidos, utilizados nas linhas laterais dos sistemas de aspersão convencional, possuem válvulas que permitem a conexão direta dos tubos porta-aspersores ou de subida.

As tubulações de PVC empregadas nas redes de distribuição de água são de vários tipos. As de junta elástica (JE) estão disponíveis nos diâmetros nominais DN 50, 75, 100, 125 e 150, para pressões de serviço PN 40, 60 e 80. As de junta soldáveis (PBL) estão disponíveis para diâmetros que variam de DN 35 a DN 150, para PN 40, 60 e 80.

Para as redes de tubulações fixas, de maior porte, empregam-se os tubos de PVC DEFoFo, de cor azul (ver Figura 4.12), com diâmetros externos equivalentes aos dos tubos de ferro fundido. Estão disponíveis para os diâmetros nominais DN 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400 e 500. O Quadro 4.10 apresenta a gama de diâmetros, de PVC DEFoFo, para a classe de pressão PN 125, de acordo com a norma NBR 5647, de 1999, no qual se observa os

diâmetros nominais e internos dos tubos. Os diâmetros internos são os que, efetivamente, devem ser empregados nos cálculos hidráulicos para o dimensionamento das tubulações.

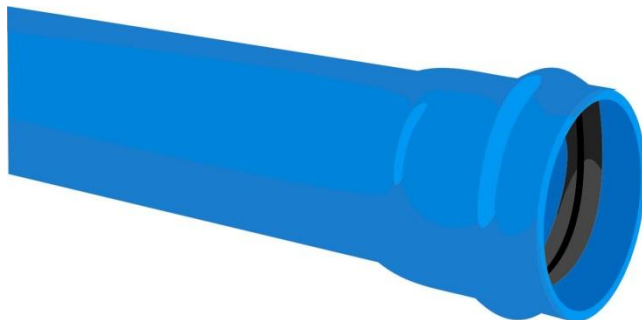


Figura 4.12 - Tubo de PVC/DEFoFo

Quadro 4.10 – Tubos de PVC/DEFoFo, PN 125 (NBR 5647, 1999)

Bitolas			Dimensões		Massa kg/m
DN Nº	DE mm	DI mm	Espessura mm	Comprimento M	
100	118	108,4	4,8	6	2,670
150	170	156,4	6,8	6	5,500
200	222	204,2	8,9	6	10,966
250	274	252,0	11,0	6	13,920
300	326	299,8	13,1	6	19,855
350	378	347,6	15,2	6	
400	429,9	395,5	17,2	6	
500	532	489,4	21,3	6	

Polietileno: Esses tubos se dividem, basicamente, em dois tipos: os de polietileno linear de baixa densidade (PELBD) e os de polietileno de alta densidade (PEAD). Os de baixa densidade são tubulações flexíveis de pequenos diâmetros empregados nas linhas laterais e nos trechos das redes de distribuição de menores diâmetros dos sistemas de irrigação localizada (tubulações terciárias). Estão disponíveis comercialmente em rolos, e seus diâmetros nominais empregados são os DN 12, 16, 20, 25, 32 e 40.

As tubulações de polietileno de baixa densidade possuem algumas vantagens consideráveis com relação aos tubos de PVC: são bem mais resistentes às intempéries (se instalam normalmente sobre o terreno), são flexíveis, mais fáceis de serem instaladas e menos frágeis. Em contrapartida, são mais caras do que as de PVC e, na atualidade, só é economicamente viável para diâmetros menores do que 50 mm.

Os tubos de polietileno mais empregados nos sistemas de irrigação localizada (gotejamento, microaspersão, etc) são de baixa densidade. São fabricados a alta pressão (2000 kg/cm²) e possuem maior resistência à fissuração e à flexibilidade do que os de alta densidade, que são fabricados a baixa pressão (20 kg/cm²). O Quadro 4.11 apresenta os valores das espessuras dos tubos de polietileno de baixa densidade, para σ_{adm} de 32 kg/cm², em função dos diâmetros (até 200 mm) e das pressões nominais, segundo a norma europeia UNE 53-131-82.

Quadro 4.11 - Espessura dos tubos de polietileno de baixa densidade segundo seus diâmetros e pressões nominais (UNE 53-131-82)

Diâmetro Nominal (mm)	Pressão nominal (kg/cm ²)		
	4	6	10
10	-	-	2,0
12	-	-	2,0
16	-	2,0	2,2
20	-	2,0	2,8
25	2,0	2,3	3,5
32	2,0	2,9	4,4
40	2,4	3,7	5,5
50	3,0	4,6	6,9
63	3,8	5,8	8,6
75	4,5	6,8	10,3
90	5,4	8,2	12,3
110	6,6	10,0	15,1
125	7,4	11,4	17,1
140	8,3	12,7	19,2
160	9,5	14,6	21,9
180	10,7	16,4	24,6
200	11,9	18,2	27,3

Tubulações metálicas: Os tubos de alumínio e aço galvanizado se empregam, principalmente, nas linhas laterais e nas tubulações principais dos sistemas de aspersão portáteis e semiportáteis. Comparados com os tubos de aço galvanizado, os de alumínio são mais leves, mais resistentes à corrosão, trabalham com menores pressões hidráulicas, são mais caros e menos resistentes aos choques externos. Atualmente, os tubos de alumínio e de aço galvanizado se utilizam cada vez menos, em decorrência da maior competitividade dos tubos de PVC rígido. A resistência a altas pressões é a característica principal dos tubos de ferro fundido, que suportam pressões de trabalho de até 30 atm. O custo dos tubos é bastante elevado comparado com os tubos dos demais materiais. Por essa razão a utilização das tubulações de ferro fundido está restrita a determinados trechos das grandes redes, cujas condições de trabalho são bastante desfavoráveis (altas pressões, grande inclinação do terreno, cargas externas elevadas, etc.).

Capítulo 5

PERÍMETROS DE IRRIGAÇÃO PRESSURIZADOS

5.1 - Introdução

Os perímetros irrigados dotados de sistemas de irrigação sob pressão, abastecidos por redes coletivas pressurizadas, vêm substituindo, desde o final da década de 1970, os sistemas coletivos clássicos de distribuição de água por gravidade através de canais. A grande facilidade e flexibilidade do manejo da irrigação *à demanda*, mediante os diversos sistemas de irrigação pressurizados existentes, associada à economia global da quantidade de água consumida nesse tipo de abastecimento, justificam o predomínio dos perímetros irrigados pressurizados com respeito aos projetos de irrigação com redes de canais. Como consequência disso, existe, atualmente, um grande desenvolvimento tecnológico com relação a novos equipamentos e novas metodologias de projeto de sistemas coletivos de irrigação pressurizados. Os pioneiros em tal desenvolvimento foram os franceses que, seguidos dos espanhóis e italianos, implantaram grandes perímetros irrigados pressurizados em regiões de clima mediterrâneo no sul da Europa (Espanha, França, Itália, Grécia, etc.) e no norte da África (Marrocos, Argélia, Tunísia, etc.).

Um sistema coletivo de irrigação pressurizado se compõe, fundamentalmente, de uma estação de bombeamento, com um dispositivo de regulação e controle, e da rede coletiva de distribuição, com suas peças especiais de controle do fluxo d'água. A estação de bombeamento, também denominada estação elevatória, de recalque ou sistema de impulsão, abastece a rede de distribuição coletiva, de tubulações fixas e enterradas, que transporta as vazões até as tomadas ou hidrantes localizados nas entradas das parcelas de irrigação. Cada parcela é irrigada, individualmente, com um sistema de irrigação pressurizado, que pode ser por aspersão convencional, por aspersão mecanizada, por gotejamento, microaspersão, etc. A Figura 5.1 mostra um esquema de um perímetro irrigado abastecido por um sistema coletivo de irrigação pressurizado. Às vezes, o perímetro irrigado é dividido em vários setores (de dezenas, centenas ou milhares de hectares), que são abastecidos por um grande canal, denominado *canal de adução* ou *canal adutor*. O canal adutor recebe a água de um manancial e a transporta através da região a ser beneficiada pela irrigação, servindo também de reservatório de regularização para os vários setores do perímetro. Os setores do perímetro, por sua vez, dispõem de estações elevatórias nas suas cabeceiras, que se abastecem do canal adutor (ver Figuras 5.2 e 5.3).

No item seguinte são descritos, resumidamente, os condicionantes básicos que devem ser considerados nos projetos de um sistema coletivo de irrigação pressurizado. Os itens 5.3 e 5.4 tratam, respectivamente, das técnicas de traçado das tubulações de distribuição e da metodologia de cálculo das vazões transportadas pelos trechos das redes coletivas de distribuição. O cálculo ou dimensionamento dos diâmetros das tubulações das redes coletivas deve ser sempre executado através dos métodos de otimização econômica (ver no Capítulo 8, método Lenhsnet).

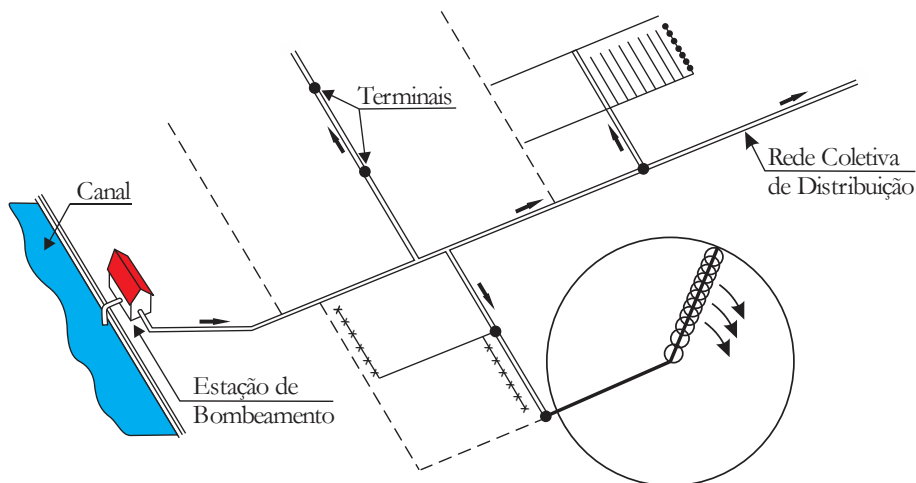


Figura 5.1 - Esquema de um perímetro de irrigação pressurizado

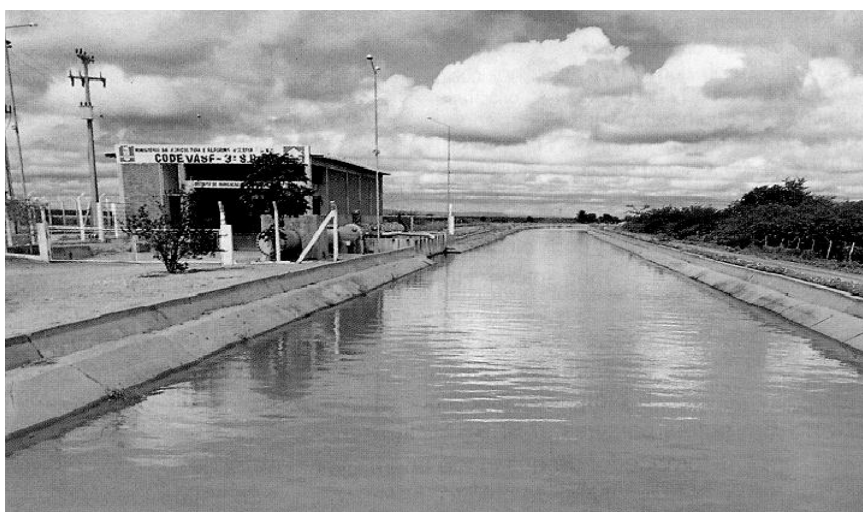


Figura 5.2 - Canal adutor e estação de bombeamento secundária de um dos setores do perímetro irrigado Senador Nilo Coelho – Petrolina, Brasil

5.2 - Condicionantes Básicos

5.2.1 - Disposição das Parcelas de Irrigação e Posição dos Pontos de Tomada D'água

Uma das etapas iniciais de um projeto de um sistema coletivo de irrigação (perímetro de irrigação) consiste em delimitar as unidades das parcelas ou lotes a serem irrigados. Em paralelo, são fixadas as localizações dos pontos de tomada d'água, que podem ser posicionados dentro ou nas extremidades das parcelas.



Figura 5.3 - Canal adutor e estação de bombeamento secundária do perímetro irrigado de Gravatá – Paraíba, Brasil

Os pontos de tomada d'água são dotados, geralmente, de uma válvula de passagem, um regulador de pressão, um limitador de vazão, um registro do volume de água consumido (hidrômetros) e uma ventosa, para eliminar o ar que ocasionalmente se acumula nos aparelhos. Na tomada de água da parcela, pode-se dispor de uma válvula multifuncional, cujo custo é, cada vez mais, acessível. Esta é dotada de dois pilotos, um para controlar a vazão e o outro para reduzir a pressão excedente (ver Figura 5.4). A válvula multifuncional é instalada junto a um hidrômetro, que mede o volume consumido ao longo do tempo (ver Figuras 5.5 e 5.6).



Figura 5.4 – Válvula multifuncional



Figura 5.5 – Hidrômetro



Figura 5.6 – Tomada d'água da parcela

A delimitação dos lotes ou parcelas depende dos sistemas de irrigação que serão empregados, dos tipos de culturas mais prováveis a implantar e da importância social e econômica do perímetro. A partir de uma análise detalhada desses aspectos são estabelecidas as dimensões médias das várias parcelas do perímetro. A maioria dos perímetros irrigados no mundo possuem suas parcelas com áreas que, geralmente, variam entre 2 e 20 hectares, havendo um predomínio de superfícies em torno de 7 ha. Existem também muitos perímetros com parte de suas áreas destinadas a glebas com superfícies compreendidas, na maioria dos casos, entre 20 e 400 hectares, destinadas a agroindústrias e empresas de exploração agropecuária.

A posição da tomada d'água, para cada parcela ou grupo de parcelas, deve ser escolhida em função de fatores econômicos, hidráulicos e funcionais. Às vezes, é necessário dispor de um hidrante para mais de uma parcela (no máximo quatro), devido ao elevado custo desse equipamento. É conveniente que os hidrantes sejam posicionados, quando possível, nas extremidades mais altas das unidades, para evitar perdas de carga por desnível geométrico nas parcelas. Em uma grande parcela, relativamente plana, a tomada deve ser localizada no centro da área para melhor aproveitar a pressão hidráulica destinada a alimentar os equipamentos de irrigação. Deve-se procurar posicionar o hidrante em um local que disponha de fácil acesso para as estradas vicinais ou de serviço do perímetro irrigado.

Evidentemente, nem sempre será possível atender conjuntamente às orientações antes mencionadas. Caberá, portanto, ao engenheiro projetista, procurar alcançar uma distribuição que atenda às recomendações mais importantes com relação às condições particulares da região em questão.

5.2.2 - Modalidade de Irrigação

Existem duas modalidades distintas de distribuição de água às parcelas de um perímetro de irrigação: *por turnos* e *à demanda*. Na irrigação por turnos o abastecimento d'água aos irrigantes se realiza mediante turnos (dias e horários pré-estabelecidos), fixados em função da distribuição das vazões para todas as parcelas do perímetro. Com exceção do dia e horário de seu turno, o agricultor está impossibilitado de irrigar seu lote. No caso em que uma ou mais parcelas irrigassem fora dos horários dos turnos estabelecidos, aumentaria a demanda de água fixada para a rede de distribuição, provocando maiores perdas de carga em algumas artérias da rede coletiva. Como consequência, em algumas parcelas ou algum setor do perímetro irrigado (situado em zona mais alta e/ou mais distante da origem da rede) a

água chegaria com pressão insuficiente. Haveria, portanto, prejuízo para o funcionamento da irrigação na ou nas parcelas abastecidas pelos hidrantes com pressões insuficientes. Na irrigação por turnos, o agricultor, além de não ter a comodidade ou liberdade de escolher o horário para irrigar, estará impossibilitado de atender aos possíveis aumentos da demanda hídrica provocados por instabilidades climáticas, mudanças nas culturas implantadas ou outros fatores. Atualmente, quase não se utiliza a irrigação por turnos em perímetros pressurizados, segundo descrito anteriormente. Essa modalidade está, praticamente, limitada aos sistemas coletivos irrigados por gravidade, onde a água é distribuída em canais a céu aberto, para os diversos lotes do perímetro.

Na irrigação à demanda, o agricultor dispõe de água no hidrante que lhe abastece durante as vinte e quatro horas do dia e poderá, assim, escolher o horário que mais lhe convenha para irrigar. O irrigante terá apenas uma restrição com relação à descarga, que será modulada pelo limitador de vazão existente no hidrante. O fornecimento de água à demanda, em um perímetro de irrigação pressurizado, é semelhante ao de um sistema urbano de abastecimento de água, no qual o usuário pode abrir a torneira de sua casa e dispor de água a qualquer hora do dia. Em termos econômicos, as instalações dos sistemas coletivos à demanda são mais caras que as dos sistemas coletivos de irrigação por turnos. Em um sistema à demanda, as vazões transportadas pelos trechos da rede de distribuição serão maiores que as derivadas de um sistema coletivo por turnos, já que admite-se que no abastecimento à demanda muitas parcelas possam ser irrigadas ao mesmo tempo. Assim sendo, um sistema à demanda requer uma rede de distribuição com tubulações de maiores diâmetros e uma estação de bombeamento com um mecanismo de automação mais complexo. Apesar da desvantagem econômica, em termos de custo de investimento, a vantagem decorrente da flexibilidade de operação de um sistema coletivo de irrigação à demanda justifica seu predomínio sobre a modalidade de irrigação por turnos. Além do mais, um sistema coletivo de irrigação por turnos requer um serviço de vigilância para controlar o abastecimento d'água às parcelas, que é totalmente dispensável em um sistema coletivo à demanda.

5.3 - Traçado das Redes Coletivas de Distribuição

Após o estabelecimento das áreas das parcelas do perímetro irrigado, da distribuição destas e da localização das tomadas d'água, será necessário enlaçar esses pontos de tomada d'água com a cabeceira do sistema (reservatório elevado, estação de bombeamento, etc.) para se definir o traçado da rede coletiva de distribuição. Esse traçado, que indicará o posicionamento das tubulações da rede de distribuição no campo, deve ser executado em função de fatores topológicos e econômicos, respeitando as condições geotécnicas e orográficas do perímetro. Com relação aos fatores topológicos, o traçado da rede coletiva deve levar em consideração a distribuição das parcelas do perímetro, as vias de comunicação existentes na zona (estradas vicinais, estradas de serviço, linhas ferroviárias), as edificações, etc. Os aspectos geotécnicos estão relacionados com a existência de solos agressivos, instabilidade do terreno, zonas com rochas, terrenos pedregosos, lençol freático a pouca profundidade, etc. A orografia da zona condiciona diretamente o traçado da rede, já que o fluxo d'água deve avançar, preferencialmente, desde zonas mais altas para as mais baixas, a fim de se evitar perdas de energia por diferenças de cota. Por último, o custo de investimento da instalação dependerá dos comprimentos das artérias e ramais do traçado da rede de distribuição. Teoricamente, os traçados das redes coletivas de distribuição podem ser

malhados ou *ramificados*. Os traçados malhados, ou fechados, dão origem a sistemas bem mais caros e, por essa razão, as redes coletivas de distribuição são sempre projetadas com traçados ramificados. Os traçados em forma de malha são empregados nos projetos de redes de abastecimento de núcleos urbanos, onde é necessário uma maior segurança no fornecimento de água às populações. Às vezes, pode ocorrer que em uma rede existente, com um determinado setor do perímetro irrigado com vazão e pressão insuficientes, seja implantada uma malha ou anel com novas tubulações para reforçar o abastecimento nesse setor.

Com relação às metodologias de traçados de redes coletivas de distribuição, existem duas correntes já consagradas: a primeira se refere aos traçados que procuram respeitar a topologia do perímetro (*traçado por limites*) e a segunda compreende os traçados que visam, fundamentalmente, os aspectos econômicos (*traçado de custo mínimo*). O traçado por limites é executado posicionando-se as tubulações desde a cabeceira do sistema (onde está localizado o reservatório elevado ou a estação de bombeamento) até os pontos de tomada d'água (que coincidem com os pontos terminais da rede), seguindo, o máximo possível, os limites das parcelas e as margens das vias de acesso existentes no perímetro (estradas vicinais, estradas de serviço, vias férreas, etc.). As tubulações, que normalmente são instaladas enterradas, devem cruzar os terrenos das parcelas somente quando tais desvios proporcionarem uma economia significativa no custo de investimento da rede coletiva. A grande vantagem dessa metodologia de traçado consiste no aspecto de que os trabalhos de manutenção da rede coletiva não prejudicam os terrenos das parcelas irrigadas, nem interferem nas vias de acesso e edificações existentes dentro do perímetro. A outra vantagem corresponde ao fato de que os agricultores não estarão dependentes de possíveis avarias nos tubos, que possam ser causadas pelo preparo do terreno ou pela circulação de máquinas agrícolas dentro dos lotes de irrigação. Por esses motivos, a grande maioria das redes coletivas dos perímetros pressurizados existentes no mundo foram projetadas com traçados por limites. Apesar de que a metodologia de traçado de redes por limites possa parecer extremamente simples, a realidade é totalmente diferente. Para um projeto determinado, existirão inúmeras possibilidades de traçado das tubulações, seguindo os limites das parcelas e as vias de acesso dentro do perímetro a irrigar. Entre as inúmeras possibilidades existentes, haverá poucas alternativas de traçados que proporcionam qualidade satisfatória de funcionamento da rede de distribuição, com aceitável custo de implantação. Um traçado por limites de boa qualidade depende, fundamentalmente, da experiência do projetista. Segundo Granados (1990), existem algumas recomendações gerais que devem ser seguidas pelo projetista para alcançar um bom traçado de um projeto determinado, que são:

- As tubulações devem ser traçadas de forma que o avanço da água se distancie o mais rápido possível do ponto de captação (cabeceira da rede). Para uma mesma velocidade de circulação da água, a rede coletiva de distribuição será tanto mais barata quanto mais rápida for a operação de transporte da água, desde a cabeceira até os pontos de destino. Em uma rede nunca deve haver artérias ou ramais que retornem até a origem do sistema.

- O avanço da água deve ser realizado, preferencialmente, desde as zonas mais altas até as mais baixas. Com isso, consegue-se que a perda de carga na rede seja compensada com a perda de cota altimétrica, obtendo-se, assim, uma rede mais barata e com um maior equilíbrio de pressões nas tomadas d'água das parcelas.

- A derivação de ramais, desde a artéria principal, deve ser realizada de forma ortogonal, e a bifurcação de uma artéria em duas subartérias, em forma de forquilha, com

inclinação aproximada de 45 graus, em ambos os ramais, com relação à direção da artéria original.

- O princípio de execução do traçado, seguindo os limites das parcelas e as estradas vicinais e/ou de serviço, não deve ser mantido de forma rigorosa. Quando existem muitas irregularidades na topologia da zona, será conveniente proceder algumas retificações em algumas estradas e/ou nos limites de determinadas parcelas, adaptando-os melhor ao futuro traçado da rede coletiva.

- Previamente ao traçado da rede, devem ser localizados os recintos do perímetro com maior exigência de carga (combinação da altimetria e da distância à origem da rede). Até estes pontos devem estar orientadas as principais artérias da rede de distribuição, de maneira que a água seja transportada para os recintos mais desfavoráveis com a menor perda de carga possível.

- O primeiro índice que demonstra a qualidade do traçado é a própria estética da planta da rede coletiva de distribuição.

A segunda linha metodológica de traçado de redes coletivas de distribuição existente tem como objetivo projetar a distribuição das tubulações no campo, de forma que seja alcançada uma rede coletiva com o menor custo possível. Para tal fim, não se levam em consideração os fatores topológicos existentes na zona a irrigar, que condicionam o direcionamento das tubulações da rede coletiva no traçado por limites. Dentro dessa linha metodológica vale a pena destacar o método desenvolvido pelo francês Bernard Girette (1967), que teve grande repercussão na época de sua divulgação. Atualmente, o traçado de custo mínimo está totalmente em desuso e, por essa razão, ele não será descrito neste livro. Uma descrição detalhada desse método pode ser obtida em Girette (1967).

5.4 - Vazões Transportadas pelos Trechos das Redes Coletivas

5.4.1 - Introdução

Antes da determinação do diâmetro, ou diâmetros, de cada trecho da rede coletiva de distribuição (essa parte do dimensionamento é tratada no Capítulo 8) deve-se proceder ao cálculo das vazões transportadas pelos seus trechos. Para a determinação dessas vazões é necessário que já esteja estabelecida a modalidade de irrigação, o traçado da rede coletiva e as descargas e pressões requeridas nos pontos de tomada d'água (cabeceiras das parcelas de irrigação). As vazões requeridas nos pontos de tomada d'água são obtidas a partir das necessidades de irrigação bruta no período de máxima demanda.

Em termos da modalidade de irrigação, conforme discutido no item 5.2.2, a grande maioria dos perímetros de irrigação pressurizados são projetados à demanda devido à funcionalidade de operação do sistema coletivo. As vazões a transportar, através dos trechos da rede coletiva, poderiam ser obtidas, simplesmente, por acumulação direta das descargas requeridas nos pontos finais de cada trecho, seguindo o sentido inverso do fluxo d'água na instalação. Essa forma de cálculo atenderia à situação de máxima demanda quando todas as parcelas estivessem irrigando ao mesmo tempo. No entanto, essa situação é pouco provável de acontecer, visto que na modalidade à demanda as irrigações das parcelas do perímetro são, mais ou menos, aleatórias com o tempo. Com o cálculo das vazões de forma acumulada, a rede estaria superdimensionada para a grande parte do tempo de funcionamento e teria, evidentemente, um custo elevado desnecessário.

Baseado na aleatoriedade das irrigações das parcelas de um sistema à demanda, René Clément (1986) desenvolveu um método probabilístico de determinação das vazões transportadas pelos trechos das redes coletivas, que pode ser utilizado no dimensionamento dos perímetros irrigados pressurizados. O método de Clément parte de alguns condicionantes básicos, denominados *parâmetros de cálculo das vazões*, que são descritos em seguida.

5.4.2 - Parâmetros de Cálculo das Vazões

Os parâmetros de cálculo das vazões são os coeficientes que determinam as condições de distribuição das descargas por parte da rede coletiva às parcelas do perímetro irrigado. Os parâmetros que devem ser estabelecidos para o dimensionamento da rede coletiva são: *vazão unitária contínua*, *grau de liberdade das parcelas*, *rendimento da rede*, *garantia de abastecimento* e *as dotações das parcelas*.

Vazão unitária contínua. A vazão unitária contínua (q), expressa, geralmente, em L/s/ha, é uma descarga fictícia que o sistema haveria de proporcionar, por unidade de área irrigada, para atender às necessidades das culturas, caso a irrigação ocorresse, continuamente, nas 24 horas diárias, durante o número de dias disponíveis para a irrigação, no período de máxima demanda. Para um perímetro irrigado, onde se espera implantar vários tipos de culturas, a vazão unitária contínua é referida à alternativa média das culturas previstas. A vazão unitária contínua pode ser determinada diretamente em função do volume de água por hectare (V), correspondente à necessidade de irrigação bruta máxima, da alternativa média das culturas previstas e do tempo disponível de irrigação (t) para o período de máxima demanda (geralmente de uma semana, dez dias ou um mês):

$$q = \frac{V}{t} \quad (5.1)$$

Exemplo 5.1 - Determinar a vazão unitária contínua para um perímetro de irrigação, no qual se espera que a cultura de tomate seja a alternativa média a irrigar. Os dados sobre as necessidades de irrigação mensais da cultura encontram-se no balanço hídrico do Quadro 1.10. Considera-se que, para o mês de máxima demanda, haverá irrigação diária, com exceção dos dias de domingo.

Com base no balanço hídrico do Quadro 1.10, a demanda máxima ocorre no mês de julho, no qual a necessidade de irrigação líquida N_l é igual a 1.980 m³/ha. Admitindo-se que, para o dimensionamento das instalações dos sistemas de irrigação, não devem ser consideradas as contribuições eventuais de água ao terreno, a necessidade de irrigação líquida máxima coincidirá com a evapotranspiração máxima da cultura ($ET_p = 202$ mm, no mês de julho). Portanto, o valor de N_{lm} , para o balanço hídrico considerado, é igual a 2.020 m³/ha, já que não se considerou a contribuição eventual da precipitação efetiva no mês de máxima demanda.

Para uma eficiência média de irrigação esperada em todo o perímetro de 0,7 a necessidade de irrigação bruta máxima será:

$$N_{bm} = \frac{2020}{0,7} = 2.886 \text{ m}^3/\text{ha} = 2.886.000 \text{ L/ha}$$

A vazão unitária contínua (q) será:

$$q = \frac{2.886.000 \text{ L/ha}}{31 \times \frac{6}{7} \times 24 \times 3600 \text{ s}} = 1,26 \text{ L/s/ha}$$

Caso se irrigasse todos os dias da semana, a vazão unitária contínua seria:

$$q = \frac{2.886.000 \text{ L/ha}}{31 \times 24 \times 3600 \text{ s}} = 1,08 \text{ L/s/ha}$$

Importante. O valor médio da vazão unitária contínua, para as diversas condições climáticas e tipos de culturas, está situado em torno de 1 L/s/ha. Esse número pode ser útil quando se deseja estimar, de forma aproximada, o número de hectares irrigáveis para uma determinada vazão disponível. Como exemplo, uma vazão disponível de 5 m³/s daria, de forma aproximada, para irrigar 5000 hectares de terra.

Grau de liberdade da parcela. O grau de liberdade de uma parcela (GL) é a relação entre o número de horas diárias (t) disponíveis para a irrigação por parte da rede coletiva e o número de horas diárias (t') que o agricultor efetivamente utiliza para irrigar sua parcela no período de máxima demanda hídrica:

$$GL = \frac{t}{t'} \quad (5.2)$$

O grau de liberdade, por ser função do número de horas que o agricultor utiliza para irrigar sua parcela, depende de muitos fatores, tais como: forma e tamanho da parcela, cultura a irrigar, mão de obra disponível, sistema de irrigação a empregar, etc. O grau de liberdade representa o coeficiente de segurança da vazão fornecida ao agricultor para irrigar sua parcela, e seu valor varia, normalmente, entre 1,5 e 4,0. Em alguns casos, ele pode chegar a alcançar o valor 6,0. Mantendo-se constante os demais fatores que influenciam o grau de liberdade, quanto maior for a superfície da parcela, menor será o valor de GL.

Rendimento da rede coletiva. O rendimento da rede coletiva (r) é a relação entre o número de horas (t'') que a rede está capacitada para transportar a vazão diária e o número de horas (t) disponível para a irrigação:

$$r = \frac{t''}{t} \quad (5.3)$$

O número de horas (t'') que a rede está capacitada para abastecer o sistema coletivo é igual a t (24 horas) menos um intervalo de tempo, em horas, destinado para eventuais trabalhos de manutenção da rede (normalmente entre duas e quatro horas). O rendimento (r)

representa, portanto, um coeficiente de segurança da rede coletiva para eventuais paradas diárias da mesma ou para fazer frente a possíveis aumentos da demanda de vazão provocados por alguma adversidade climática, vazamentos nas tubulações, modificações nos tipos de culturas irrigadas, etc.

Garantia de abastecimento. A garantia de abastecimento (GA) é o valor da probabilidade (em porcentagem) de que, no período de máxima demanda, as descargas requeridas à rede coletiva não ultrapassem as vazões calculadas ou estabelecidas no projeto. Trata-se de um parâmetro fixado pelo projetista, em função da qualidade de funcionamento esperada para o abastecimento do sistema coletivo de irrigação. Clément (1986) recomenda adotar um valor para GA em torno de 95%.

Dotações das parcelas. Para cada parcela do perímetro irrigado, existirá uma dotação de água, ou vazão máxima, controlada através do hidrante que a abastece, para suprir as necessidades hídricas da cultura irrigada no período de máxima demanda. A dotação de cada parcela pode ser obtida diretamente pela expressão:

$$d = q S GL \quad (5.4)$$

em que:

d = dotação da parcela, em L/s.

q = vazão unitária contínua, em L/s/ha.

S = área da parcela, em ha.

GL = grau de liberdade da parcela (adimensional).

O valor calculado da dotação “ d ” deve ser arredondado por excesso para se ajustar aos valores das descargas modulares dos hidrantes, que geralmente são múltiplos de 2, 3 ou de 5 L/s.

5.4.3 - Método de Clément

Em um sistema coletivo de irrigação à demanda, a vazão transportada em cada trecho da rede de distribuição varia com o tempo, pois nem todas as parcelas abastecidas irrigam simultaneamente. Como consequência disso, conforme já comentado, economicamente não vale a pena dimensionar a rede coletiva para atender à situação pouco provável de que todas as parcelas estejam irrigando ao mesmo tempo. O método de Clément, com base na aleatoriedade das irrigações das parcelas, calcula as vazões dos trechos da rede coletiva, para o período de máxima demanda hídrica, com uma determinada probabilidade (garantia de abastecimento GA) de não serem ultrapassadas. O cálculo da vazão de projeto a ser transportada por cada trecho da rede coletiva de distribuição de um sistema coletivo à demanda, baseado no método de Clément, se obtém a partir da seguinte equação:

$$Q = \sum d_i p_i + U \sqrt{\sum p_i q_i d_i^2} \quad (5.5)$$

em que:

Q = vazão no trecho considerado.

d_i = dotação de cada parcela “ i ”, situada a jusante do trecho considerado.

p_i = probabilidade de que a tomada d'água “ i ” esteja irrigando.

q_i = probabilidade de que a tomada d'água "i" não esteja irrigando = $1 - p_i$.

U = variável reduzida da distribuição normal de probabilidade, que depende da garantia de abastecimento (GA) adotada para o projeto.

A dotação de cada parcela (d_i) é determinada através da Equação 5.4 com o arredondamento por excesso para se ajustar à descarga modular do hidrante considerado. A probabilidade de que a tomada d'água "i" esteja irrigando é igual a relação entre o número de horas diárias (t') que o agricultor efetivamente utiliza para irrigar no período de máxima demanda hídrica e o número de horas (t'') que a rede está capacitada para transportar a vazão diária. Com base nessa definição, e nas relações 5.2 e 5.3, a probabilidade p_i pode ser obtida também pela expressão:

$$p_i = \frac{1}{r GL_i} \quad (5.6)$$

A partir das Equações 5.4 e 5.6, obtém-se, portanto, o produto $d_i p_i$ da fórmula de Clément:

$$d_i p_i = \frac{q S_i}{r} \quad (5.7)$$

O valor de U é tabelado em função da garantia de abastecimento (GA), segundo comentado mais adiante. O método de Clément, sintetizado através da Equação 5.5, foi desenvolvido a partir da hipótese de que as tomadas d'água são independentes e que irrigam de forma aleatória com o tempo. O método parte da suposição, também, de que as dotações das tomadas d'água são iguais e que somente existem duas possibilidades de funcionamento dessas: totalmente abertas ou totalmente fechadas, onde as probabilidades de funcionamento serão iguais a p e $(1-p)$, respectivamente. Com base nessas hipóteses, o número de tomadas d'água abertas (parcelas irrigando), abastecidas por um determinado trecho da rede coletiva, é uma variável aleatória que segue uma lei de distribuição binomial de probabilidade. Assim sendo, a probabilidade $P(x)$ de que em um determinado momento estejam " x " tomadas d'água irrigando, em um total de " n " tomadas abastecidas, é igual a:

$$P(x) = C_{n,x} p^x (1-p)^{n-x} \quad (5.8)$$

em que $C_{n,x}$ é a combinação de n elementos tomados x a x . A probabilidade acumulada de ocorrência de que não estejam irrigando mais de " x " parcelas, numa amostra de " n " pontos de tomada d'água, será igual à função de distribuição binomial, dada pela equação:

$$F(x) = \sum_{i=1}^{i=x} C_{n,i} p^i q^{n-i} \quad (5.9)$$

$F(x)$ representa, também, a garantia de abastecimento (GA) que o trecho considerado possui para suprir a demanda das " x " tomadas abertas. A média (μ) e o desvio padrão (σ) da lei de distribuição binomial são:

$$\mu = n p \quad (5.10)$$

$$\sigma = \sqrt{npq} \quad (5.11)$$

Para "n" relativamente grande e "p" e "q" não próximos de zero, pode ser demonstrado que a distribuição binomial se assimila à lei de distribuição normal de probabilidade, cuja variável reduzida (U), de média zero e desvio padrão unitário, é dada por:

$$U = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad \text{ou} \quad U = \frac{x - n p}{\sqrt{n p q}} \quad (5.12)$$

O número de tomadas d'água abertas "x" (que irrigam simultaneamente), abastecidas por um determinado trecho da rede coletiva, será dado, então, pela seguinte equação:

$$x = n p + U \sqrt{n p q} \quad (5.13)$$

Para uma determinada garantia de abastecimento (GA), em porcentagem, admitida para o cálculo das vazões a circular pela rede, o valor de U pode ser obtido a partir da lei de distribuição normal reduzida:

$$GA = F(U) = \frac{100}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^U e^{-x^2/2} dx \quad (5.14)$$

O Quadro 5.1 apresenta os valores tabelados de U em função das garantias de abastecimentos (GA) mais empregadas na prática. Na hipótese de que a rede abasteça parcelas de idênticas dotações, a vazão de projeto transportada por cada trecho (Q) se determina mediante o produto da dotação (d) pelo número de tomadas d'água abertas (x), obtidas a partir da Equação 5.13 (ver Equação 5.15).

$$Q = n p d + U \sqrt{n p q d^2} \quad (5.15)$$

Em se tratando de redes coletivas que abastecem parcelas com distintas dotações (d_i), as vazões transportadas pelos trechos se determinam por meio da Equação 5.5, que é conhecida, também, como *primeira fórmula de Clément à demanda*.

Quadro 5.1

GA (%)	U	GA (%)	U	GA (%)	U	GA (%)	U
90	1,28	93	1,48	96	1,75	99	2,33
91	1,34	94	1,56	97	1,88	99,5	2,58
92	1,41	95	1,65	98	2,05		

Devido às hipóteses utilizadas no desenvolvimento do método de Clément, a fórmula estatística de cálculo das vazões (Equação 5.5 ou 5.15) não é válida quando a amostra

(número de tomadas alimentadas por um trecho considerado) é reduzida. Pode ocorrer que, em determinados trechos da rede a calcular, as vazões determinadas pela fórmula de Clément ultrapassem os valores obtidos por acumulação direta das dotações das parcelas abastecidas. Na prática, a vazão adotada para cada trecho será a menor entre Q (calculado pelo método de Clément) e a correspondente à acumulação direta das dotações das parcelas abastecidas ($\sum d_i$).

Exemplo 5.2 - Determinar as vazões a serem transportadas por cada trecho da rede coletiva de distribuição esquematizada na Figura 5.7. A necessidade de irrigação bruta da alternativa média da cultura a implantar no perímetro, para o mês de máxima demanda (dezembro), é igual a 2170 m³/ha. As parcelas serão irrigadas diariamente, com exceção dos dias de domingo, e a rede coletiva estará a disposição dos irrigantes durante as 24 horas diárias. O rendimento da rede (r) adotado é de 0,85 e a garantia de abastecimento (GA) estabelecida é igual a 95%. As dotações calculadas das parcelas (d_i) deverão ser arredondadas por excesso para valores inteiros múltiplos de 2 L/s, a fim de se ajustarem às descargas modulares dos hidrantes.

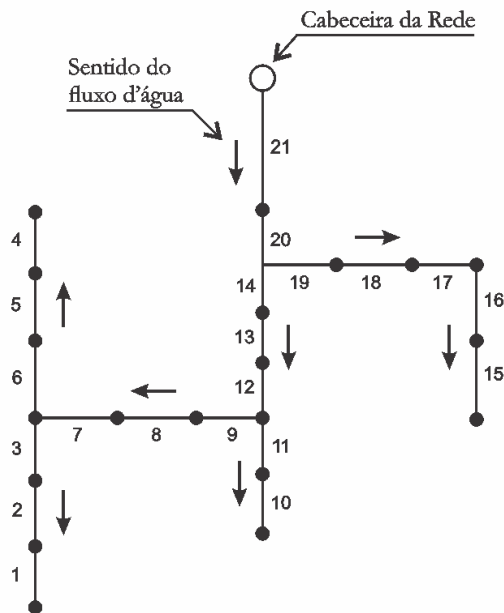


Figura 5.7 - Rede coletiva do exemplo 5.2

Para facilitar os cálculos das vazões os trechos são numerados de forma ordenada seguindo o sentido inverso do fluxo d'água, desde os terminais da rede até a cabeceira da mesma, segundo se observa na Figura 5.7. No Quadro 5.2 aparecem as áreas das parcelas abastecidas por cada nó da rede e os tempos diários de irrigação previstos.

Os valores da vazão unitária contínua (q), da dotação d_i e do produto $d_i p_i$ serão:

$$q = \frac{2170 \times 10^3 \text{ L/ha}}{31 \times 24 \times 3600 \times \frac{6}{7} \text{ s}} = 0,95 \text{ L/s/ha}$$

$$d_i = q S_i GL_i = 0,95 S_i GL_i \quad d_i p_i = \frac{q S_i}{r} = \frac{0,95 S_i}{0,85} = 1,12 S_i \text{ L/s}$$

Quadro 5.2

Nó	S (ha)	t' (h)	Nó	S (ha)	t' (h)	Nó	S (ha)	t' (h)
1	7,2	8	8	15,1	12	15	7,3	8
2	6,5	8	9	16,7	12	16	6,5	8
3	8,3	8	10	12,0	12	17	21,6	16
4	9,2	8	11	14,5	12	18	14,0	12
5	9,1	8	12	23,7	16	19	16,2	12
6	6,9	8	13	22,1	16	20	-	-
7	7,6	8	14	23,6	16	21	25,1	16

Para uma garantia de abastecimento (GA) de 95%, o valor de U é igual a 1,65 (ver Quadro 5.1). No Quadro 5.3, encontram-se os resultados sintetizados dos cálculos das vazões. Os valores de Q (coluna 10) são calculados pela fórmula de Clément (Equação 5.7) e as vazões de projeto (coluna 11) correspondem aos menores valores entre Q (coluna 10) e $\sum d_i$ (coluna 5).

Quadro 5.3

Trecho	$\sum S_i$ (ha)	GL	d_i (l/s)	$\sum d_i$	$d_i p_i$	$\sum d_i p_i$	$d_i p_i (d_i - d_i p_i)$	$\sum p_i d_i^2 (1 - p_i)$	Q (l/s)	Qproj (l/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	7,2	3,0	22	22	8,06	8,06	112,36	112,36	25,5	22,0
2	13,7	3,0	20	42	7,28	15,34	92,60	204,96	39,0	39,0
3	22,0	3,0	24	66	9,30	24,64	136,71	341,67	55,1	55,1
4	9,2	3,0	28	28	10,30	10,30	182,31	182,31	32,6	28,0
5	18,3	3,0	26	54	10,19	20,49	161,10	343,41	51,1	51,1
6	25,2	3,0	20	74	7,73	28,22	94,85	438,26	62,8	62,8
7	54,8	3,0	22	162	8,51	61,37	114,80	894,73	110,7	110,7
8	69,9	2,0	30	192	16,91	78,28	221,35	1116,08	133,4	133,4
9	86,6	2,0	32	224	18,70	96,98	248,71	1364,79	157,9	157,9
10	12,0	2,0	24	24	13,44	13,44	141,93	141,93	33,1	24,0
11	26,5	2,0	28	52	16,24	29,68	190,98	332,91	59,8	52,0
12	136,8	1,5	34	310	26,54	153,20	197,99	1895,69	225,0	225,0
13	158,9	1,5	32	342	24,75	177,95	179,44	2075,13	253,1	253,1
14	182,5	1,5	34	376	26,43	204,38	200,08	2275,21	283,1	283,1
15	7,3	3,0	22	22	8,18	8,18	113,05	113,05	25,7	22,0
16	13,8	3,0	20	42	7,28	15,46	92,60	205,65	39,1	39,1
17	35,4	1,5	32	74	24,19	39,65	188,92	394,57	72,4	72,4
18	49,4	2,0	28	102	15,68	55,33	193,18	587,75	95,3	95,3
19	65,6	2,0	32	134	18,14	73,47	251,42	839,17	121,3	121,3
20	248,1	-	-	510	-	277,85	-	3114,38	369,9	369,9
21	273,2	1,5	36	546	28,11	305,96	221,79	3336,17	401,3	401,3

Capítulo 6

ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO

Luis Simão de Andrade Filho e Heber Pimentel Gomes

6.1 - Introdução

A fonte de água que abastece um sistema de irrigação advém de um determinado manancial, que pode ser um rio, um poço, uma barragem, um canal, etc. Para que a água abasteça a rede de tubulações e os sistemas de irrigação pressurizados, faz-se necessário que ela possua suficiente energia potencial. Isso somente acontece, naturalmente, se o manancial estiver situado em uma cota topográfica suficientemente alta, em relação à área a irrigar, o que na prática raramente ocorre. Normalmente, os sistemas pressurizados de irrigação recebem água, sob pressão, impulsionada por uma estação de bombeamento, que se constitui numa estrutura formada por bombas hidráulicas, motores, tubulações, casa de máquina e dispositivos especiais de controle (válvulas, medidores, dentre outros). A estação de bombeamento, também chamada de estação elevatória ou sistema de recalque, situa-se junto à fonte de abastecimento, para que a água do manancial possa ser succionada pelas bombas hidráulicas. As Figuras 5.1, 5.2 e 5.3, do capítulo anterior, mostram três exemplos de posicionamentos de estações de bombeamento de água.

O presente capítulo apresenta os principais aspectos das estações de bombeamento de água e das bombas hidráulicas. Descreve, também, o funcionamento de bombas de velocidade variável - com a utilização de inversores de frequência -, que são imprescindíveis para a operação otimizada e a eficiência energética dos sistemas de abastecimento de água.

6.2 - Bombas Hidráulicas

Bombas hidráulicas são máquinas destinadas a mover líquidos, através de tubulações pressurizadas, para atender determinados fins, tais como o abastecimento de água para sistemas urbanos, de irrigação, de combate a incêndio, etc. Para isso, convertem a energia mecânica, recebida de um motor, em energia hidráulica, na forma de pressão e energia cinética. No contexto das máquinas de fluxo, as bombas são dispositivos que convertem trabalho mecânico em energia de fluido (pressão, energias cinética e/ou potencial). O trabalho mecânico pode ser oriundo de uma fonte energética qualquer, sendo que devido à alta eficiência, larga faixa de potência e praticidade, predomina o uso do motor elétrico.

As bombas classificam-se, basicamente, em duas categorias: as volumétricas, ou de deslocamento positivo, e as turbobombas, também chamadas de cinéticas ou bombas de fluxo. As bombas volumétricas possuem uma ou mais câmaras, sobre as quais algum elemento móvel atua aumentando a pressão e provocando o movimento do líquido. As mais comuns no bombeamento de água são as de êmbolo e de diafragma. Bombas volumétricas são raramente empregadas em estações elevatórias de sistemas de irrigação. As turbobombas, ou bombas cinéticas (ver Figura 6.1 e 6.2), caracterizam-se pela presença de um elemento girante dotado de pás, chamado de rotor, movido por alguma fonte de potência através do seu eixo. O conjunto fica acondicionado dentro de uma carcaça onde se identifica claramente o eixo, por onde é transferida a potência de acionamento; a sucção, por onde o fluido entra

no conjunto; e a descarga, por onde o fluido sai. O rotor é o órgão onde se dá a transferência de energia para o fluido. Ao passar através de suas pás, o líquido recebe quantidade de movimento e é acelerado, aumentando sua energia cinética. Numa primeira análise, pode-se afirmar que a pressão, ou altura de elevação, cresce com seu diâmetro, enquanto a vazão cresce com o diâmetro e a largura. Nos rotores fechados, que são utilizados nas bombas das elevatórias para irrigação (ver Figura 6.3), as pás são contidas axialmente por um disco circular de um lado e por uma coroa no lado oposto, de modo que, entre cada duas pás, formam-se dutos curvos divergentes e independentes. Contendo o rotor, existe a parte da carcaça chamada de voluta, que se caracteriza por ter a forma de uma espiral que dá origem a uma seção de escoamento crescente em torno da periferia do rotor. Em sua parte superior, a voluta encontra o bocal de descarga, onde a seção continua crescendo, agora num espaço em forma de tronco de cone invertido. O contínuo crescimento da seção de escoamento na voluta e bocal produz uma conversão de energia cinética em pressão.

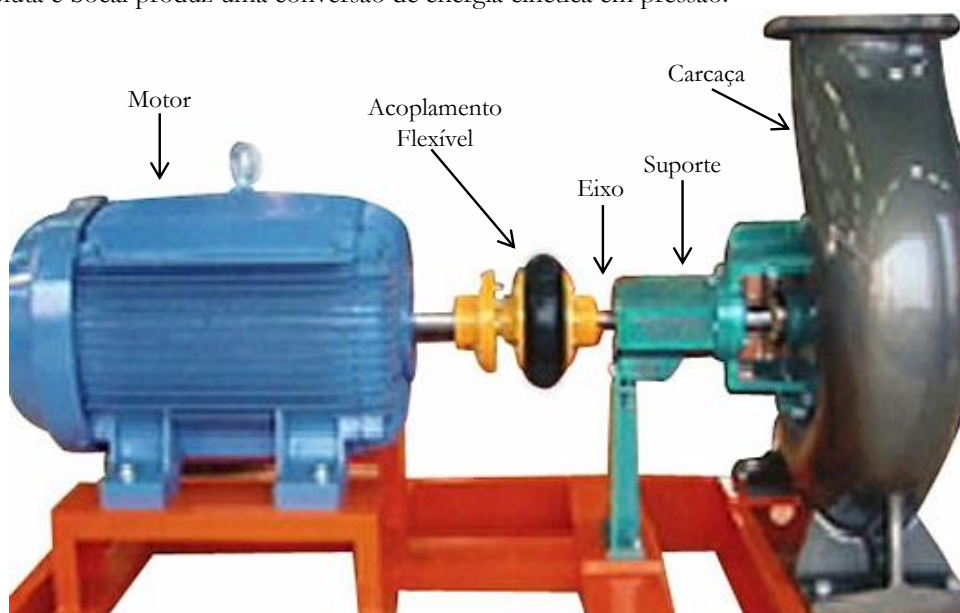


Figura 6.1 – Bomba Centrífuga

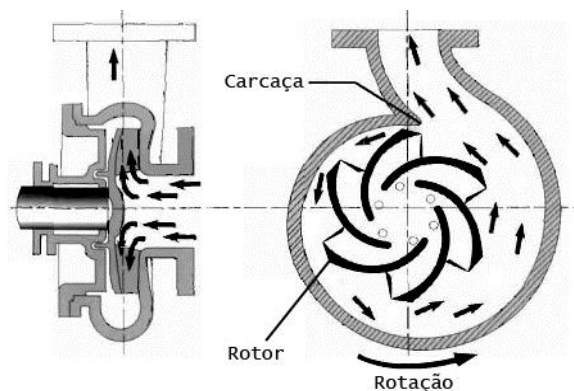


Figura 6.2 - Princípio de funcionamento das bombas

Nas turbobombas não existem volumes fechados, o que torna possível seu funcionamento mesmo com a saída obstruída, ou seja, com vazão nula. Na verdade, essa condição de funcionamento é uma característica importante da bomba, denominada ponto de *shut off*. Deve ser evitada, a não ser por curtos períodos de tempo, devido mais à inconveniente geração de calor do que às limitações hidráulicas ou mecânicas.

Nas estações elevatórias de água para sistemas de irrigação, as turbobombas rotativas, particularmente as centrífugas, predominam de forma absoluta. Além de cobrirem grandes faixas de vazão e pressão, possuem ótimos rendimentos e baixos custos de instalação, operação e manutenção. Por essa razão, serão estas que receberão a abordagem desse capítulo.



Figura 6.3 – Rotor

6.2.1 - Classificação das Bombas Centrífugas

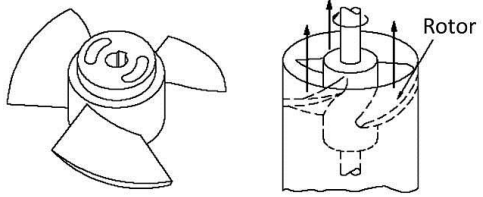
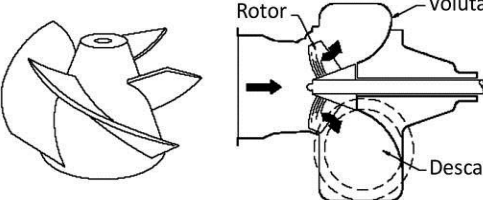
As bombas centrífugas recebem classificações com relação a várias características, onde se destacam: trajetória do fluido, construção e número de rotores. Quanto à trajetória, podem ser radiais, axiais e mistas. O Quadro 6.1 apresenta as características de cada um desses três tipos de bombas centrífugas.

Quanto ao número de rotores, as bombas centrífugas podem ser de simples e de múltiplos estágios. No primeiro caso, possuem apenas um rotor. Quando são exigidas grandes alturas de elevação, as dimensões do rotor podem tornar-se excessivamente grandes, com o consequente aumento de custo, além da queda no rendimento. Contorna-se o problema utilizando dois ou mais rotores, fixados em um mesmo eixo e dispostos em série, de modo que a descarga do primeiro é conduzida para a sucção do segundo, e assim sucessivamente até alcançar a pressão desejada (ver Figura 6.4). Para que a associação seja eficiente, existem difusores internos dispostos na carcaça que convertem a energia cinética em pressão e reconduzem o fluido à entrada do estágio seguinte de forma o mais suave possível.

Quanto ao tipo de carcaça, as bombas podem ser bipartidas no sentido vertical ou no sentido horizontal, sendo estas últimas predominantes nas máquinas de grande porte.

Quadro 6.1 – Classificação das bombas segundo a trajetória no rotor

Radiais		As pás são dispostas em planos radiais de forma que, depois do líquido entrar no rotor pelo seu centro, percorre todo ele em trajetórias curvas dispostas sobre planos aproximadamente radiais. Caracterizam-se por possuírem grandes alturas manométricas e, relativamente, pequenas vazões sendo, então, as mais empregadas.
-----------------------	--	---

Axiais		O líquido entra no rotor na direção do eixo e, pela ação de suas pás, assume trajetórias de hélices cilíndricas até chegar à saída do conjunto, onde voltam a ser axiais. Daí o fluido é conduzido ao tubo de descarga. Caracterizam-se por possuírem altas vazões e relativamente baixas alturas de elevação.
Mistas		O fluido entra no rotor axialmente e encontra pás curvas e inclinadas com relação ao eixo. A trajetória de saída do rotor pode ser na direção intermediária entre a radial e axial, podendo, então, encontrar pás diretrizes que encaminham o líquido para a descarga ou para uma sucessão de novos rotores, no caso de bombas de múltiplos estágios. Com relação à altura manométrica e vazão, encontram-se no meio termo entre as radiais e axiais.

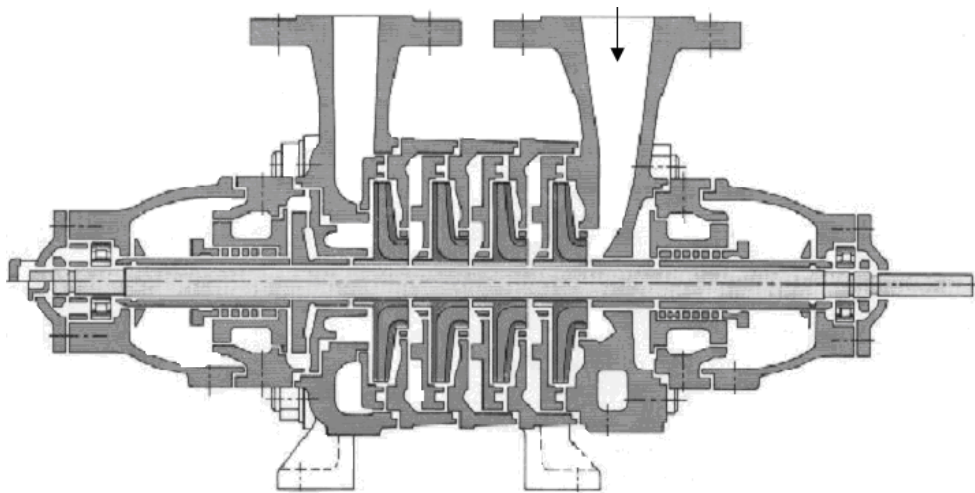


Figura 6.4 - Bomba centrífuga de múltiplos estágios (4 rotores)

6.3 - Alturas Geométrica e Manométrica, Potências, Rendimentos e Perdas

Um sistema de bombeamento é composto, basicamente, de uma tubulação de aspiração, um conjunto motobomba e uma tubulação de recalque. A Figura 6.5 mostra duas estações de bombeamento típicas utilizadas em abastecimento de água. Na primeira, (a), a bomba é instalada num plano acima do nível da água do reservatório inferior, enquanto na

segunda, (b), esta se encontra abaixo dele, caracterizando o que se chama de instalação com **bomba afogada**. O segundo tipo apresenta, dentre outras, a vantagem da bomba se encontrar sempre **escorvada**, ou seja, completamente preenchida com o fluido e, portanto, sem bolhas de ar. Em ambas instalações, a função da bomba é fornecer a energia ao líquido, para que possa ser realizado o trabalho de movê-lo, continuamente, do reservatório inferior até a saída do tubo de recalque, vencendo todas as resistências encontradas no caminho e lá chegando com a energia cinética ou vazão desejadas.

Do ponto de vista hidráulico, o escoamento é considerado viscoso, portanto com perdas de carga hidráulica, porém, uniforme e em regime permanente.

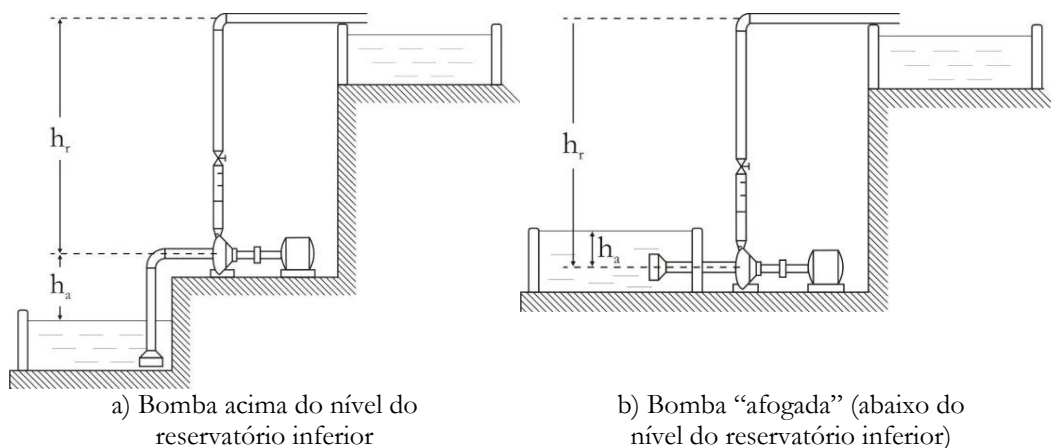


Figura 6.5 – Estações típicas de bombeamento

Com base na Figura 6.5a, definem-se as seguintes alturas e perdas:

Altura estática ou geométrica de elevação, h_g - Representa a diferença entre os dois níveis que o fluido precisa vencer. Em termos energéticos, significa a diferença de energia potencial que separa a superfície livre do reservatório inferior e a descarga do recalque. Pode ser dividida nas parcelas de aspiração e de recalque ou $h_g = h_a + h_r$.

Altura geométrica de aspiração, h_a - Desnível entre a superfície do reservatório inferior e o plano que passa pelo centro do rotor da bomba.

Altura geométrica de recalque, h_r - Desnível entre a cota da descarga da instalação e do plano que passa pelo centro do rotor.

Perdas de carga na aspiração, H_{fa} - Somatória de todas as perdas de carga existentes entre a bomba e o início da tubulação de aspiração.

Perdas de carga no recalque, H_{fr} - Somatória de todas as perdas de carga da bomba até o final da tubulação de descarga.

Altura manométrica de aspiração, $H_a = h_a + H_{fa}$ para bomba não afogada (Figura 6.5a) e $H_a = -h_a + H_{fa}$, para bomba afogada (Figura 6.5b).

Altura manométrica de recalque, $H_r = h_r + H_{fr}$

Altura manométrica, H - Energia cedida pela bomba ao líquido, na forma de energia por unidade de peso de fluido bombeado. Junto com a vazão, forma o par de grandezas dependentes mais importantes da bomba. Enquanto a vazão traduz a velocidade e a quantidade de fluido transportado, a altura manométrica indica a capacidade de vencer os obstáculos, desníveis e atritos além de possibilitar que, no final, o fluido disponha da energia remanescente - pressão e/ou energia cinética desejada. Pode ser determinada aplicando-se a equação da energia entre um ponto na superfície livre do reservatório inferior e a descarga da tubulação de recalque, resultando em:

Altura Manométrica

$$H = h_g + H_{fa} + H_{fr} + \frac{V^2}{2g} \quad (6.1)$$

$$H = H_a + H_r + \frac{V^2}{2g} \quad (6.2)$$

h_g = Altura geométrica (m) sendo:

$h_g = h_a + h_r$ para bombas não afogadas.

$h_g = -h_a + h_r$ para bombas afogadas.

H_{fa} = Perdas de carga na aspiração (m).

$\Rightarrow$ H_{fr} = Perdas de carga no recalque (m).

V = Velocidade na saída do recalque (m/s).

H_a = Altura manométrica de aspiração (m).

H_r = Altura manométrica de recalque (m).

Curva do sistema, CS – Gráfico da altura manométrica H , em função da vazão Q . Ou seja, é a representação gráfica da Equação 6.1, que pode ser considerada, $H = h_g + f(V^2) = h_g + f(Q^2)$. A curva do sistema possui a forma mostrada na Figura 6.6.

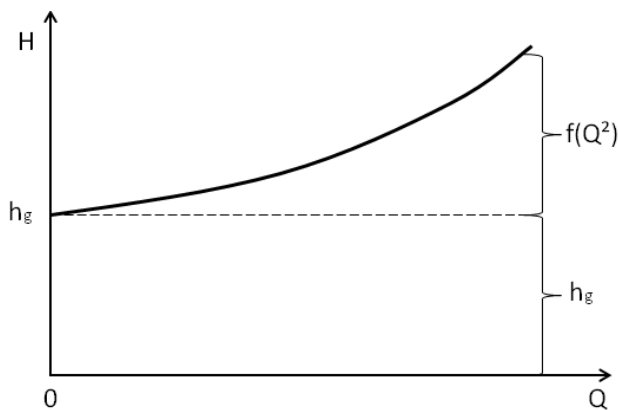


Figura 6.6 – Curva do Sistema

Traçando a Curva do Sistema:

- Para a vazão de projeto, Q_{proj} , calcular as perdas H_{fa} e H_{fr} e substituir os resultados, junto com a altura geométrica h_g , na Equação 6.1, obtendo-se o primeiro ponto de CS (Q_{proj} , H_{proj_1}).
- Repetir o passo 1 para pelo menos mais três vazões, sendo uma delas ligeiramente superior a Q_{proj} e as demais inferiores a Q_{proj} .

- Plotar, no gráfico da Curva do Sistema, os pontos (Q, H) obtidos nos itens 1 e 2, bem como o ponto de vazão nula (0, H_g); nas ordenadas estão os valores de H e nas abscissas os de Q, conforme mostra a Figura 6.7.

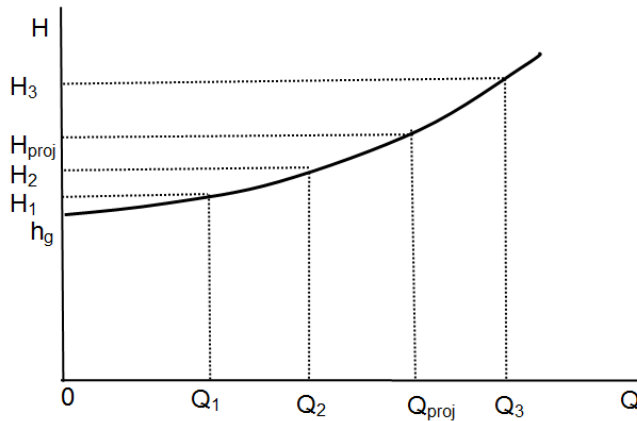


Figura 6.7 – Curva do Sistema

No Quadro 6.2 são apresentadas, resumidamente, as fórmulas referentes às potências, rendimentos e perdas relativas ao conjunto motobomba. As Equações 6.14 e 6.15 se referem, especificamente, à potência do conjunto motobomba, que são utilizadas, normalmente, no dimensionamento da instalação de recalque.

Quadro 6.2 – Potência, rendimentos e perdas do conjunto motobomba

Descrição	Definição	Fórmula	Und
Potência hidráulica (P_{hid})	É a altura manométrica H , (energia/peso) expressa na forma de potência (energia/tempo), sendo obtida multiplicando-se H pela vazão gravimétrica γQ (peso/tempo). Representa a energia por unidade de tempo efetivamente recebida pelo fluido.	$P_{hid} = \gamma^* QH \quad (6.3)$ $P_{hid} = \frac{\gamma^{**} QH}{75} \quad (6.4)$	W cv
Rendimento da bomba (η)	É o quociente (“ <i>energia ganha/energia paga</i> ”) da potência fornecida ao fluido pela bomba, P_{hid} , pela potência recebida pela bomba do acionador, P_m .	$\eta = \frac{P_{hid}}{P_m} = \frac{\gamma^* QH}{P_m^*} \quad (6.5)$ $\eta = \frac{P_{hid}}{P_m} = \frac{\gamma^{**} QH}{75 P_m^{**}} \quad (6.6)$	-
Rendimento do motor elétrico (η_{me})	É o quociente da potência motriz, P_m , pela potência elétrica recebida pelo motor, P_e .	$\eta_{me} = \frac{P_m}{P_e} \quad (6.7)$	-

Potência motriz (P_m)	É a potência medida no eixo do motor. Pode ser determinada através do rendimento da bomba.	$P_m = \frac{\gamma^* QH}{\eta} \quad (6.8)$ $P_m = \frac{\gamma^{**} QH}{75\eta} \quad (6.9)$	W cv
Rendimento do conjunto motor-bomba (η_{mb})	É o quociente da potência hidráulica, P_{hid} , pela potência elétrica, P_e .	$\eta_{mb} = \frac{P_{hid}}{P_e} \quad (6.10)$	-
Altura motriz (H_m)	É a potência motriz expressa em energia/peso.	$H_m = \frac{P_m}{\gamma Q} = \frac{H}{\eta} \quad (6.11)$	m
Perdas de energia na bomba (P_p)	É a diferença entre a potência motriz e a potência hidráulica. Em termos de energia/peso, é a diferença entre a altura motriz e a altura manométrica.	$P_{pb} = P_m - P_{hid} \quad (6.12)$ $H_{pb} = H_m - H \quad (6.13)$	W m
Variáveis:			
Q	= Vazão volumétrica (m³/s).	P_e	= Potência elétrica (W).
H	= Altura manométrica H (m).	P_{hid}	= Potência hidráulica (W).
γ^*	= Peso específico do líquido (N/m³).	P_m^*	= Potência motriz ou mecânica (W).
γ^{**}	= Peso específico do líquido (kgf/m³).	P_m^{**}	= Potência motriz ou mecânica (cv).
Potência do conjunto motobomba (P)	É o quociente da potência hidráulica, P_{hid} , pelo rendimento do conjunto motobomba, η_{mb} .	$P = \frac{P_{hid}}{\eta_{mb}} = \frac{\gamma^* QH}{\eta_{mb}} \quad (6.14)$ $P = \frac{P_{hid}}{\eta_{mb}} = \frac{\gamma^{**} QH}{75\eta_{mb}} \quad (6.15)$	W cv

Os rendimentos de bombas de grande porte podem atingir mais de 85%, enquanto os de pequenas unidades podem chegar a menos de 40%. Valores de referência para cálculos preliminares situam-se em torno de 40%, para bombas pequenas, e 60%, para bombas de médio porte.

Perdas externas de energia na bomba – Também chamadas de perdas mecânicas, são as que ocorrem nos mancais (rolamentos) e nos elementos de vedação (gaxetas e selos mecânicos), de modo que parte da potência motriz se perde fora da bomba e, portanto, deixa de chegar às pás do rotor.

Perdas internas de energia na bomba – Compreendem as perdas causadas pelo movimento do fluido, dividindo-se em:

- **Perdas volumétricas** são as que ocorrem por fugas de vazão, através do eixo e gaxetas da bomba, e as perdas por recirculação entre as zonas de alta pressão, na saída dos rotores, e as de baixa pressão, na entrada destes;
- **Perdas hidráulicas** se referem às perdas por choque na entrada das pás e por atrito nos canais internos, quer no interior do rotor, quer na voluta ou pás diretrizes. Os choques são minimizados se a bomba é bem projetada e trabalha próxima ao ponto de máxima eficiência. As perdas por atrito são, assim, minimizadas por um bom projeto, além de um bom acabamento superficial das partes internas das bombas.

A Figura 6.8 mostra esquematicamente as transformações que ocorrem num conjunto motobomba, desde a potência elétrica até o fluido, sintetizando os conceitos de potências, perdas e rendimentos aqui apresentados.

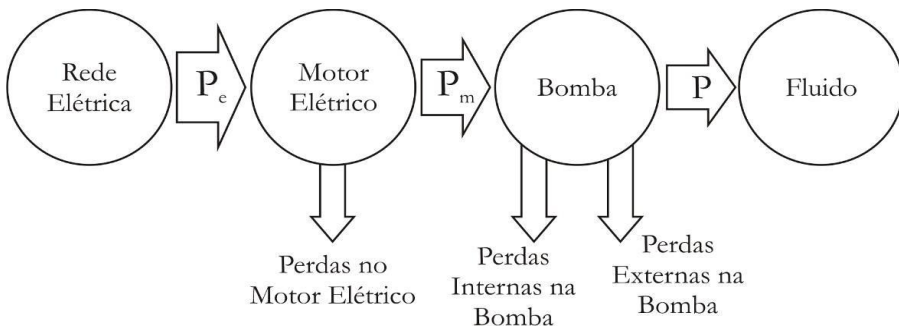


Figura 6.8 – Representação esquemática das transformações de energia presentes numa bomba acionada por motor elétrico

Observa-se que a rede elétrica fornece a potência elétrica P_e ao motor elétrico, responsável pela transformação desta em potência de eixo ou mecânica P_m . Embora os motores elétricos sejam máquinas bastante eficientes, cujos rendimentos estão normalmente acima de 90%, parte da potência elétrica por ele recebida é perdida na transformação, identificada na figura como *perdas no motor elétrico*. A potência no eixo, por sua vez, é transferida à bomba para a sua conversão em potência hidráulica P .

Conforme já discutido, parte da energia que chega à bomba se perde nos mancais e elementos de vedação, constituindo as chamadas *perdas externas*. Outra parcela de maior importância perde-se no interior da bomba, nas chamadas *perdas volumétricas e perdas hidráulicas*, cuja soma são as *perdas internas*. Finalmente, a energia aproveitada pela bomba P é fornecida ao fluido para produzir o trabalho de escoamento, além do aumento das energias cinética e potencial, conforme o projeto e finalidade da instalação.

Exemplo 6.1

A estação elevatória mostrada na Figura 6.9, distribui água para abastecer um pivô central e deverá operar durante 24 horas diárias, através de uma tubulação de ferro fundido contendo vários acessórios, como indicado. O projeto de irrigação requer, na entrada do pivô, uma vazão e pressão, respectivamente, de 48 L/s e 50 mca. A tubulação de aspiração possui comprimento de 3,0 m e diâmetro de 300 mm. No recalque, o comprimento e

diâmetro são, respectivamente, 2200 m e 250 mm. A altura geométrica de sucção é de 2,50 m e a de recalque, 5,00 m. Como o conjunto motobomba ainda não foi escolhido, deve-se considerar valores conservadores para os rendimentos: 60% para a bomba e 90% para o motor elétrico. A tarifa de energia elétrica possui um custo aproximado de \$ 0,47 por quilowatt-hora. Determinar: a) as alturas manométricas de aspiração, de recalque e total; b) as potências fornecidas ao fluido, à bomba e ao motor elétrico, em watts; c) o custo anual de energia elétrica; d) as perdas na bomba e no motor, em watts; e) o custo anual correspondente às perdas.

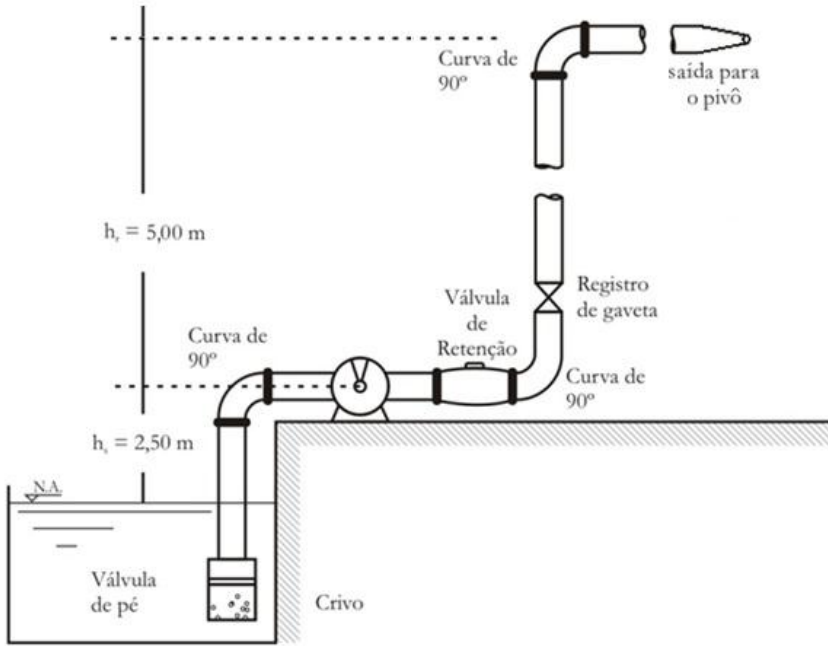


Figura 6.9 – Esquema do Exemplo 6.1

Solução

a) Para o cálculo das perdas de carga localizadas, será utilizado o método dos comprimentos equivalentes. Devem-se obter os valores dos comprimentos equivalentes das peças presentes, utilizando-se dados do Quadro 4.6, para construir o Quadro 6.3.

A velocidade na aspiração é $V = 4Q / \pi D^2 = 4 \times 0,048 / \pi 0,300^2 = 0,679 \text{ m/s}$

Para uma viscosidade da água de $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, O número de Reynolds será:

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{0,679 \times 0,3}{10^{-6}} = 2,04 \times 10^5$$

Para calcular o coeficiente de Darcy, utiliza-se a fórmula de Swamee-Jain (Equação 4.9), com um coeficiente de rugosidade do ferro fundido (ϵ) igual a 0,050 mm (Quadro 4.2):

$$f = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2} = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{0,05 \times 10^{-3}}{3,7 \times 300 \times 10^{-3}} + \frac{5,74}{204000^{0,9}} \right) \right]^2} = 0,0168$$

Quadro 6.3 - Comprimento equivalente das peças especiais

Elemento	Quantidade	L_e (D)	D (m)	L (m)
Aspiração				
Válvula de pé e crivo	1	250	0,30	75,0
Curva de 90°	1	30	0,30	9,0
Tubo de aspiração				3,0
L de aspiração				87,0
Recalque				
Válvula de retenção	1	100	0,25	25,0
Curva de 90°	2	30	0,25	15,0
Registro de gaveta aberto	1	8	0,25	2,0
Saída de canalização	1	35	0,25	8,7
Tubo de recalque				2.200,0
L de recalque				2.250,7

A perda de carga na sucção pode ser, então, calculada pela fórmula universal:

$$H_{fa} = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = 0,0168 \frac{87}{0,300} \frac{0,679^2}{2 \times 9,81} = 0,114 \text{ m}$$

A altura manométrica de aspiração será: $H_a = H_{ga} + H_{fa} = 2,50 + 0,114 = 2,6 \text{ m}$

Seguindo procedimento análogo, usando os dados do recalque, encontra-se:

$$V = 0,978 \text{ m/s}; Re = 2,45 \times 10^5; f = 0,0167 \text{ e } H_{fr} = 7,34 \text{ m}$$

$$H_r = H_{gr} + H_{fr} + \text{pressão para o pivô} = 5,00 + 7,34 + 50,0 = 62,34 \text{ m}$$

E a altura manométrica total: $H = H_a + H_r = 2,60 + 62,34 = 64,94 \text{ m}$

b) A potência cedida ao fluido pela bomba, que corresponde a potência útil, em kW, é:

$$P_{hid} = 9,81 \times Q \times H = 9,81 \times 0,048 \times 64,94 = 30,58 \text{ kW}$$

E a potência mecânica:

$$P_m = \frac{9,81 \times Q \times H}{\eta} = \frac{30,56}{0,60} = 50,965 \text{ kW}$$

Finalmente, a potência elétrica consumida pelo motor será:

$$P = \frac{P_m}{\eta_{me}} = \frac{50,965}{0,90} = 56,628 \text{ kW}$$

c) A energia elétrica consumida durante 1 dia será:

$$E = 56,628 \text{ kW} \times 24 \text{ h} = 1359,07 \text{ kWh/dia}$$

Em um ano:

$$E = 1359,07 \text{ kWh} \times 365 = 496.060,55 \text{ kWh/ano}$$

O custo anual correspondente será:

$$\text{Custo} = 496.060,55 \text{ kWh} \times 0,47 \text{ \$/kWh} = \$ 233.148,46$$

d) As perdas na conversão de energia mecânica em hidráulica pela bomba são:

$$P_{\text{perdida_bomba}} = P_m - P_{\text{hid}} = 50,965 - 30,580 = 20,385 \text{ kW}$$

e) O custo anual correspondente às perdas na bomba será:

$$\text{Custo anual} = 20,385 \times 24 \times 365 \times 0,47 = \$ 83.929,12$$

E a potencia perdida na conversão da energia elétrica para mecânica no motor:

$$P_{\text{perdida_motor}} = P - P_m = 56,628 - 50,965 = 5,66 \text{ kW}$$

A um custo anual de:

$$\text{Custo anual} = 5,66 \times 24 \times 365 \times 0,47 = \$ 23.303,35$$

Esses valores mostram o peso do rendimento das máquinas no custo de energia da instalação. Usando as fórmulas anteriores, pode-se verificar que um aumento de rendimento da bomba de 60% para 70%, reduziria o custo anual de energia em \$ 33.308,10, valor suficiente para amortizar rapidamente um equipamento mais eficiente.

6.4 - Curvas Características das Bombas

Uma bomba se caracteriza principalmente pelos valores de sua altura manométrica e de vazão correspondentes. Essa relação, expressa na forma de gráfico, denomina-se curva característica principal. A essa curva se juntam outras grandezas igualmente importantes, como o diâmetro do rotor, a velocidade de rotação, a potência motriz, o rendimento, além de grandezas relativas à sua altura de aspiração. O conjunto de todas essas curvas ou, pelo menos, da maior parte delas, é chamado de curvas características. Estas são traçadas pelos fabricantes a partir de ensaios em laboratório e se constituem em subsídio indispensável para que o projetista possa selecionar a unidade que melhor satisfaz às necessidades de um projeto de estação elevatória.

Para melhor compreender a interdependência entre a altura manométrica e a vazão, imagine que a bomba B_0 da Figura 6.10a aspire água do reservatório inferior, possua um tubo de descarga suficientemente longo, de modo que nenhuma vazão é descarregada por ele e trabalhe para manter esse tubo cheio até a altura H_0 , portanto, com $Q_0 = 0$. Na verdade, esta é a chamada de **condição de Shut off**, ou ponto de vazão nula, e poderia ser igualmente obtida obstruindo-se totalmente a descarga da bomba. Se, mantendo-se a velocidade de rotação, o tubo de descarga fosse cortado a uma altura H_1 inferior a H_0 , conforme ocorre na bomba B_1 da Figura 6.10a, seria observada no tubo uma vazão $Q_1 > 0$. Caso o corte fosse feito agora a uma altura $H_2 < H_1$, de acordo com a bomba B_2 da mesma figura, surgiria uma vazão $Q_2 > Q_1$, de modo que, como pode ser observado nas demais condições mostradas, sempre se mantendo a velocidade de rotação constante, quanto menor H maior Q .

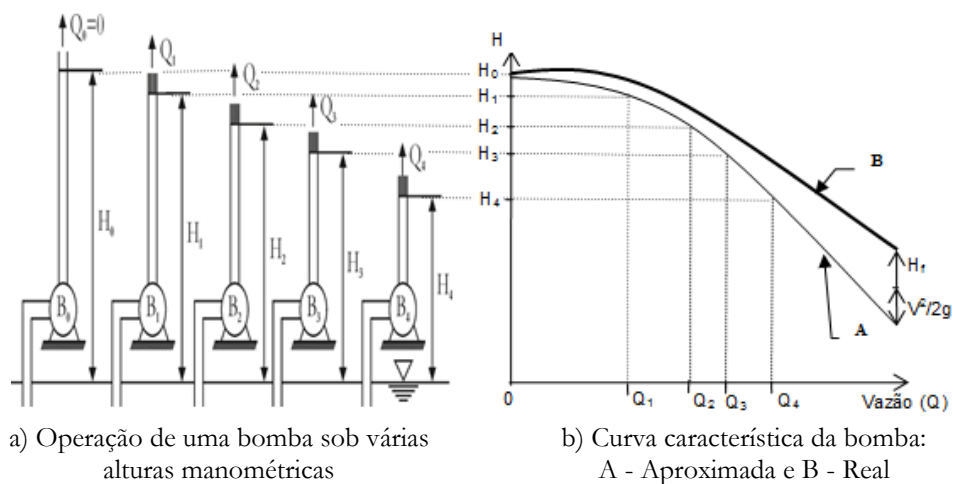


Figura 6.10 - Operação de uma bomba sob várias alturas manométricas e as curvas características resultantes

Pela Equação da Energia, a altura manométrica H , referente a cada condição de operação, seria dada por: $H = H_i + (V_i^2/2g) + H_f$.

Observa-se que, além da energia necessária para vencer o desnível definido pela altura geométrica H_i , são necessárias mais duas parcelas adicionais: uma para vencer as perdas da tubulação H_f e outra para dotar o fluido da energia cinética $(V^2/2g)$ com a qual ele deixa a tubulação.

Desprezando-se inicialmente os termos referentes à taquicarga $(V^2/2g)$ e às perdas (H_f) , a altura manométrica confunde-se com a altura geométrica. Lançando-se os pares de valores H_i e Q_i para cada uma das condições da Figura 6.10a, em um gráfico $H \times Q$, Figura 6.10b, seria obtida a curva aproximada **A**. Caso, para cada vazão, fossem acrescidas as alturas correspondentes aos termos referentes às perdas e à energia cinética remanescente, H_f e $V^2/2g$, respectivamente, seria obtida a curva **B**. Esta vem a ser a curva característica principal da bomba e expressa o comportamento de sua altura manométrica com a vazão, através da qual identificam-se os valores das grandezas que efetivamente podem ser fornecidos pela bomba a uma dada velocidade de rotação.

A curva característica principal apresenta formas distintas de acordo com suas características, podendo-se destacar os seguintes tipos, apresentados na Figura 6.11:

Plana (flat). A altura manométrica varia muito pouco com a vazão. Normalmente, estão associados a rotores largos, com muitas pás, e estas possuem grandes ângulos de saída (Figura 6.11a).

Com muita inclinação (step). A altura varia abruptamente com a vazão. Estão associadas a características opostas àsquelas do item anterior.

Padrão (rising). Possuem comportamento intermediário entre as das figuras 6.11a e 6.11b. Alguns autores enquadram nesse tipo as bombas em que $1,1 H_1 < H_0 < 1,2 H_1$, sendo H_1 e H_0 as alturas manométricas no ponto de máxima eficiência (PME - ver Figura 6.12) e na condição de *shut off*, respectivamente. Na Figura 6.12, a interseção da linha tracejada com a curva representa o PME (ver Figura 6.11c).

Instável (drooping). Possui altura manométrica máxima superior à de *shut off*. A operação em alturas intermediárias entre esses valores pode resultar em duas vazões distintas, o que confere instabilidade ao sistema (ver Figura 6.11d).

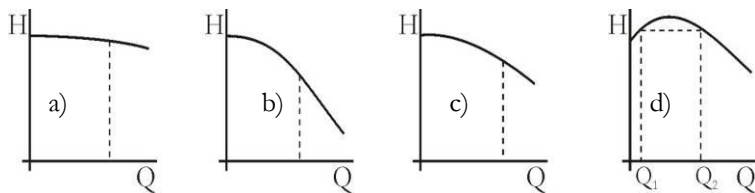


Figura 6.11 - Comportamentos das curvas características principais

À curva característica principal se juntam a curva de rendimento, a de potência motriz e a do NPSH (*Net Positive Suction Head*, que será discutido em seção posterior), dando origem às curvas características da bomba, apresentadas de várias formas, a saber:

Curvas características esquemáticas - O conjunto destas curvas, todas em função da vazão, é apresentado esquematicamente para uma dada velocidade de rotação (Figura 6.12).

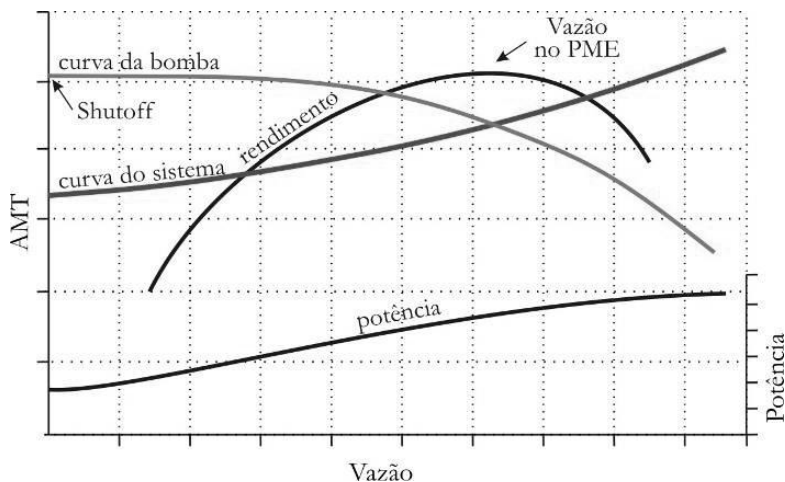


Figura 6.12 - Curvas características esquemáticas

Curvas de cobertura hidráulica - Muito útil na pré-seleção da bomba (ver Figura 6.13). Entrando com os valores de Q e H , identifica-se uma quadrícula correspondente ao modelo, ou designação comercial da bomba, possibilitando uma pré-seleção que será completada consultando-se as curvas características correspondentes.

Curvas características apresentadas pelo fabricante - Observam-se várias curvas características principais, correspondentes a diâmetros diferentes (poderiam ser velocidades de rotação distintas). Os rendimentos são mostrados através de curvas de nível de mesmo rendimento (ver Figura 6.14).

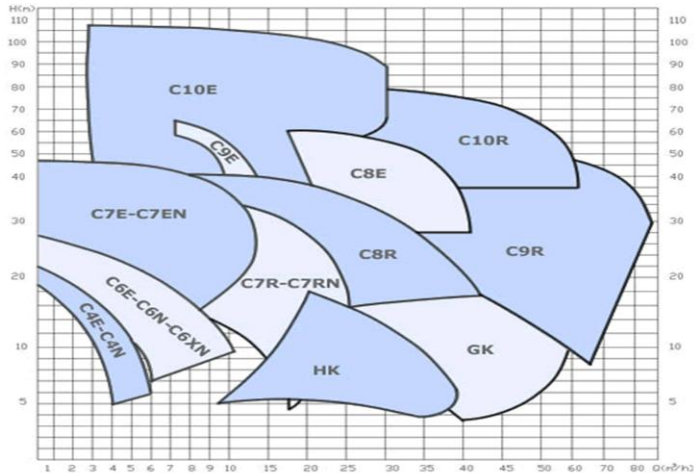


Figura 6.13 - Gráfico de cobertura das bombas

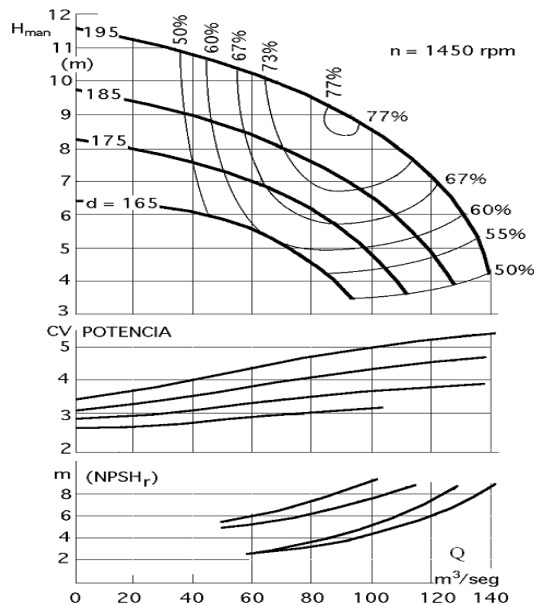


Figura 6.14 - Curvas características fornecidas pelo fabricante

6.5 - Ensaios de Bombas

As curvas características das bombas são construídas pelos fabricantes a partir de ensaios. Estes são realizados em seus laboratórios, salvo em casos especiais em que são realizados na própria instalação, antes do início da sua operação. Para traçar a curva característica principal ($H \times Q$), a altura manométrica é calculada aplicando-se a equação da energia, ou Bernoulli (ver Equação 4.3), entre um ponto na entrada da bomba (1) e outro na sua saída (2), conforme mostrado na Figura 6.15, resultando em:

Altura Manométrica (em função das grandezas de entrada e saída da bomba)

$$H = \frac{p_2 - p_1}{\gamma} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + z_2 - z_1 \quad (6.16)$$

p = Pressão (N/m^2).
 γ = Peso específico (N/m^3).
 V = Velocidade média (m/s).
 g = Aceleração da gravidade (m/s^2).
 z = Cota em relação ao nível de referência (m).

Note que as perdas na tubulação são desprezíveis na medida em que os pontos 1 e 2 são tomados imediatamente antes e depois da bomba, conforme mostra a Figura 6.15. As grandezas são medidas através de instrumentação adequada. Basicamente, usa-se um medidor de vazão em algum ponto da instalação para a determinação de Q , e daí V_1 e V_2 por continuidade. São utilizados manômetros independentes ou diferenciais, instalados em 1 e 2, para obter-se p_1 e p_2 ou $p_2 - p_1$ diretamente. A diferença de cota entre as seções de medição, $z_2 - z_1$, é facilmente determinada por meio de trenas ou instrumentos similares.

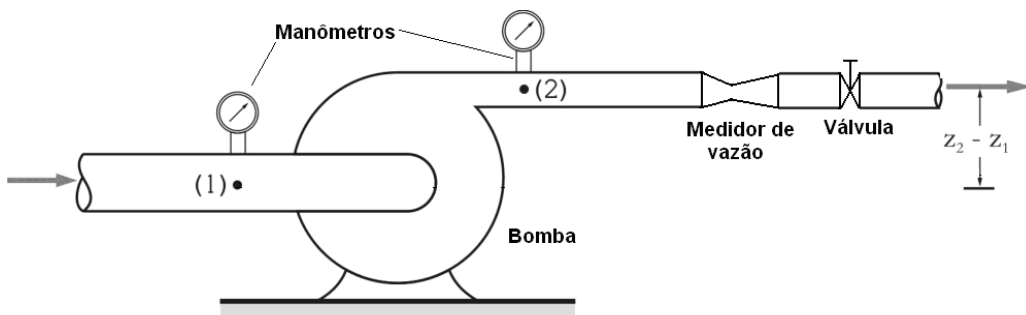


Figura 6.15 - Instalação utilizada em ensaios de bombas

As medições são realizadas para várias vazões, incluindo a vazão nula (*shut off*). A variação de vazão é comumente realizada controlando-se a abertura de uma válvula instalada na descarga, a jusante da seção 2. Dependendo dos recursos disponíveis, as medições podem ser totalmente automatizadas, empregando-se sistemas de aquisição de dados e técnicas de controle, principalmente para a variação da vazão e pressão.

Conforme mostrado na Seção 6.3, o rendimento da bomba pode ser calculado pela Equação 6.5. Para isso, necessita-se medir a potência motriz no eixo da bomba. Esta pode ser determinada medindo-se o conjugado (torque) de acionamento, T , acionando a bomba com um motor pêndulo (cujas carcaça permite a determinação do seu conjugado de reação) ou utilizando um torquímetro no seu eixo. Em ambos os casos, faz-se necessário a medição da velocidade de rotação, N , através de um tacômetro. A potência motriz é obtida pelo produto do conjugado pela velocidade angular em (s^{-1}):

Potência Motriz (em função do conjugado e da rotação)

$$P_m = \frac{2\pi NT}{60} \quad (6.17)$$

N = Velocidade de rotação (RPM).
 T = Conjugado (torque) de acionamento (Nm).

Alternativamente, quando se aciona a bomba por um motor elétrico cuja curva de rendimento é conhecida, a potência motriz pode ser determinada indiretamente através da medição da potência elétrica, P_e , que o alimenta. Para isso, utiliza-se um wattímetro que fornece P_e diretamente ou, na ausência deste, mede-se a tensão entre as fases, V , através de um voltímetro e a corrente nelas, I , por meio de amperímetros, e, assim, para um motor trifásico, calcula-se a potência motriz através da equação:

Potência Motriz (em função das grandezas elétricas e do rendimento do motor)

$$P_m = \eta_{me} P_e = \eta_{me} V I \sqrt{3} \cos \varphi \quad (6.18)$$

P_e = Potência elétrica ativa (W).
 V = Tensão (V).
 I = Corrente (A), em amperes.
 $\Rightarrow \cos(\varphi)$ = Fator de potência.
 η_{me} = Rendimento do motor elétrico.

Todas as medições são realizadas para várias condições de operação, de modo a obter uma curva única ou várias curvas de nível em função da vazão, onde é identificado o PME (Ponto de Máxima Eficiência). Ensaios relacionados à altura de aspiração, como o NPSH, serão discutidos em seção posterior. Para isso, as condições de sucção podem ser simuladas empregando-se bombas de vácuo.

No Brasil, os ensaios de bombas seguem a norma da ABNT NBR 6397:1975 - Ensaios de bombas hidráulicas de fluxo. Internacionalmente, são utilizadas normas do *Hydraulic Institute* ou da *American Society of Mechanical Engineers* - ASME dos EUA.

Exemplo 6.2

Uma bomba centrífuga é ensaiada numa instalação de laboratório, mostrada na Figura 6.15, utilizando água a 20°C. A bomba possui velocidade de rotação nominal de 1750 rpm e é acionada por um motor elétrico de indução trifásico, com uma tensão de 380 V, fator de potência 0,87 e um rendimento, que pode ser considerado constante, de 91%. O desnível entre os manômetros $z_2 - z_1 = 0,5$ m e os diâmetros das tubulações de aspiração e recalque são de 150 mm. Traçar as curvas características da bomba. Os dados são apresentados no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 - Dados do Exemplo 6.2

Nº	Vazão Q (m³/h)	Pressão na Aspiração p ₁ (kgf/cm²)	Pressão na Descarga p ₂ (kgf/cm²)	Corrente Elétrica I (A)	Vel. de Rotação N (rpm)
1	0	-0,260	3,747	18,0	1.750
2	110	-0,295	3,395	26,2	1.745
3	180	-0,330	2,974	31,0	1.749
4	230	-0,401	2,369	44,0	1.750
5	250	-0,436	2,200	37,0	1.747
6	270	-0,471	1,919	37,3	1.752
7	320	-0,541	1,076	39,0	1.750
8	340	-0,591	0,513	41,5	1.753

Solução

Todos os cálculos serão realizados para a medição de n° 4, correspondente à vazão de 230 m³/h e baseados na Figura 6.15. Começa-se com o cálculo da altura manométrica, através da equação:

$$H = \frac{P_2 - P_1}{\gamma} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + z_2 - z_1$$

Substituindo os valores, lembrando que $V_1 = V_2$, tem-se:

$$H = \frac{[2,369 - (-0,401)](\text{kgf} / \text{cm}^2) \times (10^4 \text{cm}^2 / \text{m}^2)}{1000(\text{kgf} / \text{m}^3)} + 0,5(\text{m}) = 28,2 \text{m}$$

A potencia hidráulica pode ser obtida através da Equação 6.4:

$$P_{\text{hid}} = \frac{1000(\text{kgf} / \text{m}^3) \times 230(\text{m}^3 / \text{h}) \times (1 / 3600)(\text{h} / \text{s}) \times 28,2(\text{m})}{75} = 24 \text{ cv}$$

A potência mecânica é determinada, indiretamente, através dos valores medidos das grandezas elétricas, por meio da equação:

$$P_m = \eta_{\text{me}} \times V \times I \times \sqrt{3} \cos \phi$$

$$P_m = 0,91 \times 380(\text{V}) \times 44(\text{A}) \times \sqrt{3} \times 0,87 \times (\text{W} / \text{VA}) \times \frac{(\text{CV} / \text{W})}{736} = 31,1 \text{ cv}$$

Finalmente, o rendimento da bomba será:

$$\eta_b = \frac{P_{\text{hid}}}{P_m} = \frac{24,0}{31,1} = 0,771 = 77,1\%$$

Os resultados para as outras medições são obtidos utilizando-se as mesmas relações e são mostrados no Quadro 6.5 e na Figura 6.16. Observa-se que o rendimento máximo é de 85% e ocorre quando a vazão é cerca de 200 m³/h, ou seja, o PME pode ser considerado quando $Q = 200 \text{ m}^3/\text{h}$ e $H = 32 \text{ m}$.

Quadro 6.5 - Resultados do Exemplo 6.2

N°	Vazão Q (m³/h)	Altura Manométrica H (m)	Potência Útil P _{hid} (cv)	Potência Mecânica P _m (cv)	Rendimento η (%)
1	0	40,1	0,0	17,0	0,000
2	110	37,0	15,1	22,1	0,682
3	180	33,1	22,1	26,2	0,843
4	230	28,2	24,0	31,1	0,771
5	250	26,4	24,5	31,7	0,772
6	270	24,0	24,0	31,8	0,753
7	320	16,2	19,2	33,2	0,578
8	340	11,1	14,0	33,9	0,411

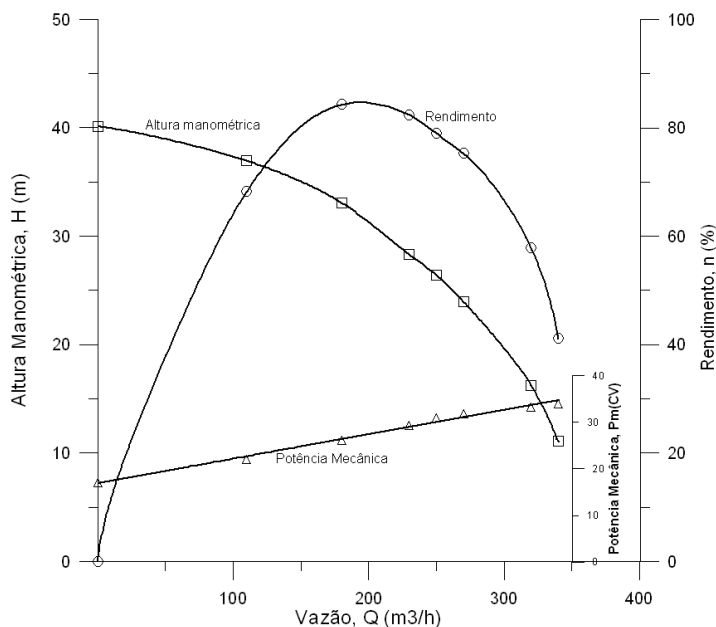


Figura 6.16 - Curvas características - Exemplo 6.2

6.6 - Curvas do Sistema e Ponto de Trabalho

Quando a curva do sistema sobreposição-se à curva da bomba, ver Figura 6.17, obtém-se o ponto de trabalho - PT, que nada mais é do que a interseção entre as duas curvas. Operar em qualquer outro ponto do plano HQ, diferente de PT, só é possível alterando-se a curva do sistema, a da bomba ou ambas. A seguir é mostrado como isso pode ser feito:

Alterando o ponto de trabalho atuando na curva do sistema - Consiste em alterar o sistema, modificando-se a sua altura geométrica ou suas perdas de carga. Ao alterar as perdas, deve-se ter em mente que o seu aumento torna a curva do sistema mais inclinada e vice-versa. Para que isso ocorra, pode-se mudar o diâmetro da tubulação ou adicionar (ou retirar) acessórios. A alteração mais usual é realizada através do fechamento parcial de uma válvula na descarga da bomba. Com isso, como mostrado na Figura 6.18, aumenta-se a perda de carga, fazendo com que a curva do sistema original, CS1, seja deslocada para a esquerda, dando origem a CS2, ocasionando uma mudança no ponto de trabalho de PT1 (Q_{t1} , H_{t1}) para PT2 (Q_{t2} , H_{t2}).

Alterando o ponto de trabalho atuando na curva da bomba através da rotação - Cada velocidade de rotação, N , dá origem a uma nova curva característica da bomba, de modo que o PT pode ser deslocado no plano HQ com razoável liberdade. A tecnologia atual mais empregada na variação da rotação contempla motores elétricos de indução acionados através de inversores de frequência. A Figura 6.19a, mostra a mudança de PT1 para PT2, reduzindo-se a rotação de N_1 para N_2 .

Alterando o ponto de trabalho atuando na curva da bomba através do diâmetro do rotor - Uma mesma carcaça pode comportar rotores de diâmetros diferentes, sendo que cada diâmetro dá origem a uma curva característica diferente. A Figura 6.19b, apresenta a alteração de PT1 para PT2, reduzindo-se o diâmetro do rotor de D_1 para D_2 .

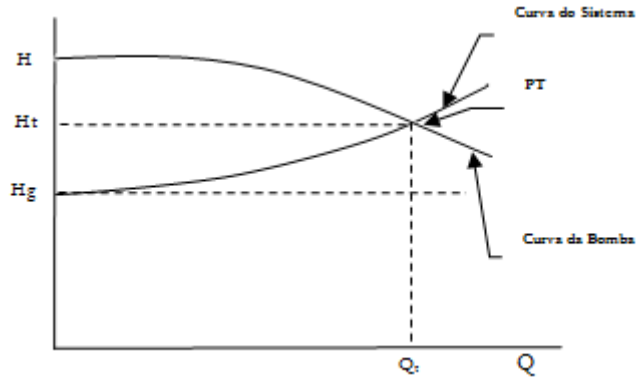


Figura 6.17 - Superposição da curva do sistema e da bomba

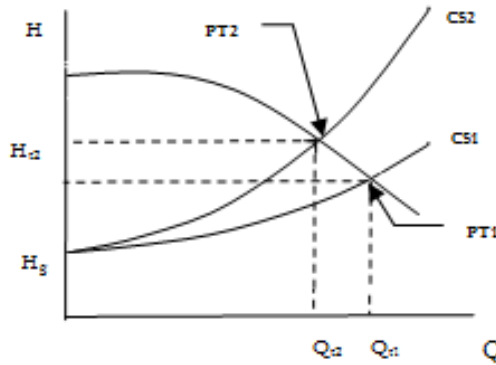
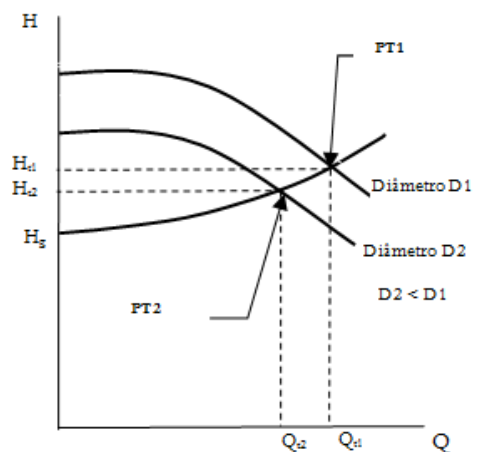
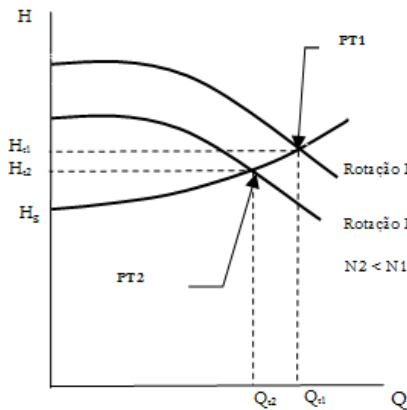


Figura 6.18 – Alteração do ponto de trabalho por atuação na curva do sistema



a) Atuando-se na velocidade de rotação N

b) Atuando-se no diâmetro do rotor D

Figura 6.19 - Alteração do ponto de trabalho por atuação na curva da bomba

6.7 - Relações entre as Grandezas Características das Bombas

As grandezas que caracterizam uma turbobomba são: vazão; altura manométrica; velocidade de rotação; diâmetro do rotor - ou outra dimensão característica; potência e rendimento. Todas essas variáveis são dependentes, de modo que a mudança do valor de pelo menos uma delas pode acarretar variações em todas as demais. O melhor conjunto de valores é aquele que contempla o ponto de projeto ou PME.

Muitas vezes, é necessário fazer a bomba operar, temporária ou definitivamente, fora desse ponto ótimo. Evidentemente, as informações supridas pelos fabricantes não podem contemplar todas as possibilidades. É importante, então, dispor de relações entre as grandezas características, de modo que o projetista da bomba, ou mesmo o da estação elevatória, possa alterar uma ou mais características, ainda que de forma limitada ou aproximada, sem que se altere, substancialmente, o projeto original da máquina. A maioria dessas relações baseia-se nas técnicas de análise dimensional e semelhança.

Leis de Similaridade para Bombas

Com base na teoria dos escoamentos semelhantes, mostra-se que existe uma proporcionalidade entre os valores de vazão, Q , altura manométrica, H , e potência, P , tanto com a rotação, N , como com o diâmetro do rotor, D . Essas relações fazem parte das chamadas leis de afinidades e são apresentadas a seguir:

Variação da vazão, altura manométrica e potência com a rotação - Para bombas iguais, com velocidades de rotação diferentes, valem as relações adiante:

Leis de Afinidade - Variação de Q , H e P com N

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{N_2}{N_1} \quad (6.19a)$$

$$\frac{H_2}{H_1} = \frac{N_2^2}{N_1^2} \quad (6.19b)$$

$$\frac{P_2}{P_1} = \frac{N_2^3}{N_1^3} \quad (6.19c)$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} N_1 &= \text{Rotação na condição 1 (RPM)}^* \\ N_2 &= \text{Rotação na condição 2 (RPM)}^* \\ Q_1 &= \text{Vazão na condição 1 (m}^3/\text{s)}^* \\ Q_2 &= \text{Vazão na condição 2 (m}^3/\text{s)}^* \\ H_1 &= \text{Altura manométrica na condição 1 (m)}^* \\ H_2 &= \text{Altura manométrica na condição 2 (m)}^* \\ P_1 &= \text{Potência motriz na condição 1 (W)}^* \\ P_2 &= \text{Potência motriz na condição 2 (W)}^* \end{aligned}$$

*Qualquer outra unidade coerente pode ser usada, desde que seja a mesma nas condições 1 e 2.

Variação da vazão, altura manométrica e potência com o diâmetro do rotor - Para bombas iguais com diâmetros de rotores diferentes, girando à mesma rotação, valem as relações seguintes:

Leis de Afinidade - Variação de Q , H e P com D

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{D_2^3}{D_1^3} \quad (6.20a)$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} D_1 &= \text{Diâmetro do rotor na condição 1 (m)}^* \\ D_2 &= \text{Diâmetro do rotor na condição 2 (m)}^* \\ Q_1 &= \text{Vazão na condição 1 (m}^3/\text{s)}^* \\ Q_2 &= \text{Vazão na condição 2 (m}^3/\text{s)}^* \\ H_1 &= \text{Altura manométrica na condição 1 (m)}^* \\ H_2 &= \text{Altura manométrica na condição 2 (m)}^* \\ P_1 &= \text{Potência motriz na condição 1 (W)}^* \end{aligned}$$

$$\frac{H_2}{H_1} = \frac{D_2^2}{D_1^2} \quad (6.20b)$$

$$\frac{P_2}{P_1} = \frac{D_2^3}{D_1^3} \quad (6.20c)$$

P_2 = Potência motriz na condição 2 (W) *.

*Qualquer outra unidade coerente pode ser usada, desde que seja a mesma nas condições 1 e 2.

6.8 - Altura de Aspiração, Cavitação e NPSH

Diferentemente do que ocorre com a altura de recalque, que é, praticamente, ilimitada, a baixa pressão que ocorre nas entradas das bombas, principalmente nas não afogadas, limita a sua altura geométrica de aspiração (também conhecida como de sucção) e dá origem a peculiaridades que serão discutidas a seguir.

Altura de Aspiração

Através da equação da energia mostra-se que a altura geométrica de aspiração de uma bomba não afogada, como a mostrada na Figura 6.20, é dada por:

Altura Geométrica de Aspiração

$$H_{ga} = \frac{P_0}{\gamma} - \frac{P_1}{\gamma} - \frac{V_1^2}{2g} - H_{fa} \quad (6.21) \quad \Rightarrow$$

P_0 / γ = Pressão na superfície do fluido (m).

P_1 / γ = Pressão na entrada da bomba (m).

V_1 = Velocidade na entrada da bomba (m/s).

H_{fa} = Perdas de carga na aspiração (m).

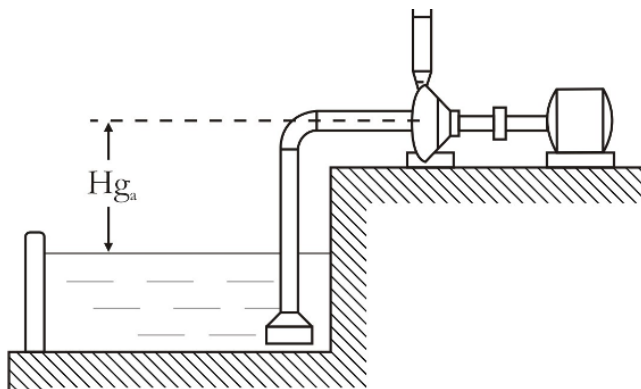


Figura 6.20 - Esquema hidráulico da aspiração para a determinação do NPSH

Para um reservatório de aspiração (ou de sucção) situado ao nível do mar, a pressão reinante é a atmosférica e, nesse caso, $p_0/\gamma = 10,33$ mca (correspondente à pressão atmosférica ao nível do mar). Assim, mesmo desprezando os demais termos da Equação 6.21, pode-se afirmar que nestas condições ($H_{ga} = p_0/\gamma = 10,33$ m) é impossível que uma bomba centrífuga aspire água a uma altura superior a 10,33 m. Na prática, para evitar cavitação e outros problemas, esse valor é bem menor, sendo comum, para fins práticos, considerá-lo próximo dos 7 m, ou seja, $H_{ga} < 7$ m.

Cavitação

Para que um líquido mude da fase líquida para vapor, é necessário que sua pressão atinja a pressão de vapor do líquido, p_v . Esta é dependente da temperatura, de modo que a ebulição ocorre quando a pressão e a temperatura atingem valores bem determinados. À 100°C, $p_v/\gamma = 10,33$ m (pressão atmosférica); já à temperaturas próximas à ambiente, mais ou menos 25°C, p_v/γ cai para 0,323 m, conforme observado no Quadro 6.5, que apresenta valores da pressão de vapor para água em função da temperatura. Nas entradas de rotores, as pressões podem tornar-se muito baixas e atingir valores inferiores à de vapor, de modo que nessas regiões, mesmo à temperatura ambiente, ocorrerá mudança de fase, formando-se bolsas de vapor ou cavidades que se expandem rapidamente. Estas se deslocam de seu ponto de origem para pontos nos quais a pressão é superior à p_v , próximo à saída dos rotores, onde ocorre o colapso ou implosão das bolhas. Esse fenômeno é conhecido como **cavitação**; ele pode surgir em vários dispositivos hidráulicos, mas é nas bombas e turbinas que suas consequências são mais danosas.

Quadro 6.5 - Pressão de vapor da água em função da temperatura

T (°C)	0	5	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
p_v/γ (m)	0,062	0,089	0,125	0,174	0,238	0,323	0,433	0,752	1,258	2,031	4,827	10,332

Quando uma grande bolsa de ar é formada, ela provoca descontinuidades na densidade do líquido, podendo interromper o escoamento. Se, ao invés de uma única bolsa, formam-se inúmeras pequenas bolhas, estas provocam vibrações e ruídos de martelamento, que reduzem drasticamente o rendimento da bomba. Além disso, as contínuas implosões das bolhas junto às superfícies sólidas do rotor ou da carcaça produzem arrancamento de material, provocando uma erosão crescente que pode destruir essas peças. A Figura 6.21 mostra um rotor Francis danificado por ação da cavitação.

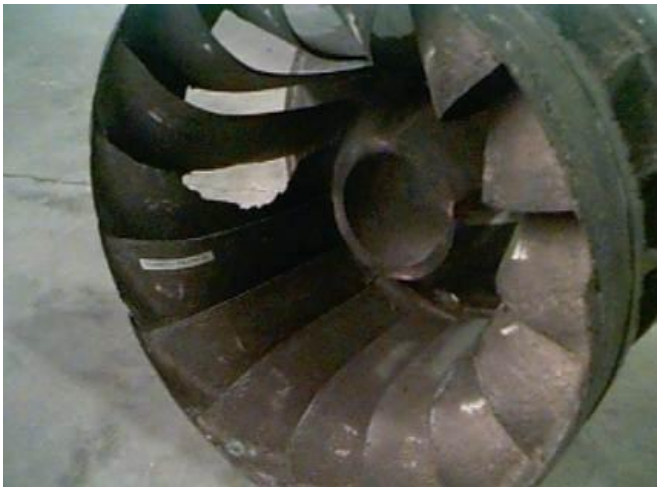


Figura 6.21 - Rotor Francis danificado por ação da cavitação

No caso das bombas, a região mais crítica é a sua entrada. A queda de pressão, desde o reservatório inferior até essa região, diminui com a altura de sucção, com a velocidade do fluido e com as perdas de carga nesse trecho. Essas perdas, por sua vez, dependem do material, do diâmetro e do comprimento da tubulação, além daquelas localizadas nos acessórios acoplados. Controlando estas variáveis, o projetista cumpre a sua parte para manter a instalação sem cavitação.

Nas estações elevatórias, a temperatura da água se encontra próxima da ambiente; no entanto, em algumas instalações industriais, a água pode atingir altas temperaturas, favorecendo ainda mais a ocorrência da cavitação.

NPSH

O NPSH, ou *Net Positive Suction Head*, representa a diferença entre a carga de pressão total disponível na instalação (estática e dinâmica) e a pressão de vapor do líquido. Trata-se de uma característica da instalação e não da bomba, sendo, por isso, referenciado como NPSH disponível ou NPSH_d. Então:

NPSH Disponível

$$\text{NPSH}_d = \left(\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{P_v}{\gamma} \right) \quad (6.22)$$

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\gamma} - H_{g_a} - H_{f_a} - \frac{P_v}{\gamma} \quad (6.23)$$

P_0/γ = Pressão na superfície do fluido (m).

P_1/γ = Pressão absoluta na entrada da bomba (m).

P_v/γ = Pressão absoluta de vapor do fluido (m).

$\Rightarrow V_1$ = Velocidade na entrada da bomba (m/s).

H_{g_a} = Altura geométrica de aspiração (m).

H_{f_a} = Perdas de carga na aspiração (m).

Ou, explicitando a altura de aspiração, H_{g_a} :

Altura Geométrica de Aspiração (em função do NPSH_d)

$$H_{g_a} = \frac{P_0}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} - \text{NPSH}_d \quad (6.24)$$

p_0/γ = Pressão na superfície do fluido (m).

p_v/γ = Pressão absoluta de vapor do fluido (m).

$\Rightarrow \text{NPSH}_d$ = NPSH disponível (m).

Para chegar ao rotor e percorrer os canais entre as pás, o líquido sofre perdas de carga que reduzirão sua pressão. Essas perdas e, conseqüentemente, a pressão disponível são dependentes do projeto da bomba e não da instalação. Para garantir que essa pressão se mantenha superior à de vapor, é conveniente que se defina um outro NPSH, característico da bomba. Este é identificado como NPSH requerido, ou NPSH_r.

Para que a bomba não cavite, faz-se necessário que a instalação disponha de um NPSH superior ao exigido pela bomba, ou seja: $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$.

Alguns autores recomendam que a diferença $\text{NPSH}_d - \text{NPSH}_r > 1 \text{ m}$, outros sugerem que $(\text{NPSH}_d - \text{NPSH}_r)/\text{NPSH}_r > 15\%$, e há quem recomende valores maiores. Naturalmente, devem prevalecer as recomendações do fabricante.

O NPSH_r é, geralmente, fornecido pelo fabricante na forma de gráficos, em função da vazão, e integrados às curvas características da bomba, conforme pode ser visto na Figura 6.14, ou em destaque na Figura 6.22, que mostra no detalhe a mesma curva do NPSH_r . Observa-se o seu comportamento crescente com a vazão, diferentemente do NPSH_d , que possui comportamento inverso.

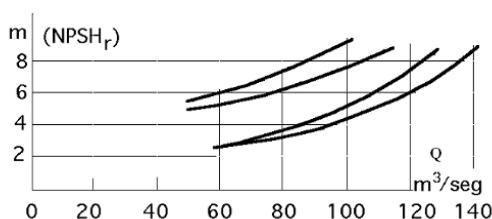


Figura 6.22 - Curva do NPSH_r em função da vazão

Para compatibilizar o NPSH disponível com o requerido pode-se, segundo a Equação 6.23, diminuir a altura geométrica de aspiração, H_{ga} , baixando a cota do eixo da bomba quando possível, ou reduzir as perdas na aspiração, H_{fa} , diminuindo o comprimento da tubulação de aspiração, o número de acessórios presentes e/ou aumentando o diâmetro dos tubos.

6.9 - Associação de Bombas

Quando se deseja aumentar a vazão ou a altura manométrica de uma unidade de bombeamento, pode-se, simplesmente, aumentar o número de bombas. Quando o objetivo é ganhar vazão, associam-se as unidades em paralelo e quando o ganho desejado é de altura manométrica, usa-se associação em série.

Associação em Paralelo

Associar duas ou mais bombas em paralelo é fazer com que elas operem lado a lado, aspirando água de um mesmo reservatório, através de tubulações de aspiração, independentes, e descarregando numa mesma linha de recalque. A planta baixa de uma instalação desse tipo, muito utilizada em estações elevatórias, é mostrada na Figura 6.23, para um total de três bombas. A Figura 6.24 apresenta as curvas características dessa instalação, de uma bomba isolada bem como de duas ou três associadas.

Com relação à associação em paralelo, com base na Figura 6.24, pode-se observar:

- Todas as bombas funcionam com uma mesma altura manométrica e a vazão resultante é igual à soma das vazões de cada máquina.
- Teoricamente, as bombas podem ser diferentes, mas é altamente recomendável que elas sejam idênticas e estáveis, evitando-se gradientes de pressão a partir das maiores unidades.

- Caso $H_m = H_g = H_i$ e as bombas forem iguais, os pontos de trabalho, PT, se dariam em Q , $2Q$ e $3Q$, respectivamente.
- Considerando-se as perdas, a curva do sistema resultante para o conjunto de bombas seria mais suave e os PTs se dariam em Q_2 ou Q_3 . Note que $Q_2 < 2Q$ e $Q_3 < 3Q$, mostrando que a relação da vazão com o número de bombas associadas não é linear e a operação das bombas associadas se daria em **vazões reduzidas**. A não linearidade cresce com o número de unidades, quanto menos inclinada for a curva de cada bomba e quanto mais inclinada for a curva do sistema resultante. **Vazões reduzidas** podem provocar queda no rendimento, maiores esforços radiais e aquecimento do fluido.
- O PT de cada bomba situa-se à direita daquele, quando ela trabalha isolada, dando origem a **vazões excessivas**. Note-se que, para a vazão Q_i , tanto o $NPSH_r$ como a potência absorvida P_{hid} , que crescem com a vazão, são maiores. Assim, se o $NPSH_d$ da instalação é calculado para uma bomba isolada, esta poderá entrar em cavitação quando associada. Por outro lado, a potência do motor, suficiente para uma bomba isolada, pode se mostrar incapaz de acionar a bomba quando operando associada ou, no mínimo, produzir correntes elétricas excessivas. Portanto, **vazões excessivas** podem ter como consequência queda no rendimento, cavitação e aquecimento do fluido. **Vazões excessivas** podem ser controladas pelas válvulas de descarga. Com a saída de bombas que estão operando em paralelo, fecham-se parcialmente as válvulas de descarga das que permanecem operando, criando, assim, perdas localizadas, que reduzem o excesso de vazão.

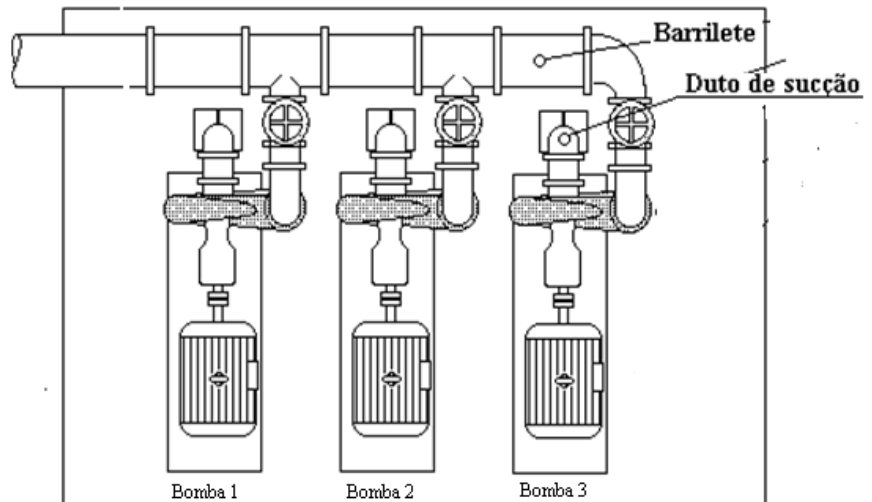


Figura 6.23 - Planta baixa de uma instalação utilizando três bombas em paralelo

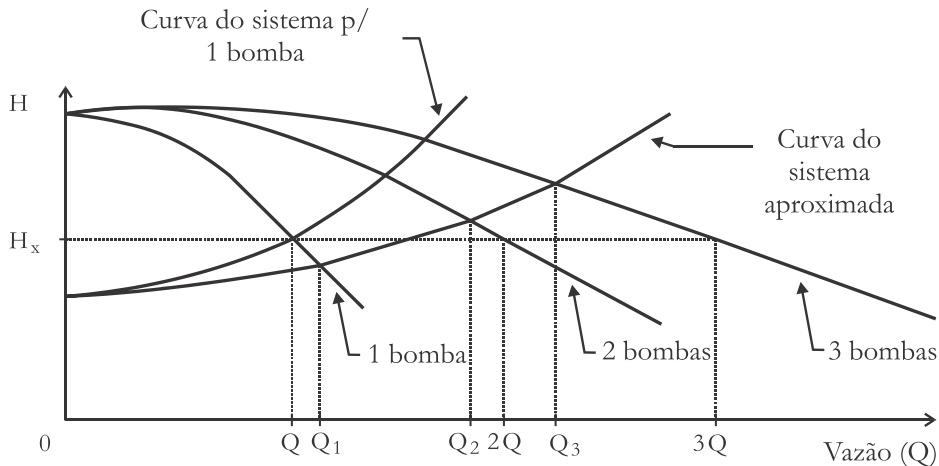


Figura 6.24 - Curvas características resultantes da associação de duas e três bombas em paralelo

Resumindo: Bombas associadas em paralelo operam à esquerda do seu ponto de projeto e, portanto, com **vazão reduzida** quando comparadas com uma bomba isolada. Por outro lado, quando uma das bombas da associação para de funcionar, as demais passam a operar com **vazão excessiva**. Assim, o projeto da instalação deve avaliar as grandezas características para a operação em qualquer dos pontos de trabalho prováveis.

Porque utilizar bombas em paralelo, ao invés de uma única bomba de maior porte?

- Inexistência no mercado de bombas capazes de, isoladamente, atender à vazão desejada.
- Duas ou mais bombas pequenas, produzidas em série, podem ter um custo total menor que uma única máquina grande, muitas vezes feita sob encomenda.
- A associação é uma boa solução para ajustar a vazão disponível à demandada pelo sistema. Em períodos de pico, todas as unidades funcionam; quando a demanda cai, uma ou mais unidades param de operar.

O número de bombas utilizadas na instalação depende das peculiaridades do projeto e quanto maior a quantidade de bombas menor será o ganho proporcional de vazão. É possível associar um número qualquer de unidades. É comum utilizar até quatro bombas, sendo que no máximo três operam simultaneamente e a quarta serve como reserva.

Na associação em paralelo, as bombas podem, em certos casos, operar permanentemente associadas para produzir a vazão máxima. Nesses casos, a associação não possui um caráter de regulação, uma vez que se opera sempre na mesma condição. Essa maneira de operar não é recomendável para a associação em série. Esta se aplica quando se quer variar a altura manométrica entre dois ou mais valores bem distintos.

Associação em Série

Para associar duas ou mais bombas em série, é necessário que a descarga da primeira unidade seja direcionada para a aspiração da segunda, repetindo-se o procedimento se houver

mais de duas bombas. Assim, o mesmo fluxo percorre todas as bombas associadas e a pressão com que ele entra na próxima é sempre aproximadamente igual à de descarga da anterior. A Figura 6.25 mostra uma instalação desse tipo, observando-se que esta pode operar tanto com as duas bombas em série como com uma delas isolada. As setas indicam o percurso do líquido quando operam associadas. Atuando-se nos registros, pode-se operar apenas com uma das bombas isoladamente, mantendo-se, necessariamente, a outra desligada. Essa característica de poder operar de um ou outro modo é essencial nessas instalações. A Figura 6.26 apresenta as curvas características da mesma instalação, considerando que as bombas não são iguais. São mostradas as curvas, tanto para as duas unidades associadas em série, como para cada uma das bombas isolada.

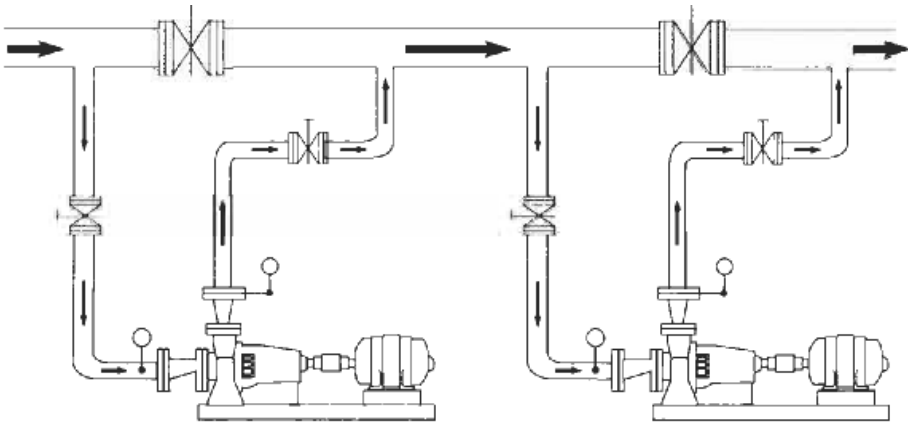


Figura 6.25 - Instalação reversível podendo operar com ambas as bombas associadas em série ou uma única isolada

Com relação à associação em série, com base na Figura 6.26, pode-se observar:

- A curva da associação é obtida somando-se, para uma mesma vazão, as alturas manométricas da bomba 1, H_1 , com a da bomba 2, H_2 .
- O ponto de trabalho, igualmente ao que ocorre na associação em paralelo, é deslocado para a direita e a vazão de trabalho é maior que a correspondente àquela de apenas uma das bombas operando isoladamente.

Em sistemas de abastecimento de água para irrigação, emprega-se a associação em série muito menos que em paralelo. Um bom exemplo de conveniência da associação em série é quando a mesma elevatória atende a mais de um reservatório, em cotas ou distâncias diferentes. Para manter a altura máxima permanentemente, isto é, a associação sempre ativa, é mais conveniente associar os rotores utilizando bombas de múltiplos estágios que se baseiam numa forma mais eficiente do mesmo conceito, mas, naturalmente, sua operação não pode ser alternada entre rotores associados ou isolados.

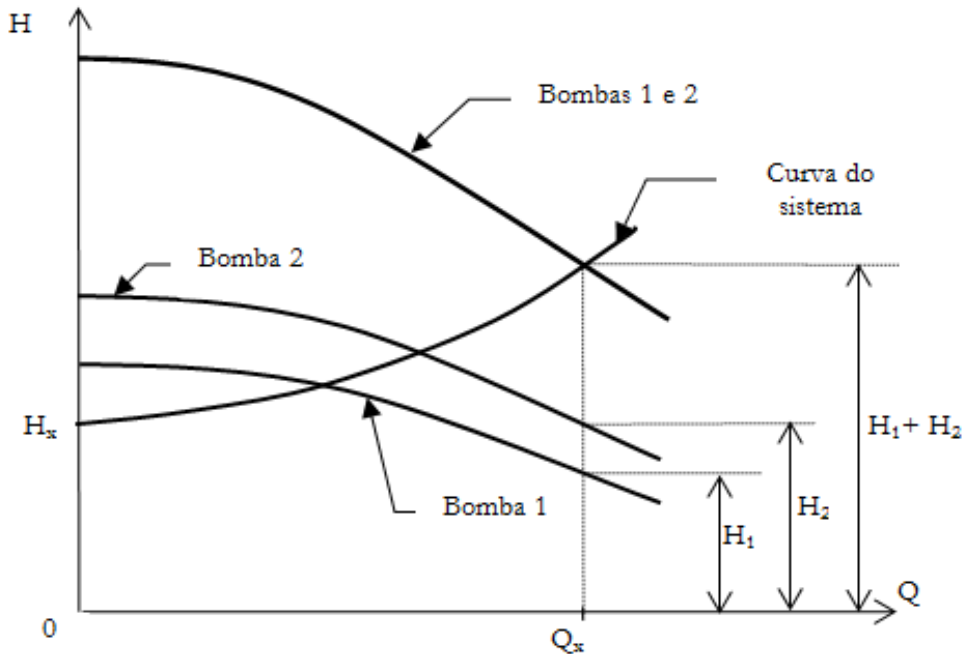


Figura 6.26 - Curvas características resultantes da associação de duas bombas em série

6.10 – Acionamento Elétrico

As máquinas motrizes, ou motores, são dispositivos que convertem dada modalidade de energia em trabalho de eixo ou energia mecânica. Como potência de entrada pode-se destacar a energia térmica - usada nos motores de combustão interna, nas turbinas a vapor e a gás; a energia hidráulica - que supre as turbinas de mesmo nome; a energia elétrica - fonte de potência dos motores elétricos, que graças a sua simplicidade, confiabilidade e flexibilidade, associadas a relativamente baixos custos de aquisição, operação e manutenção, são responsáveis pelo acionamento da grande maioria das bombas hidráulicas.

A classificação fundamental dos motores segue o tipo da corrente elétrica que os alimenta: corrente contínua (CC) e corrente alternada (CA).

Motores de Corrente Contínua (CC)

A grande vantagem dos motores de corrente contínua é a facilidade de variar sua velocidade de rotação de forma ampla e precisa. Em contrapartida, como a energia elétrica da rede é disponibilizada em corrente alternada, o seu uso está condicionado ao emprego de equipamentos para retificá-la. Isso eleva os custos das instalações e, por essa razão, só são utilizados em condições especiais, como no caso de um laboratório de ensaios de bombas, no qual a variação da velocidade de rotação e sua relação com o conjugado do motor justificam o seu emprego.

Motores de Corrente Alternada (CA)

Nos motores de corrente alternada, a velocidade de rotação síncrona “ N_{si} ” é função da frequência da rede “ f ” (60 Hz em todo o Brasil) e do número de pólos do motor “ p ” - um número par relativo à quantidade de bobinas presentes no seu enrolamento. N_{si} representa a velocidade de rotação síncrona, associada a um par de valores f e p , que o motor de corrente alternada girará na ausência de escorregamento. A equação funcional é dada por:

$$N_{si} = \frac{120 \times f}{p} \quad (6.25)$$

Os motores síncronos giram à velocidade de rotação constante síncrona (N_{si}) em qualquer ponto de operação suportado. Já os assíncronos possuem certo deslizamento e operam a velocidades de rotação inferiores. Esse decréscimo relativo “ s ”, chamado de deslizamento ou escorregamento, encontra-se normalmente entre 2 e 5%, podendo, em casos especiais, atingir 10%.

Valores de velocidade de rotação do motor síncrono N_{si} são mostrados no Quadro 6.6. Nesse quadro são mostrados, também, valores típicos usuais de velocidade de rotação assíncronas N .

Quadro 6.6 - Rotação síncrona e assíncrona em função do número de polos para uma frequência de 60 Hz

p (polos)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	24
N_{si} (rpm)	3600	1800	1200	900	720	600	514	450	400	360	300
N (rpm)	3500	1750	1150	860	700	500	-	-	-	-	-

Motores Síncronos

Os motores síncronos se aplicam às grandes instalações, com potências a partir de 300 cv, principalmente quando as velocidades exigidas são baixas. Esta última característica pode ser uma grande vantagem, comparada com outros tipos que não operam satisfatoriamente em baixas rotações, a não ser utilizando dispendiosos redutores de velocidade e ainda assim com baixos rendimentos. Devido à sua maior eficiência, o dispêndio com energia elétrica em grandes instalações passa a ter significativo valor na economia geral do sistema, não obstante o elevado custo inicial.

Motores Assíncronos

Dentre os motores de CA, os motores assíncronos, de indução trifásico, são, de longe, os mais usados. Segundo o tipo de rotores ou induzidos, podem ser de dois tipos:

- a) **Rotor em curto-circuito ou gaiola de esquilo** - Seu rendimento é alto; possui corrente de partida elevada, da ordem de seis a oito vezes a nominal, exigindo chaves elétricas apropriadas para arrancar. Diz-se que, universalmente, representa 90% dos motores produzidos. É o mais usado nas pequenas e médias instalações de bombeamento.

- b) **Rotor bobinado ou de anéis** - Estes permitem a introdução de resistência, em série com o enrolamento, que é reduzida até o zero à medida que a velocidade de rotação aumenta. Quando sem carga giram, praticamente, à velocidade de rotação síncrona; quando sob carga, sua velocidade de rotação cai de acordo com o deslizamento.

6.11 - Variação da Velocidade de Rotação e Inversores de Frequência

Nos projetos de irrigação, frequentemente, se faz necessário que a estação elevatória venha a operar com vazões diferentes da de projeto. Conforme discutido na seção 6.6, existem várias opções para alterar a vazão dos sistemas de bombeamento, destacando-se o *by-pass*, *válvulas de manobras* ou *variadores de velocidade de rotação* para os conjuntos motobombas. O *by-pass* caracteriza-se por produzir grandes perdas volumétricas, enquanto as válvulas de controle provocam um acréscimo de perda de carga, podendo-se dizer que usar essa alternativa é como “conduzir um carro com um pé no freio e outro no acelerador”.

Uma vez que a vazão é diretamente proporcional à velocidade de rotação, conforme pode ser constatado pela Equação 6.19a ($Q_2 = Q_1 N_2/N_1$), atuar na rotação é a alternativa mais racional para controlar o sistema de bombeamento com vazão variável.

Estudos apresentados por diversos fabricantes sobre o consumo de energia para os métodos de controle de vazão/pressão para bombas centrífugas “típicas” estão sintetizados na Figura 6.27. Pode-se verificar, nitidamente, que a maior economia é aquela proporcionada pela utilização da variação da velocidade de rotação através de um conversor de frequência.

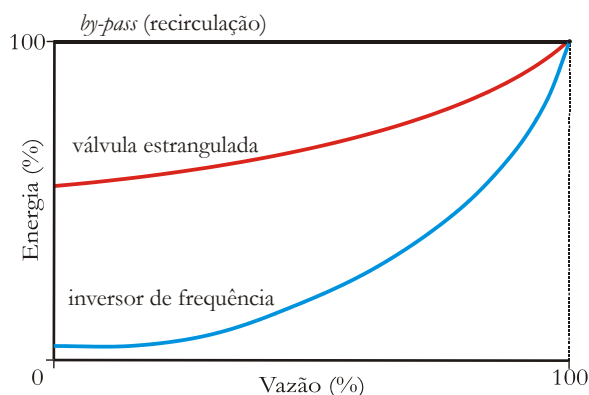


Figura 6.27 - Comparativo do consumo de energia para os métodos de controle de pressão/vazão: *by-pass*, válvula de manobra e inversor de frequência (Bezerra *et al.*, 2012)

Os motores de corrente contínua se prestam muito bem em aplicações onde é preciso variar a rotação, mas devido ao seu custo, associado ao dos retificadores necessários, são pouco usados.

Os motores de rotores bobinados se constituíram, durante muito tempo, numa alternativa razoável para aplicações de rotação variável. Para isso dispunham de várias soluções, destacando-se a inserção de resistência externa ao rotor, variada por meio de reostato.

Atualmente, a solução mais viável é o uso de motores CA, associados aos inversores de frequência.

Inversor de Frequência

O inversor de frequência, também conhecido como conversor de frequência, possibilita o controle do motor CA variando a frequência, mas também atua na tensão de saída, de modo a deixá-la compatível com a frequência, evitando o aquecimento excessivo do motor quando operando em baixas rotações.

Graças ao desenvolvimento da eletrônica de potência dos últimos anos, o inversor de frequência avançou tecnologicamente ao mesmo tempo em que teve seus custos bastante reduzidos. Aplicados ao já consagrado simples e confiável motor de indução, proporcionou a este uma forma igualmente simples de variar sua velocidade de rotação, atuando na frequência da corrente elétrica.

Os inversores de frequência são, atualmente, encontrados nos mais diversos usos, destacando-se o acionamento de bombas. Estão disponíveis para motores com potências de até 5000 cv de baixa e de alta tensão.

As características da instalação, necessárias à especificação do inversor de frequência, são a corrente nominal do motor, sua tensão nominal e fatores relacionados à geração de harmônicas. Para estas últimas, faz-se necessário uma análise da relação entre a potência dos inversores e a potência total da instalação, bem como as características das cargas presentes, de modo a balizar as providências necessárias para reduzir a geração das indesejáveis harmônicas.

Em geral, o inversor de frequência consome de 4 a 10% da energia absorvida para acionar o conjunto motobomba. Conforme mostra a Figura 6.28, o rendimento do inversor diminui com a redução da frequência de saída e com a redução da carga. Quando aplicado corretamente, essas perdas tornam-se insignificantes, se comparadas com a redução do consumo de energia proveniente da operação da bomba atuando com velocidade de rotação variável. Geralmente, as bombas podem operar, satisfatoriamente, dentro de uma faixa de vazão entre 70 e 120% do ponto de melhor rendimento. Normalmente, o limite da região de operação é definido pelo NPSH requerido da bomba, pela vazão de recirculação dentro do rotor, pela deflexão do eixo, pela carga no mancal ou pelo aumento da temperatura do líquido dentro da bomba.

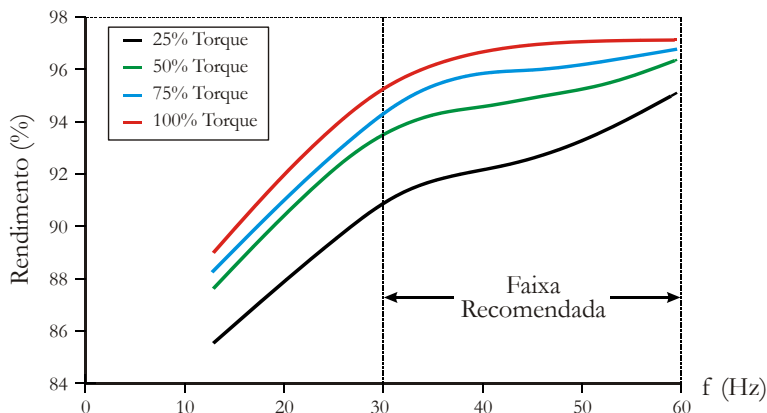


Figura 6.28 - Região de operação recomendada para motores acionados por inversores
(Fonte: adaptado de EUROPUMP e HIDRAULIC INSTITUTE, 2004)

Na aplicação de inversores de frequência em motores existentes, deve-se ter cuidado com as características elétricas reais do motor; caso contrário, há risco de fracasso. Inversores de frequência geram picos de tensão e produzem harmônicas que causam aquecimento nas bobinas do motor. Há fabricantes que fornecem motores específicos para uso com inversores, geralmente denominados por *Inverter Duty Motors*. A WEG tem o motor W22 Plus e o W22 Premium, que possui o isolamento especial chamado de WISE®, que, segundo a empresa, não necessita de reatores ou quaisquer outros filtros entre o inversor e o motor, para a proteção do seu sistema de isolamento.

Em resumo, na prática, no setor agrícola é necessária a análise cautelosa do uso de motores com a frequência de alimentação variando de 0 a 60 Hz (para tensão de 220 V), porque, na maioria dos casos, é mais viável, tecnicamente e economicamente, a instalação de conjuntos motobombas trabalhando em paralelo, com apenas um ou dois sendo acionados por inversores. O ideal é a avaliação técnica e econômica de cada caso, sendo, de maneira geral, recomendada a faixa de frequência de 30 a 60 Hz. As principais vantagens dos inversores de frequência em sistemas de bombeamento são:

- Aumento da confiabilidade do sistema.
- Partida e parada suaves (rampas).
- Redução dos custos operacionais.
- Redução do estresse mecânico sobre o enrolamento do motor.
- Aumento da vida útil da bomba, mancais e vedações.
- Controle da corrente do motor elétrico.
- Economia de energia.
- Aumento do fator de potência.
- Eliminação da necessidade de válvulas para partir e parar o bombeamento.
- Melhor controle do processo.
- Minimiza a necessidade de paradas do sistema ou elimina os saltos de produção.
- Possibilita a automação do sistema.
- Diminuição do número de rompimentos nos tubos.

Ao selecionar um conjunto motobomba com um inversor de frequência para um sistema com desnível geométrico estático, a bomba deve ser escolhida tal que a vazão máxima esteja ao lado direito do ponto ótimo de operação (melhor ponto de eficiência), uma vez que à medida que a velocidade de rotação diminui, o ponto de operação move-se em direção ao ponto ótimo de operação. A exceção é para aplicações onde a vazão é constante e só há mudanças na altura manométrica fornecida ao sistema; nesse caso, recomenda-se selecionar a bomba com base na pressão máxima e à esquerda do ponto ótimo de operação. A definição do ponto de operação para escolha de bombas operando com velocidade de rotação variável é extremamente importante para aumentar a eficiência operacional do sistema.

A implantação de inversores de frequência em estações de bombeamento nem sempre é viável técnica e economicamente. Para se atestar a viabilidade técnica e econômica, deve-se efetuar um estudo detalhado da hidráulica operacional do sistema, complementado com estudos eletromecânicos, além dos quantitativos de custos e da economia de energia elétrica proporcionada. Em alguns casos, o vendedor do equipamento alega vantagens da implantação do equipamento, sem levar em consideração as condições operacionais específicas do sistema em questão.

Inversores de frequência também são utilizados em outras funções na engenharia de irrigação, como, por exemplo, em motores que controlam a abertura e o fechamento de comportas. A movimentação de algumas comportas é complexa e exige o uso de motores de velocidade variável.

Exemplo 6.3

Uma bomba centrífuga de um sistema de irrigação fornece uma vazão de 171 m³/h, sob uma altura manométrica de 48 m. O motor elétrico utilizado é do tipo síncrono com velocidade de rotação de 1800 rpm. Deseja-se utilizar um inversor de frequência de modo a possibilitar que a bomba forneça uma vazão mínima de 100 m³/h. Considerando que, sob todas as vazões, a bomba operará com mesmo rendimento, determinar:

- A velocidade de rotação correspondente à vazão mínima.
- A altura manométrica correspondente à vazão mínima
- A frequência modificada correspondente à vazão mínima
- Uma estimativa para o rendimento do inversor de frequência quando a bomba opera com a vazão mínima, considerando que nessa condição o motor trabalha apenas com a metade de seu torque.

Solução

a) As relações de afinidades (seção 6.7) serão usadas, uma vez que o rendimento é o mesmo em todas as condições de funcionamento. Assim, pela Equação 6.19a, a velocidade de rotação mínima será:

$$N_2 = N_1 \frac{Q_2}{Q_1} = 1800 \left(\frac{100}{171} \right) = 1053 \text{ rpm}$$

c) Analogamente, usando a equação 6.19b, a altura manométrica mínima será:

$$H_2 = H_1 \frac{N_2^2}{N_1^2} = 48 \left(\frac{1053}{1800} \right)^2 = 16,43 \text{ m}$$

c) Pelo Quadro 6.6, verifica-se que um motor com rotação síncrona de 1800 rpm possui $p = 4$ polos. Tratando-se de motor síncrono, a velocidade de rotação se relaciona com a frequência por meio da Equação 6.25. Assim, a frequência mínima será:

$$N_{si} = \frac{120 f}{p} \quad f = \frac{p N_{si}}{120} = \frac{4 \times 1053}{120} = 35,10 \text{ Hz}$$

e) Utilizando-se a Figura 6.28, a curva de 50% do torque indica que, para uma frequência de 25 Hz, o rendimento do inversor é de, aproximadamente, 94%. Portanto, suas perdas representam cerca de 6% da potência elétrica a ele fornecida.

6.12 - Sistema de Bombeamento Acionado por Inversor de Frequência

Como foi visto até aqui, em sistemas de irrigação que requerem variação de vazão, os inversores de frequência se apresentam como excelentes alternativas de controle, que proporcionam eficiência energética ao sistema de bombeamento. Esse controle pode ser feito por meio de sistema de controle em malha fechada, de modo que possa se ajustar, automaticamente, às necessidades de consumo.

A Figura 6.29 apresenta o esquema básico da configuração de um desses sistemas. Nesse caso, um transdutor de vazão ou pressão é inserido na tubulação e envia um sinal elétrico (geralmente de 4 a 20 mA), que é comparado com o valor desejado e, dependendo do erro, o controlador envia um sinal de controle para variar a velocidade de rotação do conjunto motobomba, no sentido de efetuar a correção, mantendo a variável controlada dentro de limites aceitáveis. Nesse caso, o sistema de bombeamento se adapta, automaticamente, às novas condições, independentemente das variações de carga.

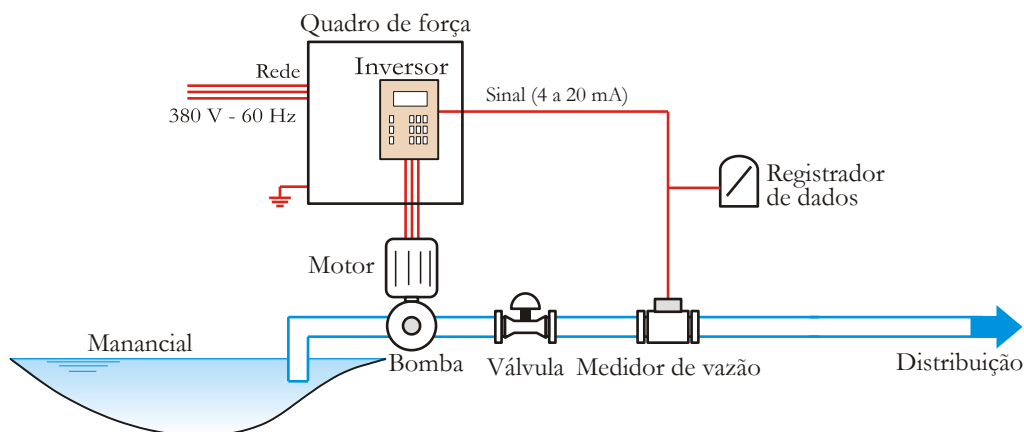


Figura 6.29 - Representação esquemática de um sistema de bombeamento acionado por um inversor de frequência

Um exemplo de aplicação de adoção de inversores é o do Perímetro Irrigado Nilo Coelho - DINC, que em 2012 iniciou a instalação de inversores em todas as suas 32 estações de bombeamento secundárias. Segundo o informativo do DINC, essa ação visou a economia de energia elétrica, prolongamento da vida útil dos motores elétricos, menor desgaste mecânico na estrutura e melhor controle de pressão nas estações de bombeamento.

A magnitude de um inversor de frequência depende da potência do conjunto motobomba a ele acoplado. A Figura 6.30 mostra um inversor de frequência instalado num conjunto motorbomba de 150 cv, em uma estação de bombeamento secundária do Perímetro de Irrigação Nilo Coelho – Petrolina, Brasil; enquanto que na Figura 6.31 é mostrado um inversor de menor porte, instalado no quadro de comando de um conjunto motobomba de 15 cv do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica da Universidade Federal da Paraíba (LENHS/UFPB), em João Pessoa.



Figura 6.30 – Detalhe de um inversor de frequência instalado numa estação de bombeamento secundária do Perímetro de Irrigação Nilo Coelho - Brasil



Figura 6.31 – Inversor de frequência instalado num quadro de comando de um conjunto motobomba do LENHS/UFPB – João Pessoa, Brasil

Capítulo 7

MODELAGEM HIDRÁULICA DE SISTEMAS DE IRRIGAÇÃO

Este capítulo apresenta uma descrição sucinta da modelagem hidráulica de sistemas de abastecimento de água para irrigação, incluindo suas estações elevatórias, com vistas a análises do comportamento hidráulico e energético da operação desses sistemas. Essas análises são necessárias, em termos de eficiência hidroenergética, por permitir a previsão do funcionamento dinâmico dos sistemas de abastecimento de água e estações elevatórias num período futuro (período estendido). Com base na previsão do comportamento futuro do sistema, o profissional responsável poderá tomar decisões sobre possíveis intervenções físicas ou de procedimentos operacionais, com o intuito de maximizar a eficiência do sistema.

7.1 – Modelagem Hidráulica – O Modelo Epanet

A operação de sistemas de abastecimento de água (para fins urbanos ou agrícolas), composto pelas obras de captação, adução, estações de bombeamento, redes de distribuição, reservatórios e dispositivos de controle (válvulas), compreende um conjunto de ações necessárias à distribuição da água, aos pontos de consumo, com vazão e pressão suficientes. Essa operação se constitui na principal ação de gestão dos sistemas de irrigação, influenciando diretamente na qualidade do sistema de abastecimento em termos técnicos e econômicos.

O conhecimento da eficiência do sistema de abastecimento, como também as decisões a serem tomadas com o objetivo de potencializá-la, depende do conhecimento e controle da operação do sistema como um todo. Durante muito tempo, o controle operacional de sistemas de abastecimento foi executado com o apoio de equipamentos de comunicação, de controle e, principalmente, da experiência da mão-de-obra encarregada do serviço. Nos últimos anos, surgiram ferramentas computacionais que vêm sendo aplicadas, cada vez mais, para representarem os sistemas físicos e auxiliarem nas tomadas de decisão, com o propósito de melhorar a eficiência da operação. Tratam-se de modelos computacionais que representam o sistema de abastecimento como um todo e simulam sua operação ao longo do tempo. O surgimento desses modelos, baseados nas leis físicas que regem o escoamento de fluidos em redes de abastecimento, é recente e deveu-se ao avanço da informática nos últimos vinte anos. Atualmente existem dezenas de modelos hidráulicos desenvolvidos em vários países, destinados à simulação da operação de sistemas de abastecimento de água; no entanto, o conhecimento e o domínio desses modelos ainda é uma novidade para a grande maioria dos profissionais que trabalham com a operação de sistemas de distribuição de água.

Uma das características fundamentais dos modelos de simulação e análises de sistemas de abastecimento é a presença da variável tempo. O objetivo do modelo não é o de determinar valores das grandezas hidráulicas e energéticas e sim o de obter a variação destas ao longo do tempo (vazão nos trechos, pressão nos nós, nível de água nos reservatórios, custo da energia do bombeamento, etc.). Em função da variável tempo os modelos podem representar os sistemas de forma estática ou dinâmica. Os modelos estáticos objetivam determinar os valores das variáveis do sistema para um determinado cenário de operação. Nos modelos dinâmicos, as grandezas hidráulicas variam ao longo do tempo, em função de variações temporais dos consumos de água nos nós da rede.

Dentre os modelos hidráulicos de simulação e análises já desenvolvidos, um se destaca por sua qualidade e pela quantidade de usuários existentes em muitos países. Trata-se do Epanet (Rossman, 2008), desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (*U. S. Environmental Protection Agency - EPA*). É um programa de domínio público, que pode ser utilizado livremente por qualquer usuário.

O Epanet é um programa de computador que permite simular o comportamento hidráulico de um sistema pressurizado de distribuição de água, ao longo do tempo. O sistema pode ser composto por uma rede de tubulações (malhada ou ramificada), estações de bombeamento, diversos tipos de válvulas e reservatórios de nível fixo e variável. O Epanet também simula o comportamento de parâmetros da qualidade da água, ao longo da rede de distribuição, durante um determinado período de tempo. Ele foi desenvolvido para aplicação, prioritariamente, em sistemas de abastecimento urbano de água, mas presta-se, também, à utilização em abastecimentos de sistemas pressurizados de irrigação.

O programa permite obter valores de vazão em cada trecho, da pressão em cada nó, da altura de água em cada reservatório de nível variável, do custo da energia do bombeamento e da concentração de elementos químicos na água através da rede de distribuição, durante o período de simulação. O módulo de controle da qualidade da água no interior da rede de abastecimento não é utilizado na simulação de sistemas de irrigação e, por essa razão, ele não será descrito neste capítulo.

O Epanet foi concebido para ser uma ferramenta de apoio à análise de sistemas de distribuição de água para abastecimento urbano, sistemas de irrigação, de combate a incêndios, etc. Com a utilização do programa o profissional poderá conhecer melhor o sistema de abastecimento, com relação as suas variáveis hidráulicas (vazão e pressão), como também poderá diagnosticar o transporte e o destino dos elementos constituintes da água. O estabelecimento de cenários de operação do sistema de abastecimento (como exemplo, a expansão de uma rede existente), a calibração de modelos hidráulicos e a avaliação dos consumos são alguns exemplos de aplicação do programa. O Epanet pode ajudar a analisar alternativas de operação, de modo a melhorar a qualidade do sistema de abastecimento, assim como pode permitir avaliar possíveis ações que possam diminuir o consumo de energia elétrica das estações de bombeamento e as perdas reais de água nas tubulações.

A atual versão do Epanet, referente à compilação 2.00.12, está disponível, originalmente, em inglês e também em outros idiomas, inclusive em português falado e escrito no Brasil. A presente versão brasileira foi traduzida pelo Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento, da Universidade Federal da Paraíba - LENHS UFPB. O programa funciona em ambiente *Windows®*, permitindo a edição de dados de entrada da rede de abastecimento, execução de simulações hidráulicas e a edição dos resultados em vários formatos. Esses últimos incluem a possibilidade de visualizar mapas da rede de abastecimento com codificações coloridas, tabelas de dados, gráficos de séries temporais e gráficos de isolinhas.

O Epanet contém um conjunto de ferramentas de cálculo para apoio à simulação hidráulica, cujas características mais destacáveis são:

- i. Não existe limite no número de componentes da rede a analisar.
- ii. Calcula as perdas de carga por atrito por meio das fórmulas de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach ou Chezy-Manning.
- iii. Inclui as perdas de carga singulares em curvas, ampliações, reduções, etc.
- iv. Simula bombas funcionando com velocidade de rotação fixa ou variável.
- v. Calcula a energia de bombeamento e o seu respectivo custo.

- vi. Modela os principais tipos de válvulas, incluindo válvulas de seccionamento, de retenção, reguladoras de pressão e de vazão.
- vii. Modela reservatórios de armazenamento de água de nível variável com diversas formas geométricas.
- viii. Possibilita estabelecer diferentes categorias de consumo nos nós, cada uma com um padrão próprio de variação com o tempo.
- ix. Modela a relação entre pressão e vazão efluente de dispositivos emissores (aspersores de irrigação ou consumos dependentes da pressão).
- x. Possibilita a simulação com diversas regras de operação do sistema.

Instalação do Epanet

O Epanet versão 2.0 (compilação 2.00.12) funciona em ambiente Microsoft® *Windows* 98/NT/XP/Vista® para computadores compatíveis com os sistemas IBM/Intel. A versão brasileira é distribuída em um único arquivo **br2setup.exe**, que contém o programa de instalação automática. Para instalar o Epanet, basta clicar no arquivo **br2setup.exe**, após a sua importação por meio da Internet. O instalador original na língua inglesa do programa (**EN2setup.exe**) pode ser encontrado e baixado na página <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>, enquanto que a versão brasileira pode ser obtida no seguinte endereço <http://www.lenhs.ct.ufpb.br>. Este capítulo foi escrito utilizando, como referência, a versão brasileira antes mencionada.

Após a instalação do programa, o menu Iniciar do *Windows* terá um novo item: Epanet 2.0 Brasil. Para iniciar o Epanet, basta clicar no arquivo executável do programa (**Epanet2w.exe**) contido na pasta Epanet 2.0 Brasil ou no ícone do programa previamente implantado na área de trabalho do *Windows*.

Passos a Seguir na Utilização do Programa

A modelagem de um sistema de abastecimento de água segue uma sequência de etapas:

- i. desenho do traçado ou esquema do sistema de distribuição. O desenho do traçado da rede pode ser importado de um arquivo do *Autocad*®, conforme descrito no manual do programa (Manual do Epanet, 2009);
- ii. edição das propriedades dos componentes (objetos) que constituem o sistema (nós, trechos, bombas, reservatórios e válvulas);
- iii. descrição das condições de operação do sistema;
- iv. seleção de um conjunto de opções de simulação e análises;
- v. execução de simulações hidráulicas;
- vi. obtenção e análises dos resultados das simulações.

7.2 - Exemplo Aplicado a um Sistema Coletivo de Irrigação

A aplicação do Epanet, com seus recursos de modelagem, está mostrada neste item com a execução de um exemplo modelo, para que o usuário possa conhecer, inicialmente, os principais recursos do programa. A partir da compreensão desse exemplo, o usuário poderá adquirir experiência à medida que trabalha com outros estudos de caso. Na Figura 7.1, apresenta-se um exemplo de um sistema simples de distribuição de água para um perímetro de irrigação, para o qual se pretende ilustrar os principais passos de um processo de simulação

e análise operacional. A pressão mínima com que a água deve chegar à entrada das parcelas é de 42 mca.

As características e dados do exemplo são:

- O sistema é composto por um reservatório fonte (reservatório de nível fixo RNF), com nível de água constante, na cota 153 metros, a partir do qual a água é bombeada diretamente para uma rede de distribuição ramificada. As características dos nós da rede e as propriedades dos trechos encontram-se nos Quadros 7.1 e 7.2, respectivamente. Na nomenclatura do Epanet, o “consumo base” representa a demanda média de água da parcela irrigada. O “período de irrigação” apresentado no Quadro 7.1 corresponde ao período, em horas, que a parcela é irrigada, continuamente, durante o dia.
- A estação de bombeamento, representada pelos trechos B1 e B2, possui duas bombas centrífugas iguais, em paralelo, com uma curva característica, altura manométrica *versus* vazão, estabelecida pelos seguintes pares de valores: 0 L/s – 58 mca; 70 L/s – 45 mca e 100 L/s – 35 mca.
- A curva de rendimento de cada uma das bombas, em função da vazão bombeada, é caracterizada pelos pares de valores: 30 L/s – 40%; 50 L/s – 65%; 70 L/s – 75%; 80 L/s – 72% e 90 L/s – 64%.
- O valor da tarifa de energia é de 0,20 \$/kWh, aumentando para 1,00 \$/kWh entre 18 e 21 horas (horário de ponta do setor elétrico).

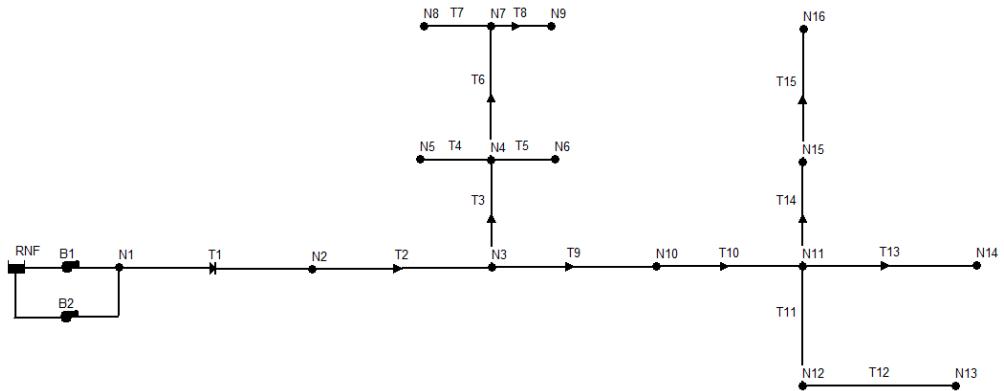


Figura 7.1 - Representação da rede exemplo a ser modelada

Quadro 7.1 - Propriedades dos nós da rede

Nó	Cota (m)	Consumo base (L/s)	Período de irrigação (h)	Nó	Cota (m)	Consumo base (L/s)	Período de irrigação (h)
N1	153,0	0,0	0	N9	151,5	10,0	21-9
N2	152,5	6,3	6-18	N10	151,5	10,0	21-9
N3	152,0	7,5	6-18	N11	151,5	0,0	0
N4	152,0	0,0	0	N12	151,0	12,5	6-18
N5	152,0	10,0	6-18	N13	151,0	12,5	6-18
N6	152,0	10,0	6-18	N14	150,0	17,5	21-9
N7	152,0	0,0	0	N15	151,5	15,0	21-9
N8	151,5	10,0	6-18	N16	151,5	15,0	21-9

Para começar a trabalhar com o Epanet, deve-se, inicialmente, criar um novo projeto. Para tanto, seleciona-se **Arquivo >> Novo** (a partir da barra do menu principal). Em seguida, seleciona-se **Projeto >> Configurações Predefinidas** para abrir a caixa de diálogo apresentada na Figura 7.2. Essa caixa de diálogo será utilizada para permitir que o Epanet gere automaticamente IDs (rótulos de identificação) para os elementos do projeto que serão criados (nós, reservatórios, trechos, bombas, etc.), sendo possível definir um prefixo próprio para cada categoria de componente. Caso não se pretenda adicionar qualquer prefixo de ID aos elementos que constituem a rede, apagam-se todos os prefixos dos campos da página de **Rótulos de ID** e define-se um incremento de numeração automática de ID igual a 1 (essas são as opções predefinidas do programa).

Quadro 7.2 - Propriedades das tubulações dos trechos da rede (PVC DEFoFo PN 125)

T	L (m)	DN	Dint (mm)	ϵ (mm)	T	L (m)	DN	Dint (mm)	ϵ (mm)
T1	260	350	347,6	0,02	T9	120	300	299,8	0,02
T2	150	350	347,6	0,02	T10	120	300	299,8	0,02
T3	100	200	204,2	0,02	T11	210	150	156,4	0,02
T4	10	100	108,4	0,02	T12	240	150	156,4	0,02
T5	10	100	108,4	0,02	T13	240	150	156,4	0,02
T6	150	150	156,4	0,02	T14	120	200	204,2	0,02
T7	10	100	108,4	0,02	T15	150	150	156,4	0,02
T8	10	100	108,4	0,02					

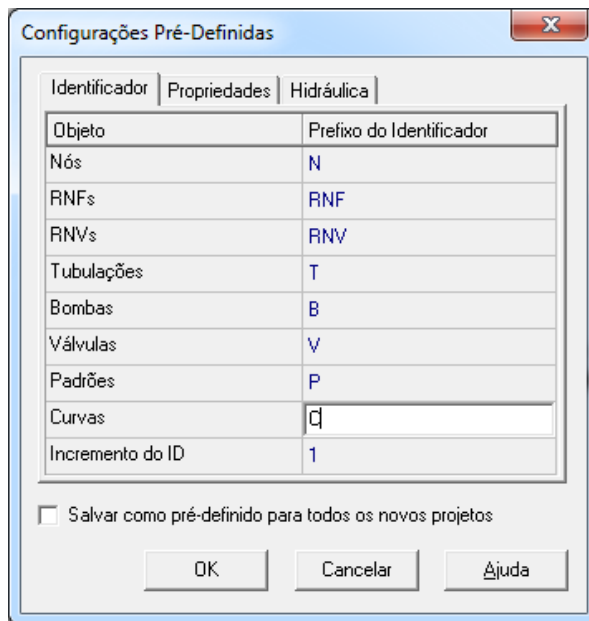


Figura 7.2 - Caixa de diálogo de configurações predefinidas

No próximo passo, seleciona-se a aba **Hidráulica** da mesma caixa de diálogo (Figura 7.2) e edita-se a opção **Unidades de Vazão** para escolher a unidade de vazão a ser empregada

no projeto. Caso a unidade escolhida seja LPS (litro por segundo), o programa utilizará, automaticamente, unidades do Sistema Internacional para as demais grandezas do projeto (comprimento em metros, diâmetro em mm, pressão em mca, energia em kW, etc.). Ainda, na mesma caixa de diálogo, seleciona-se, para o exemplo considerado, a opção Darcy-Weisbach (D-W) como fórmula de cálculo da perda de carga contínua. O programa permite trabalhar, também, com as fórmulas de Hazen-Williams (H-W) e Chezy-Manning (C-M).

Em seguida, selecione algumas opções de visualização do mapa da rede de abastecimento. À medida que os elementos da rede forem sendo adicionados, seus respectivos rótulos (IDs) e símbolos serão visualizados. Selecione **Visualizar >> Opções** para que seja mostrada a caixa de diálogo de **Opções do Mapa**. Selecione a página de **Notação** na caixa de diálogo e verifique as opções apresentadas (ver Figura 7.3). A seguir, mude para a página de **Símbolos** e verifique também todas as opções. Clique no botão **OK** para aceitar essas opções e fechar a caixa de diálogo.

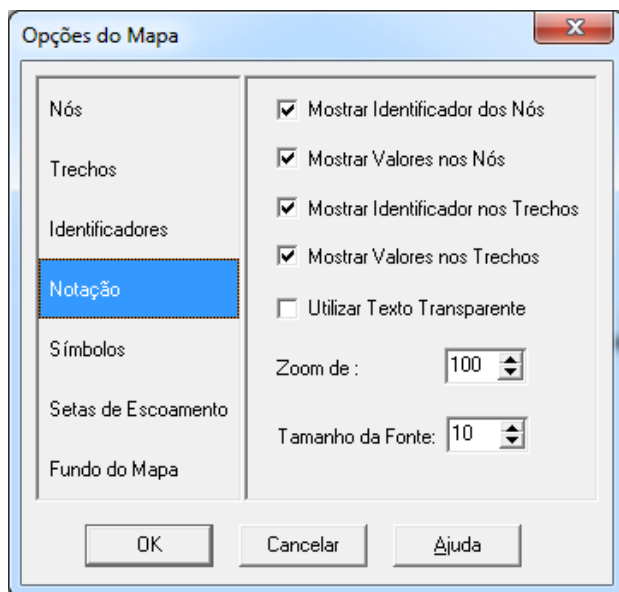


Figura 7.3 - Caixa de diálogo de Opções do Mapa

7.2.1 - Traçado da Rede

Após ter seguido os passos anteriores, a rede pode começar a ser desenhada com o auxílio do *mouse* e dos botões da **Barra de Ferramentas do Mapa**, mostrada na Figura 7.4.

Em primeiro lugar, adicione o reservatório de nível fixo (RNF), clicando no botão **Adicionar RNF** da barra de ferramentas. Em seguida, clique com o *mouse* no ponto do mapa onde pretende inserir esse objeto. A seguir, adicionam-se os nós, clicando no botão **Adicionar Nó** e, seguidamente, nos pontos do mapa onde pretende-se colocar os nós de N1 a N16, sem se preocupar com a correta distância entre eles. Em seguida, adicionam-se os trechos, começando com o trecho T1, que liga os nós N1 e N2. Primeiramente, clique em **Adicionar Trecho** da barra de ferramentas. Posteriormente, clique no nó N1 e depois no nó N2. Observe que, ao deslocar-se do nó N1 para o N2, é desenhada uma linha tracejada que

torna-se contínua após clicar-se sobre o nó N2. Repete-se o procedimento para a sequência de trechos de T2 a T15. Por último, adiciona-se as bombas B1 e B2. As bombas, tais como as tubulações e as válvulas, são consideradas trechos da rede, definidas pela ligação entre dois nós. Assim, para adicionar a bomba B1, selecione o botão **Adicionar Bomba**, clique no nó RNF e depois no nó N1; em seguida, procede-se da mesma maneira para a bomba B2, criando-se um desenho retangular, com a inserção de dois vértices, conforme mostrado na Figura 7.1. O mapa da rede obtido deve apresentar uma configuração igual à da Figura 7.1.

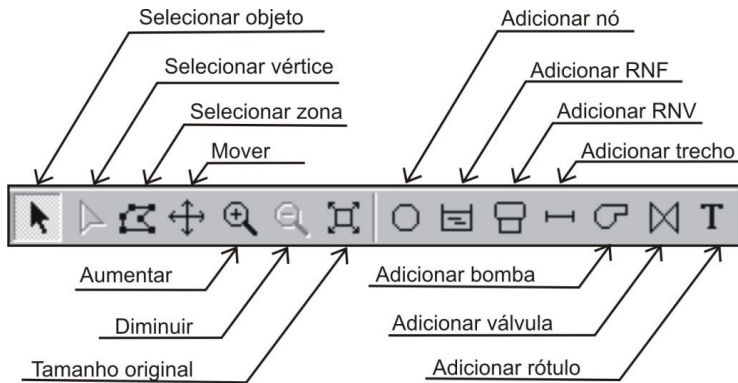


Figura 7.4 - Botões da barra de ferramentas para desenhar a rede

7.2.2 - Propriedades dos Objetos da Rede

Para cada objeto adicionado ao projeto do sistema de abastecimento, são associadas propriedades predeterminadas (valores predefinidos). Para modificar as propriedades de um objeto, deve-se selecioná-lo no **Editor de Propriedades** (ver Figura 7.5) e editar os novos valores. Existem diferentes modos para editar as propriedades de um objeto. Caso a janela do Editor de Propriedades esteja visível, pode-se, simplesmente, clicar sobre o objeto ou selecioná-lo a partir da página de **Dados** da janela do **Navegador**. Caso não esteja visível, pode-se editá-lo mediante uma das seguintes opções:

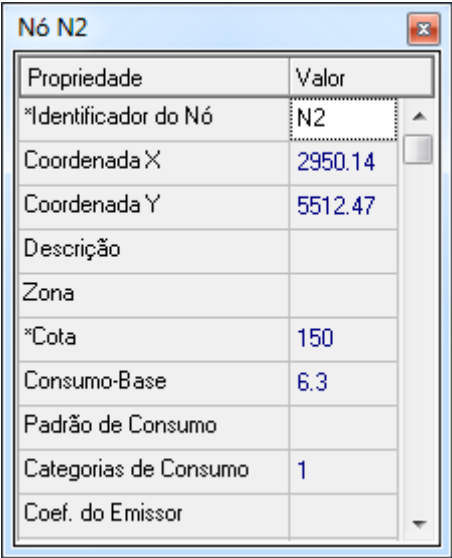
- Duplo clique sobre o objeto no mapa.
- Clique com o botão direito do mouse sobre o objeto e selecione propriedades a partir do menu instantâneo que é mostrado.
- Selecione o objeto a partir da página de **Dados** da janela do **Navegador**, e clique no botão editar da mesma janela.

Sempre que a janela do Editor de Propriedades estiver visível, pode-se obter a descrição das propriedades listadas no editor, acionando-se o menu **Ajuda** através da tecla F1.

Comece a editar os dados do exemplo selecionando o nó N2 no Editor de Propriedades, tal como se mostra na Figura 7.5. Introduza a cota e o consumo para esse nó nos campos apropriados (os dados numéricos têm que ser introduzidos no programa no formato inglês, ou seja, com o ponto em vez da vírgula para representar um valor decimal). Desse modo, ao mover-se entre os objetos da rede, pode-se preencher ou alterar os campos referentes à cota e ao consumo, para os nós, e ao comprimento, diâmetro e rugosidade (coeficiente “e” em mm), para os trechos. No Editor de Propriedade dos nós pode-se, ainda,

inserir um valor para o coeficiente do emissor, caso o nó se constitua em um orifício emissor no qual a vazão efluente dependa da pressão reinante.

No Editor de Propriedades do trecho T1, foi introduzida uma válvula de retenção, já que esse trecho está imediatamente a jusante da bomba. Para inserir uma válvula de retenção em um trecho, basta selecionar, no Editor de Propriedades, a opção “CV” correspondente ao Estado Inicial do trecho considerado. Para o reservatório de nível fixo, introduza o valor do nível da água igual a 153 (em metros) no campo referente a Nível de Água. Para a bomba, é necessário adicionar uma curva característica (altura manométrica *versus* vazão); introduza no campo **Curva da Bomba** das duas bombas o valor 1 como rótulo de ID. Em seguida, crie a Curva da Bomba 1, que é igual para ambas B1 e B2. Na página de **Dados** da janela do **Navegador** selecione **Curvas** a partir do menu suspenso e clique no botão **Adicionar**. Uma nova curva será adicionada aos dados do projeto e a caixa de diálogo do **Editor de Curva** será mostrada (ver Figura 7.6). Escolha **BOMBA** no tipo de curva e introduza os pares de valores de vazão e carga (altura manométrica) na tabela do lado esquerdo. Os pares de valores do exemplo são: 0 L/s – 58 mca; 70 L/s – 45 mca; e 100 L/s – 30 mca. O Epanet cria, automaticamente, uma curva característica completa a partir dos três pontos fornecidos. A equação da curva é traduzida graficamente. Clique no botão **OK** para fechar o editor.



Propriedade	Valor
*Identificador do Nó	N2
Coordenada X	2950.14
Coordenada Y	5512.47
Descrição	
Zona	
*Cota	150
Consumo-Base	6.3
Padrão de Consumo	
Categorias de Consumo	1
Coef. do Emissor	

Figura 7.5 - Janela do editor de propriedades

Uma importante informação a ser extraída do Epanet diz respeito à energia consumida pela estação de bombeamento e ao custo correspondente, ao longo de uma simulação diária. Para tanto, deve-se adicionar uma curva de rendimento que será associada às bombas do sistema. Na página de **Dados** da janela do **Navegador**, selecione **Curvas** e clique no botão **Adicionar**. Uma nova curva será adicionada (aparecerá o número 2) e a caixa de diálogo do **Editor de Curva** será mostrada (ver Figura 7.7). Escolha **RENDIMENTO** no tipo de curva e introduza os pares de valores de vazão e rendimento na tabela do lado esquerdo. O Epanet cria, automaticamente, uma curva de rendimento a partir dos pares de valores fornecidos. Clique no botão **OK** para fechar o editor. No Editor de Propriedades das duas bombas,

introduza no campo Curva de Rendimento o valor 2 como rótulo de ID. Introduza, também, no mesmo editor, o valor do preço da energia (custo do kWh) e no campo **Padrão de Preço** o valor 3 como indicador desse padrão.

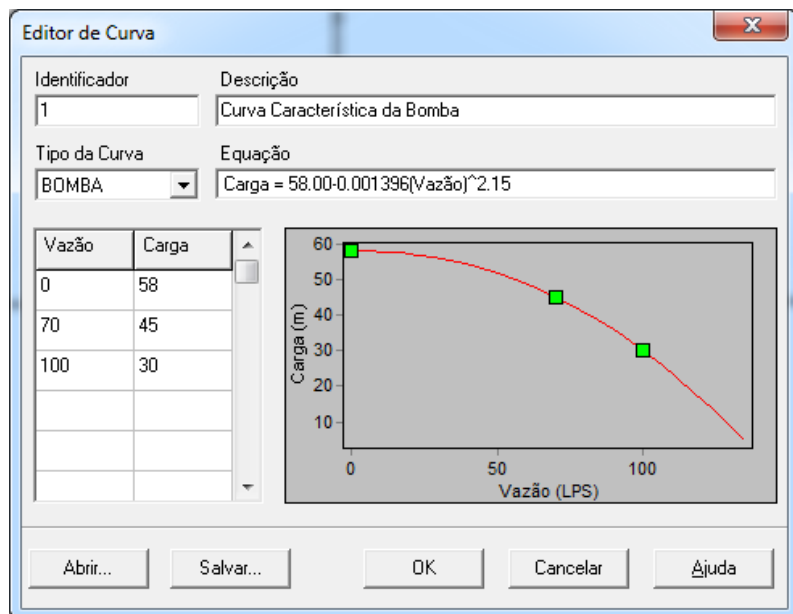


Figura 7.6 - Editor de curva da bomba

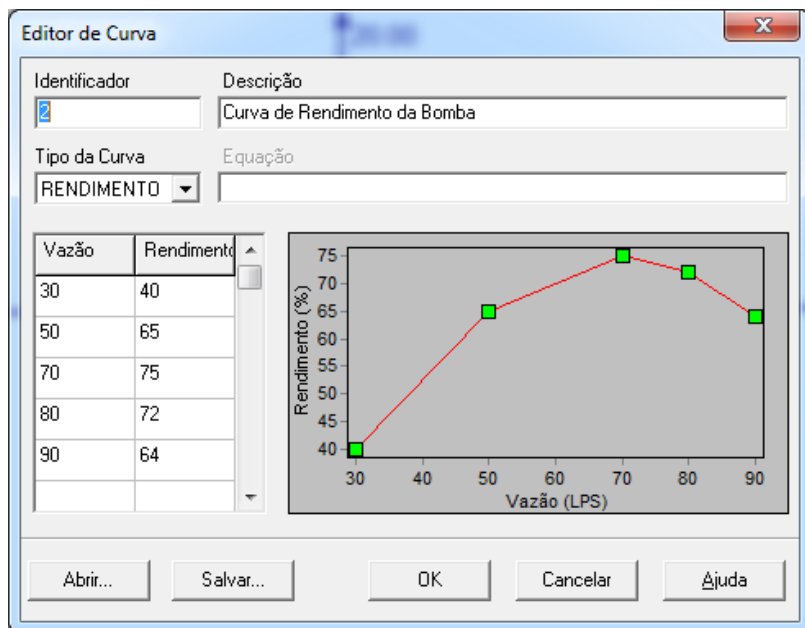


Figura 7.7 - Editor de curva do rendimento da bomba

Salvar e Abrir Projetos

Concluída a fase inicial da modelagem de uma rede de distribuição, é necessário salvar o trabalho para um arquivo. A partir do menu **Arquivo**, selecione as opções **Salvar** ou **Salvar Como**. Na caixa de diálogo de **Salvar** ou **Salvar Como**, selecione a pasta e introduza o nome do arquivo em que pretende salvar o projeto. A extensão NET será adicionada, automaticamente, ao nome do arquivo, caso esta não tenha sido fornecida. Os dados do projeto são salvos em formato binário, o qual não é legível a partir de um editor de texto. Caso pretenda salvar os dados do sistema para um arquivo de texto legível, selecione **Arquivo >> Exportar >> Rede**. Para abrir o arquivo do projeto numa próxima sessão, selecione a opção **Abrir** a partir do menu **Arquivo**.

7.2.3 - Executar uma Simulação Dinâmica

Utiliza-se, habitualmente, o termo “simulação dinâmica” em modelagem de sistemas de distribuição de água, quando se efetua uma simulação da evolução das variáveis do sistema ao longo do tempo, através de uma sequência de soluções de equilíbrio hidráulico, obtidas para sucessivos instantes. Na simulação dinâmica do modelo as condições de contorno serão variáveis com o tempo (por exemplo, altura de água no RNV e arranque/parada de um grupo elevatório).

Para se executar uma simulação dinâmica ao longo do tempo (período estendido), deve ser criada uma curva de demanda (Padrão Temporal) para representar a variação periódica dos consumos nos nós da rede ao longo do tempo. No caso do exemplo em questão, será utilizado um intervalo de tempo de 1 hora para representar a variação dos consumos a cada hora do dia, em função dos dados do Quadro 7.1 (Período da Irrigação). O intervalo de tempo do Padrão Temporal é configurado selecionando **Opções e Tempos**, a partir da página de **Dados** da janela do **Navegador**. Clique no botão **Editar** para mostrar a janela de **Opções de Tempo** (caso não esteja visível) e introduza o valor 1 no campo **Intervalo de Tempo Padrão** (conforme mostrado na Figura 7.8). Pode-se, ainda, fixar a duração total da simulação dinâmica. Para este exemplo será considerado um período de simulação de um dia e, para tanto, deve-se introduzir 24 horas no campo **Duração Total**. No intervalo de tempo do relatório, foi adotado o valor 0:15 (os resultados da simulação são apresentados a cada 15 minutos).

Para criar o Padrão de Consumo selecione a categoria **Padrões**, a partir da página de **Dados** da janela do **Navegador**, e clique no botão **Adicionar**. Um novo padrão (o predefinido é o padrão 1) será criado e a caixa de diálogo do **Editor de Padrão** é mostrada (ver Figura 7.9). Esse Padrão de Consumo representa a variação dos consumos das parcelas que serão irrigadas no período de irrigação de 6 às 18 horas. Para as demais parcelas, que irão irrigar entre 21 e 9 horas da manhã, o Padrão de Consumo assume os valores do padrão de consumo 2. Para a edição desse Padrão de Consumo 2, basta inserir o valor unitário nos fatores multiplicativos do editor de padrão entre as horas 0 e 9 e entre as horas 21 e 24 (ver Figura 7.10). No abastecimento urbano de água, o padrão de consumo assume uma forma bem marcante, com consumos contínuos variáveis ao longo do dia: máximos entre as 9 e 18 horas e mínimos no período noturno. A demanda constante de água (consumo base) das parcelas de irrigação é assegurada pelas válvulas controladoras de vazão estabelecidas nas suas entradas, conforme comentado no item 5.2.1 (ver Figuras 5.4 e 5.6). Não há necessidade de

inserir essa válvula (FCV) na entrada da parcela nesta simulação pois a vazão demandada já é constante, de acordo com os padrões de consumo estabelecidos para este exemplo.

A seguir, é necessário associar o Padrão 1 à propriedade **Padrão de Consumo** para os nós da rede N2, N3, N5, N6, N8, N12 e N13. Para os demais nós de consumo (N9, N10, N14, N15 e N16) deve ser associado o padrão de consumo 2 nas suas respectivas caixas de propriedades.

Propriedade	h:min
Duração Total	24
Intervalo de Cálculo Hidráulico	1:00
Intervalo de Cálculo de Qualidade	0:05
Intervalo de Tempo Padrão	1:00
Tempo de Início Padrão	0:00
Intervalo de Tempo do Relatório	0:15
Tempo de Início do Relatório	0:00
Tempo do Início da Simulação	0:00
Estatística	None

Figura 7.8 - Opções de tempo

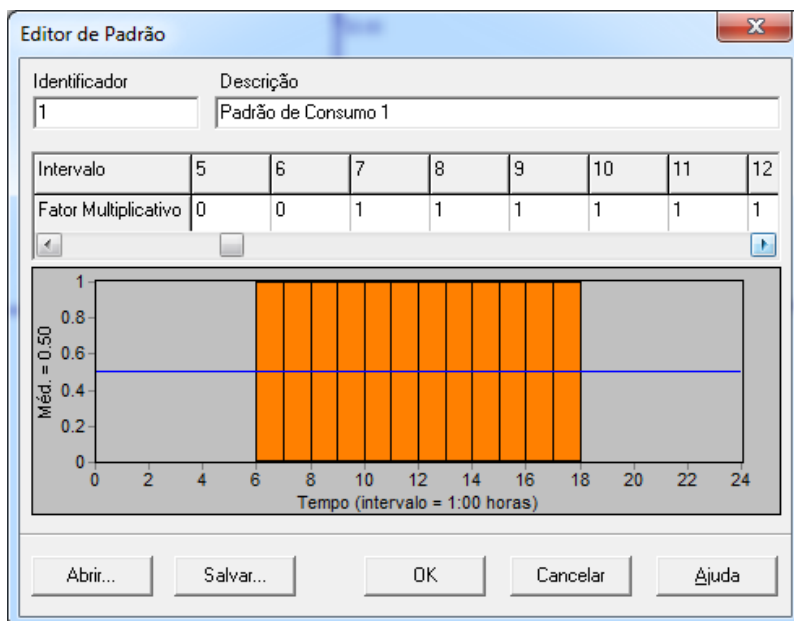


Figura 7.9 - Editor do Padrão de Consumo 1

Devem-se estabelecer as regras de operação das duas bombas em paralelo, já que, de acordo com a demanda de água do perímetro ao longo do dia, as bombas B1 e B2 não

precisarão trabalhar, simultaneamente, durante as 24 horas. As duas bombas serão acionadas em função da variação da vazão demandada pelo sistema de abastecimento. Para o exemplo em questão, a segunda bomba (identificada pelo ID B2) estará operando quando a vazão demandada for superior a 70 L/s e será desligada quando o consumo da rede for inferior a esse valor. Portanto, essa regra de operação será transmitida ao programa por meio de um conjunto de instruções, que deve obedecer à sintaxe do Epanet. Para o presente exemplo será adicionada a correspondente regra operacional no item **Controles** da caixa de **Dados** da janela do **Navegador**. Existem dois tipos de controles (Simples e Programado), sendo que, para representar a regra de operação da bomba B2, deverá ser criado um controle programado. A regra de operação adicionada na caixa de controles programados do Epanet é:

```
rule 1
if link T1 flow above 70
then pump B2 status is open
else pump B2 status is closed
```

O significado dessas instruções é “regra 1: se, no trecho T1, a vazão for superior a 70 L/s, então, a bomba B2 será acionada; caso contrario, a bomba B2 será desligada”. No Editor de Propriedades da bomba B2, o Estado Inicial é *Closed* (desligada).

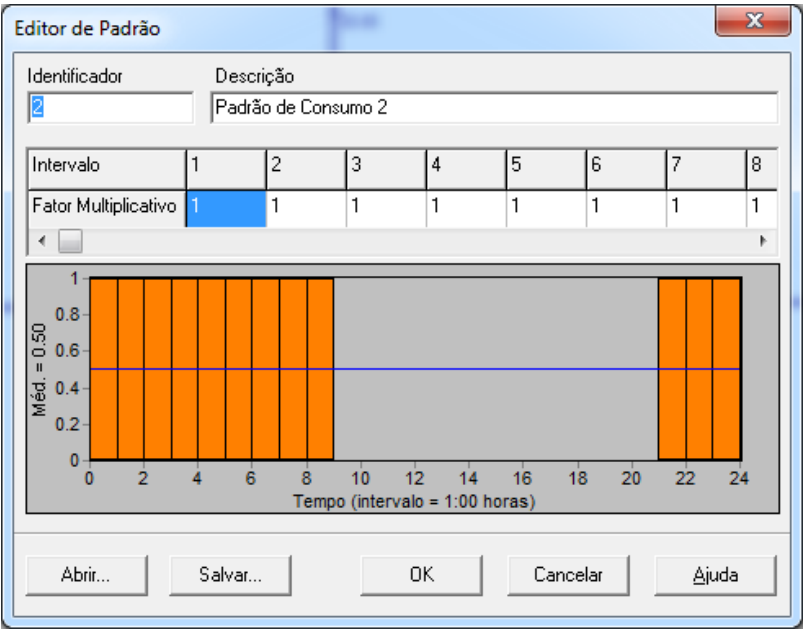


Figura 7.10 - Editor do Padrão de Consumo 2

Após a inserção dos dados do modelo hidráulico do sistema de distribuição de água, pode-se executar a simulação dinâmica selecionando-se **Projeto >> Executar Simulação** ou clicando-se no botão “” da barra de ferramentas principal. Para simulações dinâmicas, dispõe-se de várias possibilidades de visualização dos resultados:

- A barra de deslocamento dos controles de **Tempo**, na página do **Mapa** da janela do **Navegador**, é utilizada para visualizar as características da rede em diferentes instantes ao longo do período de simulação. Teste esse modo de visualização dos resultados selecionando a pressão como parâmetro no nó e a vazão como parâmetro no trecho. A Figura 7.11 mostra o resultado da simulação, com as pressões nos nós (em mca) e as vazões nos trechos (em L/s), sendo retratadas às 8 horas da manhã.

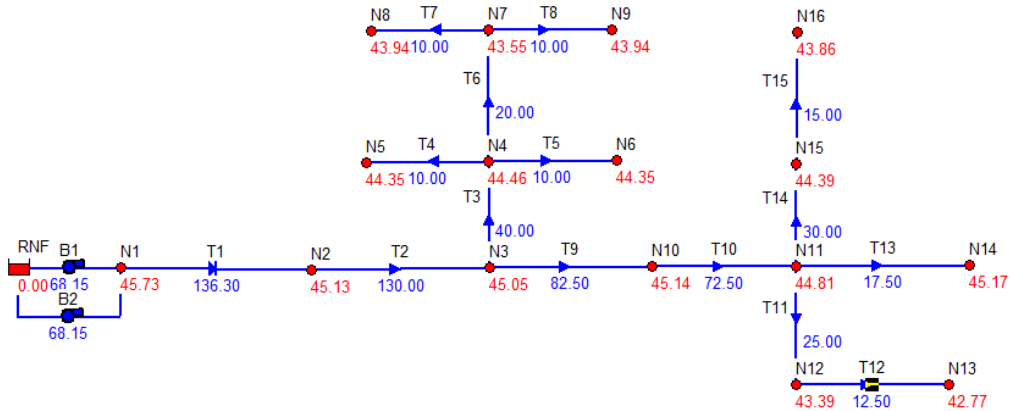


Figura 7.11 - Pressões nos nós e vazões nos trechos às 8 horas

- Os botões de vídeo, na janela do **Navegador**, permitem fazer uma animação do mapa, que representa a operação da rede, ao longo do tempo. Clique no botão **Para a Frente** para começar a animação e no botão **Parar** para terminar.

7.2.4 - Energia do Bombeamento

Como consequência da simulação dinâmica, o Epanet pode gerar um **Relatório de Energia**, que mostra as estatísticas sobre a energia consumida pelas bombas e os respectivos custos ao longo de uma simulação. Caso exista variação no custo da tarifa de energia, ao longo do dia, deve-se criar um padrão temporal para a energia. Selecione a categoria **Padrões**, a partir da página de **Dados** da janela do **Navegador** e clique no botão **Adicionar**. Um novo padrão (Padrão 3) será criado, e a caixa de diálogo do **Editor de Padrão** será mostrada (ver Figura 7.12). Introduza o fator multiplicativo 1 para os períodos de tempo fora do horário de ponta e 5 para o horário de ponta (de 18 às 21 horas). O rótulo 3 do Padrão do Custo de energia deve ser inserido em **Padrão de Preço** na janela de propriedades das duas bombas, além do custo unitário da tarifa, que é de 0,20 unidades monetárias.

Para criar um Relatório de Energia selecione **Relatório >> Energia** a partir da barra de menu principal. A caixa de diálogo do relatório mostra a energia consumida pelas bombas em um formato de tabela (ver Figura 7.13). Para o exemplo considerado, o custo diário da energia é de \$ 197,56.

O programa Epanet permite a modelagem de sistemas de abastecimento com bombas em paralelo, em série, com a utilização de *booster* e de diversos tipos de válvulas. O programa permite, ainda, estabelecer regras (controles) para simular as condições de operação do sistema a partir de determinados controles operacionais: liga e desliga de bombas,

acionamentos de válvulas condicionados a determinados valores das variáveis hidráulicas, paradas de bombas no horário de ponta do sistema elétrico, etc.

Maiores detalhes sobre o Epanet podem ser obtidos a partir do manual do programa. O livro *Sistemas de Abastecimento: Operação de Redes e Elevatórias* (GOMES, 2009) apresenta um capítulo dedicado ao programa, no qual são mostradas várias possibilidades de modelagem hidráulica de sistemas de abastecimento de água.

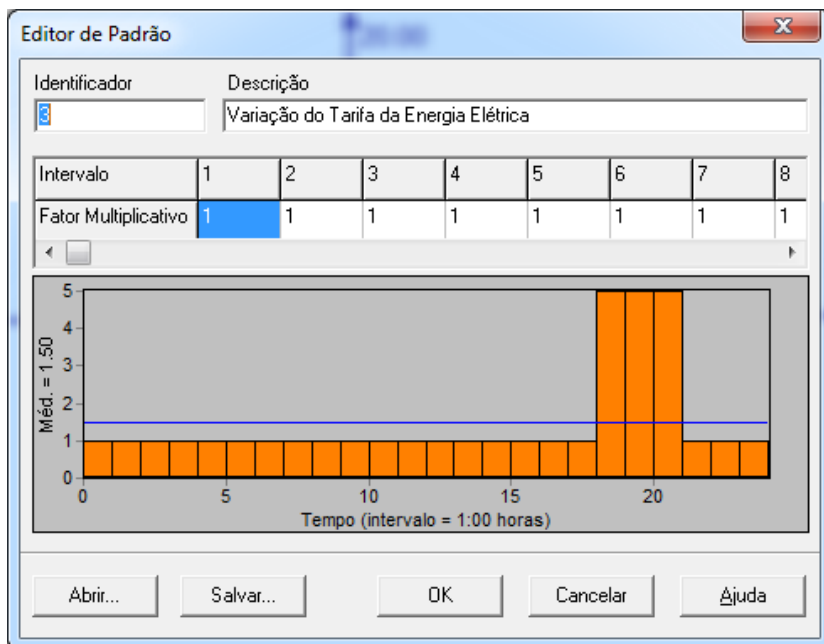


Figura 7.12 - Editor do padrão da variação da tarifa de energia

Relatório de Energia						
Tabela						
Bomba	Porcentagem	Rendimento	kWh /m3	kW Médio	kW Máximo	Custo /dia
B1	100.00	69.78	0.20	36.05	41.25	173.02
B2	12.50	73.79	0.17	40.89	41.24	24.54
Custo Total						197.56
Tarifa de Consumo						0.00

Figura 7.13 - Energia e custo do bombeamento ao longo de um dia

Capítulo 8

DIMENSIONAMENTO OTIMIZADO DE REDES E ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

Heber Pimentel Gomes e Moisés Salvino Menezes

8.1 - Introdução

No item 4.8, foi mostrado que o dimensionamento das redes de distribuição ramificadas pressurizadas é hidráulicamente indeterminado e que, portanto, admite inúmeras soluções, as quais atendem aos requerimentos de vazão e pressão das parcelas de irrigação. Naquela mesma seção, foi apresentado o Método da Perda de Carga Unitária Constante, que dimensiona redes ramificadas, mas sem levar em conta a determinação da solução mais econômica do sistema de abastecimento. Neste capítulo serão apresentadas metodologias de dimensionamento econômico de estações elevatórias, ou de bombeamento, e de redes de distribuição de água para irrigação, abastecidas por reservatório ou por estação de bombeamento. Essas metodologias de dimensionamento econômico ou de otimização econômica são imprescindíveis para garantir gastos energéticos otimizados, em relação aos custos de implantação dos sistemas.

Na fase de projeto do sistema de distribuição de água, deve-se dimensioná-lo levando-se em conta a sua eficiência quando estiver operando. Para evitar que os gastos energéticos sejam bastante acentuados durante a vida útil do projeto, podem-se prever suas magnitudes e obter alternativas de dimensionamento que minimizem os custos totais, de implantação e da energia do bombeamento. Atualmente, existem metodologias de cálculo de redes pressurizadas de abastecimento e de estações de bombeamento, que utilizam critérios de otimização econômica para a obtenção do dimensionamento ideal, e minimizam o custo total do sistema, composto pelo custo de implantação mais o gasto com energia elétrica do sistema de bombeamento.

A grande maioria dos sistemas de bombeamento de redes de irrigação existentes no Brasil foram projetados sem a preocupação com o custo da energia elétrica, já que este era fortemente subsidiado e quase não onerava o custo operacional das estações de bombeamento. De uma maneira geral, para se baratear o investimento inicial das elevatórias e redes pressurizadas, reduzia-se o diâmetro das tubulações, sem levar em conta o impacto futuro das perdas de carga nas contas de energia. Com base na equação hidráulica da continuidade, o projetista adotava uma velocidade elevada, inferior à máxima recomendada pelas normas técnicas, para obter diâmetros mínimos para as tubulações de distribuição de água. Dessa forma, encontravam-se tubulações de menores custos de implantação, mas que acarretavam elevadas perdas de carga, e por isso requeriam elevadas potências nas instalações de bombeamento, aumentando, consideravelmente, a quantidade da energia consumida.

Em uma instalação de recalque o custo da energia elétrica para bombeamento e da implantação da linha adutora é função direta do diâmetro da tubulação, conforme pode ser observado pelo gráfico da Figura 8.1. Esse gráfico relaciona o custo capitalizado da energia de bombeamento, de investimento da tubulação da linha adutora e o custo total (soma da energia e tubulação), em função do diâmetro da condução. O diâmetro ótimo, em termos econômicos e hidráulicos, é o que minimiza o custo total do sistema elevatório, formado pelo

investimento da tubulação e o gasto atualizado da energia elétrica do bombeamento. As estações elevatórias existentes, atualmente, no Brasil, na sua grande maioria, estão operando com seus diâmetros inferiores aos diâmetros ótimos. Na faixa de diâmetros inferiores ao ótimo, conforme mostrado no gráfico da Figura 8.1, existe uma perda de energia que poderia ser minimizada caso fosse adotado o diâmetro ótimo. Isto ocorre porque as instalações em operação foram projetadas há vários anos, quando o custo da tarifa energética não tinha a repercussão que possui hoje em dia.

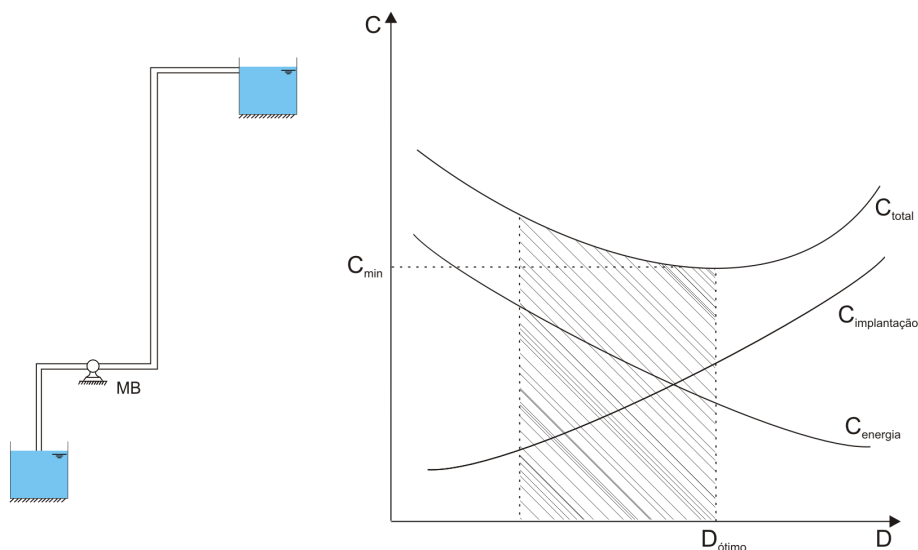


Figura 8.1 - Custo da estação elevatória segundo o diâmetro da adutora

8.2 – Dimensionamento Econômico de Estações Elevatórias

O projeto de uma instalação de recalque compreende o dimensionamento das tubulações de recalque e de sucção, com o consequente cálculo da potência do conjunto elevatório. O projeto, sob o ponto de vista técnico e econômico, está condicionado ao dimensionamento hidráulico da tubulação de recalque, já que esta se constitui no componente mais importante, pela sua magnitude econômica em comparação com o sistema de sucção e bombeamento. Segundo o diâmetro encontrado para a adutora, os custos de implantação e de operação do sistema poderão variar, obtendo-se, assim, projetos mais ou menos econômicos.

O dimensionamento hidráulico de um conduto pressurizado consiste em determinar a velocidade média de circulação da água (V), a vazão (Q), 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 e a da perda de carga ao longo do conduto:

$$Q = V \frac{\pi D^2}{4} \qquad h_f = f(Q, D)$$

Como a vazão é um parâmetro conhecido do projeto, restam, assim, três variáveis (V , D , h_f) para apenas duas equações. Observa-se, assim, que o dimensionamento de uma tubulação de recalque é um problema hidráulicamente indeterminado, pois há 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, adotando-se um diâmetro já normalizado, dentre os comercialmente disponíveis. Entretanto, a metodologia mais adequada para resolver esse problema constitui-se na introdução do critério econômico de alcançar a alternativa de projeto que minimize o custo total do sistema, composto pelo de implantação e o de operação (energético). Os custos de implantação e de operação são antagônicos, ou seja, quando um aumenta o outro diminui. Ao se escolher um diâmetro menor para a adutora, haverá uma diminuição no seu custo de implantação, mas, em contrapartida, o custo energético será maior. De forma contrária, ao optar por um diâmetro maior, haverá uma diminuição no custo de energia, por conta da diminuição das perdas de carga, e um consequente aumento no custo de implantação da tubulação de recalque (ver Figura 8.1). Para uma mesma vazão, há uma apreciada diminuição da perda de carga quando se aumenta o diâmetro da tubulação de recalque, pois essa varia com o inverso da quinta potência do diâmetro, 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 recalque de um sistema de irrigação, 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 de energia. O custo de implantação compreende a soma do custo dos tubos, das peças de conexão, do conjunto motobomba e as despesas com escavação e montagem.

A determinação do diâmetro mais econômico de uma estação elevatória pode ser feita por tentativa, ou diretamente, por meio de alguma fórmula matemática que calcula o diâmetro ótimo em função das variáveis hidráulicas e econômicas. O método das tentativas consiste na obtenção do diâmetro mais econômico a partir da determinação dos custos de implantação e de energia, calculados para os diversos diâmetros comerciais escolhidos em função da vazão de projeto. Com base na fórmula de Bresse (ver Equação 8.1), determina-se um provável “diâmetro mais econômico”, em metros, segundo a vazão de projeto (Q), dada em m^3/s , e um valor do coeficiente (k), que varia entre 0,4 a 1,6. Atualmente, é recomendável adotar um valor de k igual a 1,0 ou 1,1.

$$D = k\sqrt{Q} \quad (8.1)$$

Os valores calculados de D a partir da fórmula de Bresse não coincidem com valores de diâmetros comerciais (internos) disponíveis no mercado. Na prática, o “diâmetro mais econômico” a ser adotado, em função da fórmula de Bresse, será o comercial imediatamente superior ao encontrado pela Equação 8.1.

Para a determinação do diâmetro ótimo pelo método das tentativas, seleciona-se um elenco de diâmetros comerciais, cujos valores, em sequência, contêm o diâmetro nominal obtido por meio da fórmula de Bresse. É recomendável escolher uma sequência de 3 ou 5 diâmetros nominais, na qual o valor central coincide com o nominal determinado pela fórmula de Bresse. O diâmetro ótimo econômico será aquele que minimiza o custo total da estação elevatória, correspondente à soma dos custos de implantação e de energia (valor atual ou presente).

8.2.1 - Custo de Implantação do Sistema

O custo fixo, ou de implantação, de uma estação elevatória, ou de bombeamento, para efeito de determinação do diâmetro ótimo econômico, pode ser resumido ao custo de implantação da tubulação da linha adutora. Os demais custos envolvidos (equipamentos de bombeamento, casas de bomba e equipamentos de controle) são comuns a todas as alternativas de projeto e, praticamente, não variam com o diâmetro a ser escolhido para a adutora. Para médias e grandes estações elevatórias, o custo da tubulação adutora é, consideravelmente, o de maior magnitude. O custo da tubulação adutora varia diretamente com seu comprimento, material, diâmetro e pressão nominal do tubo. Definido o tipo de tubulação (caracterizado pelo seu material), em função de aspectos técnicos e econômicos, e suas pressões nominais, faz-se uma consulta para a obtenção dos custos dos tubos. Os custos unitários dos tubos, em unidades monetárias por metro de comprimento, podem ser fornecidos pelos fabricantes ou por seus representantes ou fornecedores. Aos preços unitários dos tubos devem ser somados os custos de montagem, em unidades monetárias por metro, que dependem dos gastos com movimento de terra (escavação, aterro e bota-fora do material), mão-de-obra e transporte (caso este último não tenha sido incluído no custo unitário do tubo). O custo de investimento de cada trecho do sistema de abastecimento (rede ou adutora) é determinado pelo produto do custo unitário de implantação da tubulação pelo comprimento do trecho.

8.2.2 - Custo da Energia de Bombeamento

O custo da energia de bombeamento, para um determinado intervalo de tempo, pode ser determinado em função da potência requerida pela estação de bombeamento, do número de horas em funcionamento contido no intervalo de tempo considerado e do custo unitário da energia (ver Equação 8.2).

$$C_{\text{energia}} = P N_b p \quad (8.2)$$

onde:

C_{energia} = Custo da energia, em unidades monetárias (\$), em um determinado intervalo de tempo.

P = Potência requerida pela estação de bombeamento, em kW, dado pela Equação 8.3, onde Q é a vazão da elevatória em m^3/s , H é a altura manométrica, em metros, e η é o rendimento esperado do conjunto motobomba. A altura manométrica é a soma da altura geométrica H_g mais as perdas de carga h_f .

N_b = Número de horas de bombeamento, em um determinado intervalo de tempo, em horas.

p = Custo unitário da tarifa de energia elétrica, em \$/kWh.

$$P = \frac{9,81 Q H}{\eta} \quad (8.3)$$

O intervalo de tempo empregado, normalmente, nas análises dos custos energéticos é o mensal ou o anual, de maneira que o número de horas de bombeamento (N_b) corresponderá ao número de horas mensais ou anuais, respectivamente. O número de horas de bombeamento mensal e anual é estimado em função do número médio de horas diárias de

bombeamento, que dependerá do regime de funcionamento da estação elevatória. Esse regime de funcionamento, ou de bombeamento diário, é estabelecido segundo as condições de operação e manutenção do projeto de irrigação. Para se estabelecer o número de horas de bombeamento diário, na etapa de projeto, deve-se levar em conta a vazão demandada e disponibilizada para o sistema e as capacidades dos reservatórios de distribuição e regularização, caso sejam necessários. Além disso, deve-se limitar, quando possível, o número máximo diário de horas de operação, de forma a evitar bombear durante o horário de ponta do setor elétrico, quando a energia é bem mais cara.

O rendimento do conjunto motobomba deve ser estimado na fase de projeto, quando ainda não se dispõem das características dos equipamentos eletromecânicos. Nesse caso, adota-se um valor para o rendimento global, que pode ser estimado em função do porte do sistema e dos equipamentos disponíveis no mercado. Os rendimentos globais das estações de bombeamento, dimensionadas adequadamente, variam, normalmente, entre 50 e 85%.

8.2.3 - Custo Total do Sistema

Para a obtenção do custo total do sistema, na fase de projeto ou de exploração, devem ser somados os custos de investimento com os de energia elétrica. Como esses gastos incidem em tempos diferentes, faz-se necessário converter, financeiramente, os gastos variáveis em gastos fixos, ou vice-versa (os fixos em variáveis). Em outras palavras, como os gastos de investimento dos equipamentos são fixos e os de operação (energia) são variáveis, deve-se converter, financeiramente, os gastos fixos em amortizações anuais ou converter as despesas anuais de exploração em valores fixos atualizados. Dessa forma, pode-se comparar as várias alternativas de projeto e escolher aquela que apresenta o menor custo total (investimento mais energia).

As conversões de gastos anuais em valores presentes e as de valores presentes em anuais, financeiramente equivalentes, são realizadas com base nas equações da aritmética financeira, a partir dos correspondentes fluxos de caixa, previamente estabelecidos. A Figura 8.2 mostra dois esquemas de fluxos de caixa anuais, onde constam os gastos energéticos anuais, uniforme (a) e crescentes (b), e o custo fixo de investimento (I) que incide no instante zero da duração do projeto em análise.

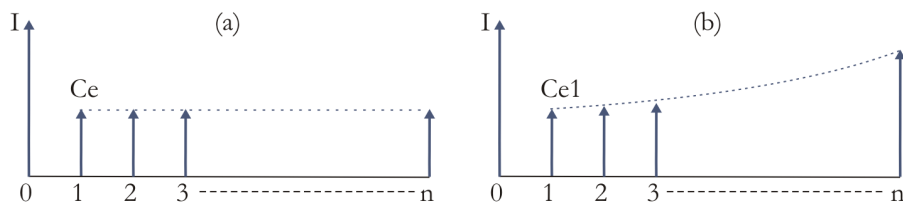


Figura 8.2 - Fluxo de caixa com parcelas uniformes (a) e crescentes (b)

Para se converter financeiramente um custo fixo, ou de investimento das instalações, em amortizações anuais uniformes do capital, multiplica-se o valor presente (P) pelo Fator de Recuperação de Capital (FRC), dado pela Equação 8.4.

$$FRC = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad (8.4)$$

onde:

i = Taxa de juros anual, em decimal.

n = Número de anos correspondente à vida útil das instalações ou ao alcance do projeto.

Para efetuar a conversão de uma série de custos anuais, sujeita a uma taxa de juros anual (i) e de aumento da energia (e) - expressa em decimais -, em um valor fixo atualizado, multiplica-se a anuidade (Ce_1) pelo Fator de Valor Presente (FVP), dado por:

$$FVP = \left[\frac{(1+e)^n - (1+i)^n}{(1+e) - (1+i)} \right] \times \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right] \quad (8.5)$$

No emprego da Equação 8.5, extraída de Gomes (2009), o valor de “ i ” tem que ser diferente do valor de “ e ”.

O custo total da estação de bombeamento é dado, então, pela Equação 8.6, na qual a primeira parcela representa o custo de implantação da tubulação de recalque e a segunda o valor presente do custo de energia do bombeamento. Nessa equação $C(D)$ é o custo unitário da tubulação de recalque, em \$/m, e L é o comprimento da tubulação, em metros.

$$C_{\text{total}} = C(D) \times L + FVP \frac{9,81Q(H_g + h_f)}{\eta} N_{bp} \quad (8.6)$$

Exemplo 8.1

Encontrar o diâmetro mais econômico de uma linha adutora de água de uma estação elevatória, que deve recalcar uma vazão de 90 L/s, para abastecer um sistema de irrigação formado por um conjunto de pivôs centrais (ver Figura 8.3).

Os dados de projeto são:

- Cota do NA mínimo do poço de sucção da estação de bombeamento = 3 m.
- Cota do terreno da área a irrigar = 25 m.
- Pressão necessária para pressurizar os pivôs = 60 mca.
- Comprimento da linha adutora = 2,12 km.
- As tubulações serão de ferro dúctil, cujos custos unitários, de montagem e de implantação, são apresentados no Quadro 8.1.
- O valor da rugosidade absoluta (ϵ), estimado para o tubo de ferro dúctil revestido internamente (cimentado), é de 0,1 mm.
- Viscosidade cinemática da água a 20°C: $\nu = 1,004 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
- Número de horas de bombeamento diário = 18.
- Rendimento esperado do conjunto motobomba = 75%.
- O preço médio do kWh, incluindo as tarifas de consumo e de demanda, é de 0,30 \$/kWh.

- O período de exploração é de 20 anos, com uma taxa de juro anual de 12% e de aumento da tarifa de energia de 6%.
- As perdas de carga contínuas deverão ser majoradas em 10% para fazer frente às localizadas no sistema de abastecimento.

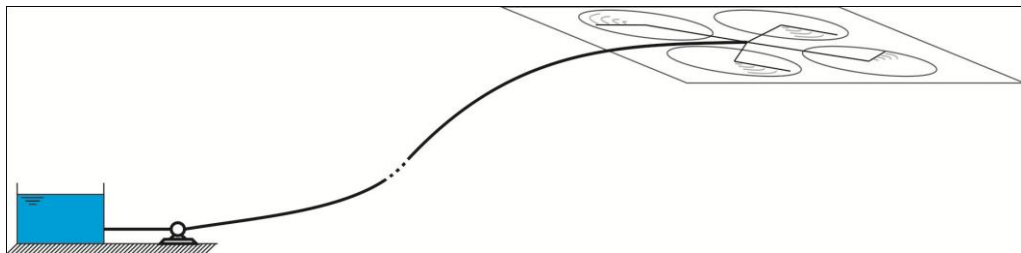


Figura 8.3 - Estação elevatória do Exemplo 8.1

Quadro 8.1 - Custos de implantação, por metro, das tubulações de ferro dúctil, Classe K7

DN N°	DI (mm)	Custo de Implantação (\$/m)	DN N°	DI (mm)	Custo de Implantação (\$/m)
150	159,6	131,98	500	518,0	515,60
200	211,2	165,84	600	619,6	640,30
250	263,0	205,48	700	721,2	767,20
300	314,6	250,89	800	823,8	931,87
350	366,2	317,86	900	925,4	1110,71
400	416,4	375,00	1000	1027,0	1302,66
450	466,6	436,23	1200	1231,2	1729,73

Solução

A metodologia de cálculo consiste em determinar, primeiramente, o diâmetro “mais econômico” pela fórmula de Bresse, selecionar os diâmetros que serão testados pelo método das tentativas, e determinar o diâmetro ótimo, que proporciona o custo mínimo da estação elevatória, a partir da Equação 8.6.

- Determinação do “diâmetro mais econômico” a partir da fórmula de Bresse (Equação 8.1), considerando o valor de k igual a 1,1:

$$D = k\sqrt{Q} = 1,1 \times \sqrt{0,090} = 0,33 \text{ m} = 330 \text{ mm}$$

Com base nos valores dos diâmetros internos do Quadro 8.1, o diâmetro nominal “mais econômico” a ser adotado pela fórmula de Bresse é o DN 350. Os diâmetros selecionados para a aplicação do método das tentativas serão os nominais 250, 300, 350, 400 e 450.

- Cálculo dos custos totais da estação elevatória para os diâmetros selecionados:

Para o cálculo dos custos totais da estação elevatória (implantação mais energia), para cada diâmetro selecionado, a partir da Equação 8.6, vale a pena utilizar o auxílio de uma planilha eletrônica, conforme a mostrada no Quadro 8.2. Nessa planilha, constam os dados das variáveis e os cálculos necessários para a determinação dos custos totais. Os significados das variáveis da planilha são descritos no Quadro 8.3. O primeiro bloco de células da planilha mostra as variáveis de projeto; o segundo apresenta as variáveis a serem calculadas; e o terceiro, os custos de implantação, de energia (do primeiro ano e atualizado) e o custo total da estação elevatória.

A variável de projeto (α) representa o coeficiente de majoração das perdas de carga, utilizado para majorar as perdas contínuas para levar em conta as perdas localizadas no sistema. Recomenda-se o emprego de um coeficiente igual a 1,1, o que proporciona um aumento das perdas contínuas de 10%. A variável ($\sum K$) representa o somatório dos coeficientes de perda localizada, conforme descrito no Capítulo 4.

Quadro 8.2 - Custo total da elevatória em função do diâmetro da linha adutora

Q	0,09	α	1,1	n	20	$\sum K$	0
L	2120	η	75	i	12	ϵ	0,1
Hg	82	N _{b dia}	18	e	6	v	1,004E-06
P	0,3						
D	C(D)	f	h _f	H _{man}	P (kW)	P (cv)	FVP
263,0	205,48	0,0171277	21,24	103,24	121,54	165,14	11,1254
314,6	250,89	0,0169077	8,56	90,56	106,61	144,85	11,1254
366,2	317,86	0,0168059	3,98	85,98	101,22	137,53	11,1254
416,4	375,00	0,0167812	2,09	84,09	98,99	134,50	11,1254
466,6	436,23	0,0168062	1,19	83,19	97,93	133,05	11,1254
				C _{imp}	C _{energ. ano}	C _{e atualizado}	C _{total}
				435.617,60	239.555,19	2.665.157,87	3.100.775,47
				531.886,80	210.129,78	2.337.787,06	2.869.673,86
				673.863,20	199.502,89	2.219.558,24	2.893.421,44
				795.000,00	195.115,89	2.170.750,88	2.965.750,88
				924.807,60	193.013,22	2.147.357,77	3.072.165,37

De acordo com os resultados da planilha, apresentada no Quadro 8.2, observa-se que o diâmetro que proporcionou o menor custo da estação elevatória foi o DN 300. Para esse diâmetro o custo de implantação da linha adutora foi de \$ 531.886,80, o da energia, atualizado, de \$ 2.337.787,06 e o total de \$ 2.869.673,86. O custo da energia para o primeiro ano de operação da estação elevatória foi de \$ 210.129,78. O gráfico da Figura 8.4 mostra as curvas de variação dos custos em função do diâmetro da linha adutora da estação elevatória. Para o diâmetro ótimo encontrado (DN 300), a potência requerida foi de 106,61 kW ou 144,85 cv. Pelos dados apresentados observa-se que o peso do custo energético, para esse projeto, é bem superior ao de implantação da linha adutora.

Quadro 8.3 - Significado das variáveis do Quadro 8.2

Variáveis	Descrição das Variáveis de Projeto
Q	Vazão da estação elevatória, em m^3/s .
L	Comprimento da linha adutora, em m.
H _g	Desnível geométrico mais a pressão requerida pelos pivôs.
p	Preço médio diário do kWh, em $\$/\text{kWh}$; esse preço deve levar em conta uma média ponderada entre as tarifas de consumo e de demanda.
D	Diâmetro interno da linha adutora, em mm.
C(D)	Custo unitário da tubulação, em unidades monetárias por metro ($\$/\text{m}$).
α	Coefficiente de majoração das perdas de carga, utilizado para majorar as perdas contínuas para levar em conta as perdas localizadas no sistema.
η	Rendimento esperado do conjunto motobomba, em %.
N _{b dia}	Número de horas de bombeamento diário.
n	Número de anos da vida útil do projeto, necessário para o cálculo do FVP.
i	Taxa de juros anual, em %, necessária para o cálculo do FVP (Eq. 8.5).
e	Taxa de aumento anual da energia, em %, para o cálculo do FVP.
ΣK	Somatório dos coeficientes de perda localizada.
ϵ	Rugosidade absoluta, em mm, utilizada para o cálculo do número de Reynolds e do fator de atrito “f” (Equações 4.1 e 4.9, respectivamente).
ν	Viscosidade cinemática da água, em m^2/s , utilizada no cálculo do número de Reynolds.
Variáveis	Descrição das Variáveis Calculadas
f	Fator de atrito, calculado pela fórmula de Swamee e Jain (Equação 4.9).
h _f	Perda de carga contínua, em m, calculada pela Equação de Darcy (Eq. 4.6).
H _{man}	Altura manométrica de bombeamento, em m.
P (kW)	Potência requerida pela estação de bombeamento, em kW.
P (cv)	Potência requerida pela estação de bombeamento, em cv.
FVP	Fator de valor presente, adimensional (Equação 8.5).
C _{imp}	Custo de implantação da linha adutora, em \$.
C _{ener ano}	Custo energético no primeiro ano de operação do projeto, em \$.
C _{e atualizado}	Custo atualizado da energia de bombeamento, em \$.
C _{total}	Custo total da estação elevatória (valor presente), em \$.

Os dados da planilha do Quadro 8.2 proporcionam os demais resultados relativos ao dimensionamento da estação elevatória, principalmente os custos envolvidos e a potência requerida pelo conjunto motobomba. A planilha, na forma como apresentada nesse exemplo, é muito útil para analisar a repercussão do custo da energia ou do sistema como um todo, frente a possíveis alterações nos dados de projeto e/ou nos dados operacionais. No exemplo seguinte verifica-se um caso da repercussão do custo energético frente a uma possível modificação nos dados do projeto.

Exemplo 8.2

No caso específico do sistema já dimensionado no exemplo anterior, suponha-se que em vez do rendimento de 75% consiga-se no mercado um conjunto motobomba que possa

operar com um rendimento de 85%. Nesse caso, verificar a economia alcançada com o aumento do rendimento do conjunto motobomba.

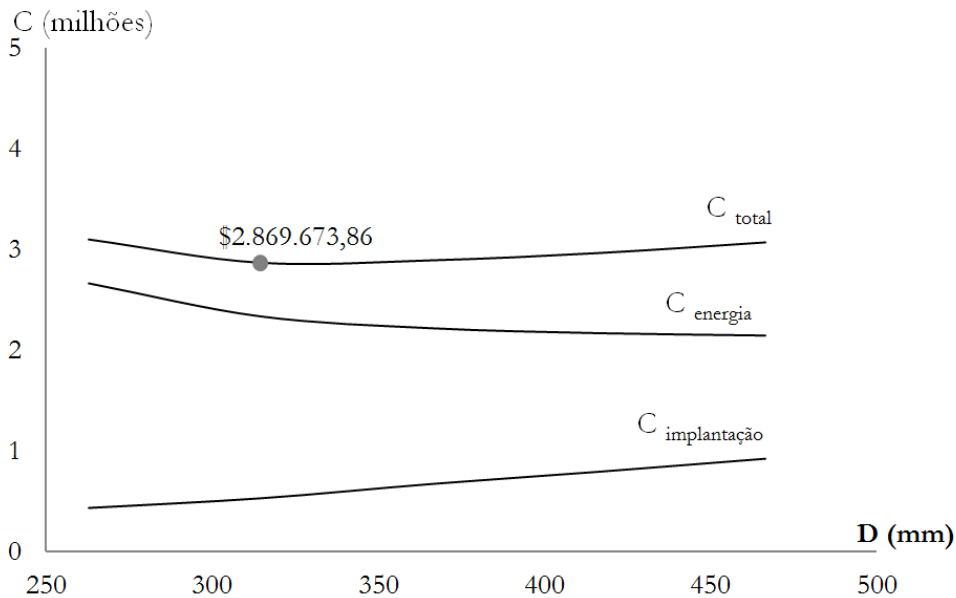


Figura 8.4 - Curvas de variação dos custos em função do diâmetro da linha adutora da estação elevatória

Solução

Para efetuar essa análise basta substituir na planilha considerada o valor da variável rendimento, conforme mostrado no Quadro 8.4.

Pelos resultados da planilha, o custo da energia de bombeamento consumida no primeiro ano de operação do projeto passaria para \$ 185.408,63. Essa modificação representa uma economia anual de \$ 24.721,15 (11,76%) nos gastos com energia elétrica. Seguramente, essa economia amortizaria, em pouco tempo, o gasto em adquirir um conjunto motobomba com um rendimento maior.

Quadro 8.4 - Custo total da estação elevatória, com o rendimento de 85%

Q	0,09	α	1,1	n	20	$\sum K$	0
L	2120	η	85	i	12	ϵ	0,1
Hg	82	$N_{b \text{ dia}}$	18	e	6	ν	1,004E-06
P	0,3						
D	C(D)	f	h_f	H_{man}	P (kW)	P (cv)	FVP
263,0	205,48	0,0171277	21,24	103,24	107,24	145,71	11,1254
314,6	250,89	0,0169077	8,56	90,56	94,07	127,81	11,1254
366,2	317,86	0,0168059	3,98	85,98	89,31	121,35	11,1254
416,4	375,00	0,0167812	2,09	84,09	87,35	118,68	11,1254
466,6	436,23	0,0168062	1,19	83,19	86,41	117,40	11,1254

C_{imp}	$C_{energ. ano}$	C_e atualizado	C_{total}
435.617,60	211.372,23	2.351.609,89	2.787.227,49
531.886,80	185.408,63	2.062.753,29	2.594.640,09
673.863,20	176.031,96	1.958.433,74	2.632.296,94
795.000,00	172.161,08	1.915.368,43	2.710.368,43
924.807,60	170.305,78	1.894.727,45	2.819.535,05

8.3 – Dimensionamento Econômico de Redes de Abastecimento - Método Lenhsnet

8.3.1 - Introdução

Conforme comentado no item 8.2, o dimensionamento de uma tubulação de recalque é hidráulicamente indeterminado e admite inúmeras soluções, que atendem aos requerimentos de vazão e pressão nos pontos de consumo do sistema de distribuição de água. O mesmo ocorre com o dimensionamento das redes de distribuição pressurizadas, embora com muito mais complexidade, pois enquanto uma adutora é composta, normalmente, de um único trecho, as redes compõem-se de inúmeros trechos, conectados em série e em paralelo, o que aumenta, consideravelmente, o número de variáveis do processo de cálculo. Os métodos clássicos de dimensionamento de redes pressurizadas, que não levam em conta a busca da solução mais econômica para o sistema de abastecimento, estão sendo substituídos pelos de otimização econômica, que utilizam técnicas de pesquisa operacional para alcançarem as soluções de mínimo custo dos sistemas de distribuição de água.

É evidente que o custo de implantação de uma rede de distribuição pressurizada de água é função dos diâmetros e pressões nominais das tubulações. Esses diâmetros, com suas pressões nominais, são determinados em função dos requerimentos hidráulicos (vazões e pressões requeridas nos pontos de consumo) e das características topológicas do sistema de abastecimento (traçado da rede e altimetria dos pontos de demanda e de distribuição da água).

Os custos de implantação e de energia do sistema de abastecimento, para as condições definidas de projeto (demandas e traçado da rede), dependem, fundamentalmente, da cota piezométrica do ponto de alimentação da rede, seja ela abastecida por um reservatório elevado ou por um sistema de bombeamento direto. Mantendo-se constante as classes dos tubos, verifica-se que, quanto maior for a cota piezométrica de alimentação, menor será o custo de implantação da rede, pois, nesse caso, poderão ser selecionados tubos de menores diâmetros, já que existirão cargas suficientes para superar as maiores perdas provocadas por eles. Em contrapartida, o custo de operação do sistema de bombeamento cresce com a cota piezométrica de alimentação, pois os custos da energia necessária para pressurizar a rede aumentam diretamente com a altura de impulsão do bombeamento. De forma oposta, para uma menor altura de impulsão na alimentação da rede, corresponderá um menor custo energético da estação de bombeamento e um maior custo de implantação da rede de distribuição, uma vez que esta será composta de tubos de maiores diâmetros que provocam menores perdas de carga no sistema. Portanto, o dimensionamento ótimo das redes de distribuição será aquele cujo custo de implantação e de energia, da rede de tubulações e da estação de bombeamento, seja mínimo. Com base nesse critério de dimensionamento, se

desenvolveram os métodos de otimização econômica das redes pressurizadas de distribuição de água.

O dimensionamento das tubulações das redes de distribuição pode ser efetuado considerando duas situações. Na primeira, a altura manométrica de alimentação é tida como conhecida, sendo um valor fixo do problema; essa situação ocorre, normalmente, nos abastecimentos efetuados através de reservatório elevado, situado na origem do sistema. No segundo caso, essa altura é desconhecida, sendo considerada uma variável a mais a ser otimizada pelo dimensionamento. Assim, procura-se minimizar a soma dos custos de implantação da rede (tubos, peças, montagens, etc.) e da energia de bombeamento.

A equação, que representa o custo total do sistema de abastecimento, compreendendo o custo de implantação da rede mais o de energia gasta pela estação de bombeamento, pode ser expressa pela Equação 8.7.

$$C(D_i, H) = \sum_{i=1}^m L_i P(D_i) + C_h H \text{ FVP} \quad (8.7)$$

onde:

$C(D_i, H)$ = Custo do sistema de abastecimento, em função dos diâmetros D_i e da altura de bombeamento H .

L_i = Comprimento do trecho i .

$P(D_i)$ = Função que relaciona o preço unitário de implantação da tubulação do trecho i com o diâmetro D_i .

m = Número de trechos da rede.

FVP = Fator de valor presente do custo de energia elétrica (Equação 8.5).

C_h = Custo de energia da estação de bombeamento, por unidade de altura manométrica.

H = Altura manométrica de bombeamento.

O custo da energia da estação de bombeamento, por unidade de altura manométrica, (C_h), pode ser obtido por meio da Equação 8.8, na qual os significados das variáveis já foram descritos nas Equações 8.2 e 8.3.

A Equação 8.7, com o critério de custo mínimo, representa a função objetivo do método proposto, cujas variáveis de decisão são os diâmetros dos trechos (D_i) e a altura manométrica de bombeamento (H).

$$C_h = \frac{9,81 Q}{\eta} N_b p \quad (8.8)$$

Restrições

A solução ótima (de custo mínimo) a ser obtida, que fornece os diâmetros de todos os trechos da rede e a altura manométrica da estação de bombeamento, deve satisfazer as restrições hidráulicas, que são inerentes ao problema físico de escoamento em redes de abastecimento. Essas restrições são descritas por meio das equações seguintes.

- a. Pressões mínimas e máximas nos nós

As pressões nos nós da rede devem se situar dentro de um intervalo de valores que garanta o bom funcionamento do sistema de abastecimento. A equação de restrição que estabelece os limites de pressão nas tubulações das redes é:

$$Z_{ki} \leq Z - \sum_{c=1}^k (h_f)_c \leq Z_{ks} \quad (8.9)$$

onde:

Z = Cota piezométrica de alimentação da rede.

Z_{ki} = Cota piezométrica mínima requerida no nó “k”.

Z_{ks} = Cota piezométrica máxima admitida no nó “k”.

$\Sigma(h_f)_c$ = Soma das perdas de carga nos trechos pertencentes ao percurso (artéria) compreendido entre a alimentação e o nó “k”.

b. Continuidade nos nós

A soma algébrica das vazões nos nós deve ser igual a zero, ou seja, as vazões que entram devem ser iguais às que saem:

$$\sum_{i=1}^{k_n} Q_{entra_i} - \sum_{j=1}^{q_n} Q_{sai_j} - d_n = 0 \quad (8.10)$$

onde:

$Q_{entra(i)}$ = Vazões dos trechos i que chegam ao nó n .

$Q_{sai(j)}$ = Vazões dos trechos j que deixam o nó n .

d_n = Demanda concentrada nesse nó.

k_n = Número de trechos com vazões chegando ao nó n .

q_n = Número de trechos com vazões saindo do nó n .

c. Velocidade máxima nos trechos

A rede de abastecimento deve funcionar com velocidades máximas de fluxo limitadas, para evitar a ocorrência de golpes de aríete, vibrações, como também o desgaste prematuro do sistema.

$$V_i \leq V_{\max} \quad (8.11)$$

onde:

V_i = Velocidade média no trecho i .

$V_{\max}$ = Velocidade máxima admissível.

8.3.2 - Desenvolvimento do Método

O método Lenhsnet é um algoritmo iterativo de dimensionamento otimizado de um sistema pressurizado de distribuição de água, composto pela rede de abastecimento e o seu dispositivo de impulsão (equipamento capaz de pressurizar uma rede – bombeamento, reservatório, etc.). O método proporciona, como resposta ao dimensionamento, os diâmetros de todos os trechos da rede e a cota piezométrica da impulsão, de forma a alcançar o custo mínimo total do sistema, composto pela rede de tubulações e a energia de bombeamento. A metodologia do Lenhsnet compreende um processo dinâmico de cálculo, iterativo, associado ao modelo de simulação hidráulica Epanet 2.0, descrito no Capítulo 7. O processo iterativo parte de uma solução inicial (de contorno), onde a rede de distribuição é composta,

inicialmente, pelos diâmetros mínimos admitidos para o projeto em consideração. Essa solução inicial possui um custo mínimo de implantação da rede, já que é composta pelos diâmetros mínimos atribuídos. No entanto, essa solução inicial, na grande maioria das vezes, não é uma alternativa factível para o sistema, pois ela proporciona perdas de carga excessivas nos trechos, acarretando níveis insuficientes de pressão disponível nos nós da rede. A partir da solução inicial, o processo de cálculo se desenvolve, iterativamente, de maneira que cada solução subsequente a ser obtida, dependerá da solução anterior. As soluções subsequentes serão determinadas, passo a passo, aumentando-se os diâmetros de cada trecho da rede, de forma que o acréscimo de custo da rede seja o mínimo possível. O processo iterativo termina quando a configuração dos diâmetros da rede atende às restrições hidráulicas impostas no projeto.

Para o funcionamento do algoritmo do método proposto, este deve ser associado, em paralelo, a um simulador hidráulico que fornecerá, a cada iteração, o equilíbrio hidráulico do sistema e os valores das variáveis de estado do escoamento do fluxo d'água na rede (vazão, velocidade e perda de carga nos trechos e pressão disponível nos nós), segundo as diversas configurações de diâmetros testadas nos trechos. O simulador escolhido para trabalhar com o método foi o Epanet.

Com a solução inicial estabelecida, na qual a rede é composta pelos mínimos diâmetros admitidos, efetua-se uma primeira simulação de escoamento na rede, com o Epanet, para a obtenção das pressões em todos os nós da rede. O nó mais desfavorável da rede será aquele onde a pressão disponível for a mínima. Normalmente, nas primeiras iterações, esse valor será negativo, pois, na solução de partida, os diâmetros mínimos atribuídos aos trechos da rede acarretam elevadas perdas de carga ao longo do sistema. Uma vez detectado o nó mais desfavorável, e a sua respectiva pressão, inicia-se o processo de cálculo otimizado para a obtenção, na correspondente iteração, da mudança de configuração da rede que proporciona o menor aumento de custo possível, por ganho de pressão (alívio de perda de carga).

Na correspondente iteração, testar-se-ão as várias configurações de diâmetros, relativas à quantidade de trechos da rede, ou seja, o número de configurações de diâmetros da rede, em cada iteração, será igual ao seu número de trechos. A mudança física a ser realizada em cada configuração, em relação à iteração correspondente, será a substituição do diâmetro de apenas um dos trechos da rede pelo diâmetro imediatamente superior. Em uma iteração, a mudança efetiva do diâmetro de um determinado trecho da rede, pelo seu superior, será definida em função do menor acréscimo de custo da rede pelo ganho de pressão proporcionado. O trecho a ser modificado será o que proporcionar o menor *gradiente de custo* correspondente ao nó mais desfavorável da rede. O gradiente de custo (G_c), relativo a um determinado trecho, correspondente ao nó mais desfavorável, é dado pela Equação 8.12. Ele representa o custo marginal do alívio de perda de carga na rede, proporcionado pela troca do diâmetro do trecho da rede pelo seu adjacente superior.

$$G_c = \frac{P_2 - P_1}{\Delta p} \quad (8.12)$$

onde:

G_c = Gradiente de custo, em unidades monetárias, por mca de alívio de perda de carga (\$/mca).

P_1 = Custo da tubulação do trecho com o seu diâmetro atual, em \$.

P_2 = Custo da tubulação do trecho com o seu diâmetro imediatamente superior ao atual, em \$.

Δp = Ganho de pressão no nó mais desfavorável, proporcionado pela diminuição da perda de carga em razão da troca do diâmetro do trecho considerado pelo seu superior, em mca.

Em cada iteração, serão calculados “n” gradientes de custo, correspondentes às “n” configurações de mudanças de diâmetros dos “n” trechos da rede. O gradiente de custo ótimo (Gc^*) será o menor entre todos os calculados, em cada iteração. O trecho correspondente ao gradiente de custo ótimo será chamado de trecho ótimo (t^*).

A determinação do gradiente de custo ótimo, em cada iteração, é feita calculando-se o gradiente para todos os trechos da rede. O preço P_1 , para cada trecho, é o seu custo unitário de implantação multiplicado pelo respectivo comprimento, e P_2 é o preço correspondente ao mesmo trecho com o diâmetro imediatamente superior. O valor de Δp , referente ao cálculo do gradiente de custo, corresponde à diferença entre a pressão no nó mais desfavorável (naquela iteração) e a pressão nesse mesmo nó, quando a rede se encontra com o diâmetro superior ocupando o trecho em questão. Para a determinação do gradiente de custo ótimo, em cada iteração, deve-se calcular o gradiente de todos os trechos, em relação ao nó mais desfavorável. No cálculo do gradiente de custo de cada trecho, em cada iteração, deve-se simular o escoamento na rede com o Epanet, para cada configuração, a fim de se conhecer a pressão final no nó mais desfavorável. Após o cálculo do gradiente de custo de cada trecho, em cada iteração, o diâmetro superior desse trecho volta ao seu diâmetro imediatamente anterior para que sejam efetuados os cálculos dos próximos gradientes. Definido o gradiente de custo ótimo a rede assumirá uma nova configuração, onde o trecho ótimo passará a ser ocupado pelo diâmetro imediatamente superior. Esta última configuração será a configuração de partida para a iteração seguinte. O processo iterativo de otimização segue a metodologia antes mencionada até atingir a solução final, definitiva, que será a solução buscada, de custo ótimo, para o sistema pressurizado de distribuição de água, atendendo às condições de contorno do projeto em estudo.

O método trabalha com duas alternativas de dimensionamento, que determinam as condições de convergência ou de parada do processo iterativo de otimização. Na primeira alternativa, a rede é abastecida por um reservatório elevado e, portanto, sua cota piezométrica na origem é fixa e conhecida. Nesse caso, o custo do sistema corresponderá ao custo de implantação da rede de tubulações. Na segunda alternativa, a água é impulsionada para o sistema através de bombeamento, e o custo total do sistema será composto pelo custo da rede de tubulações mais o custo energético atualizado. Nesse último caso, a cota na origem será uma variável de decisão a mais no processo de otimização.

Situação de Contorno com a Cota Piezométrica de Origem Fixa

Na primeira alternativa, quando a cota piezométrica na origem é fixa, a condição de parada das iterações ocorrerá quando a pressão no nó mais desfavorável atingir ou superar ligeiramente o valor da pressão mínima requerida para a rede.

Situação de Contorno com a Cota Piezométrica de Origem Variável

No dimensionamento do sistema em que a rede é pressurizada através de uma estação elevatória, o método Lenhsnet leva em conta o custo da energia de bombeamento, onde a altura manométrica na origem será uma variável a mais no processo de otimização. Nesse caso, o processo de otimização dependerá, também, do custo de pressurização da água, que

será considerado aqui mediante a grandeza denominada *gradiente energético*. O gradiente energético representa o custo anual, atualizado, de pressurização para bombear uma determinada vazão, por metro de elevação, e é dado pela Equação 8.13.

$$Ge = P_m \times p \times N_b \times FVP \quad (8.13)$$

onde:

Ge = Gradiente energético anual, atualizado, em \$/m.

P_m = Potência requerida pelo conjunto elevatório, por metro de elevação (potência unitária), em kW/m.

p = Tarifa de energia elétrica, em \$/kWh.

N_b = Número de horas de bombeamento anual.

FVP = Fator de Valor Presente, dado pela Equação 8.5.

A potência requerida P_m , por metro de elevação de água, em kW/m, é dada pela Equação 8.14, onde Q é a vazão do sistema em m^3/s , e η é o rendimento esperado do conjunto motobomba em decimais.

$$P_m = \frac{9,81Q}{\eta} \quad (8.14)$$

No dimensionamento otimizado, com a cota na origem variável, o valor adotado dessa cota, na solução inicial, será igual a zero.

Com a configuração inicial da rede, composta pelos diâmetros mínimos admitidos, executa-se a primeira simulação para identificar o nó mais desfavorável, analogamente ao que foi feito para a situação de contorno em que a cota piezométrica na origem é fixa. A partir da solução inicial, com a cota piezométrica nula na origem, o procedimento iterativo obedece à mesma metodologia descrita para a situação de dimensionamento com a cota fixa de origem. Ao final de cada iteração do processo de otimização, compara-se o Gradiente de Custo Ótimo encontrado (Gc^*) com o Gradiente Energético (Ge) calculado. Caso o Gc^* seja inferior ao Ge , o custo de investimento para diminuir as perdas de energia na rede de tubulações – e, consequentemente, aumentar a pressão no nó mais desfavorável – será inferior ao custo energético para aumentar a carga na rede (aumentando, também, a pressão no nó mais desfavorável). Neste último caso, a modificação do sistema ocorrerá com a troca de diâmetro no trecho ótimo (de menor gradiente de custo).

O processo iterativo segue aumentando os diâmetros dos trechos ótimos, até que o valor do Gc^* iguale ou supere o valor do Ge . Nesta última condição, o processo iterativo de otimização alcança a sua solução de parada e a configuração de diâmetros nos trechos da rede passa a ser a definitiva.

Com a obtenção da solução da última iteração, deve-se determinar o valor da cota piezométrica e da altura manométrica na origem da rede. Para a obtenção da cota piezométrica de origem, deve-se somar o valor encontrado para a pressão no nó mais desfavorável, em módulo, ao valor da pressão mínima estabelecida para os nós da rede. Esse valor obtido corresponderá à cota piezométrica na origem definitiva do sistema. A cota piezométrica definitiva será configurada na rede como sendo o nível de água na alimentação do sistema. Após essa configuração, a rede deverá ser simulada hidraulicamente uma última vez. Assim, todas as variáveis de estado serão atualizadas, de modo que a pressão obtida no nó mais desfavorável atinja exatamente o valor da pressão mínima requerida.

Na solução definitiva o valor presente do custo total, otimizado, do sistema de distribuição de água será igual ao custo de implantação das tubulações mais o custo capitalizado da energia de bombeamento. O custo das tubulações é determinado com base nos diâmetros dos trechos da última iteração e é calculado pelo somatório da multiplicação dos seus respectivos comprimentos pelos custos unitários correspondentes. Para o cálculo da componente de custo da energia, faz-se necessário determinar a cota manométrica na origem. Essa cota é obtida subtraindo-se da cota piezométrica na origem, dimensionada anteriormente, a cota do terreno nesse ponto. Assim, o cálculo do custo da energia do sistema será o valor da cota manométrica multiplicada pelo gradiente energético (Ge), previamente calculado.

8.3.3 - O Programa Lenhsnet

O programa Lenhsnet foi desenvolvido na mesma interface do programa Epanet 2.0, versão 2.00.12, traduzida para o português do Brasil, pelo Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica - LENHS - da UFPB (<http://www.lenhs.ct.ufpb.br/>).

A Figura 8.5 mostra a tela principal do programa, onde se observa o submenu Lenhsnet do menu principal, com suas propriedades.

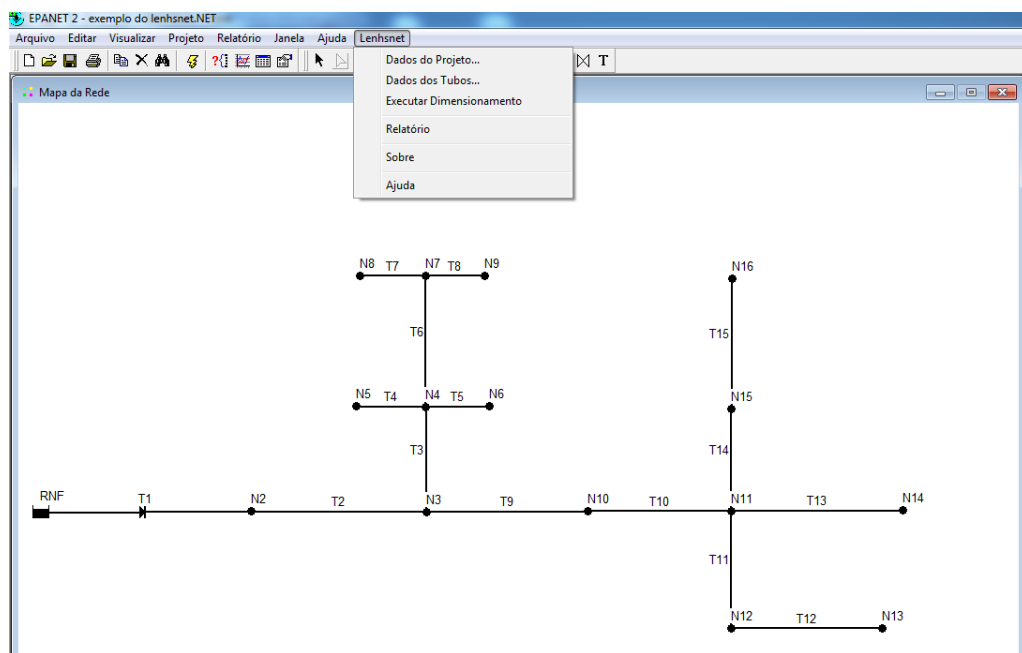


Figura 8.5 - Tela principal do programa Lenhsnet na interface do Epanet

O primeiro passo, necessário para se efetuar o dimensionamento de uma rede de abastecimento, compreende desenhar no programa o traçado da rede, da mesma forma como se executa no Epanet, com a introdução dos nós e dos trechos, conforme pode ser observado na Figura 8.5. Posteriormente, deve-se inserir os dados básicos dos nós e dos trechos da rede. Com respeito aos nós, devem ser informados a cota topográfica e o consumo base. O

consumo base de cada nó deve ser a demanda de água de cada parcela correspondente, no dia de máxima demanda hídrica, por se tratar da etapa de dimensionamento do sistema de distribuição de água, na qual o projeto deve ser executado para a condição operacional mais desfavorável. No nó de origem, ou de cabeceira, deve ser inserido um reservatório de nível fixo, independente da rede ser impulsionada por um reservatório fixo ou por uma estação de bombeamento. Caso a rede seja abastecida efetivamente por um reservatório de nível fixo, a cota do nível d'água desse nó (solicitada na caixa de propriedades do nó) deve ser igual à cota do NA mínimo do reservatório de origem. No caso de uma rede abastecida diretamente por uma estação de bombeamento, a cota do nível de água do nó de origem, a ser inserida inicialmente no programa, pode ser qualquer uma (pode-se deixar o valor prédefinido igual a zero).

Com relação aos trechos da rede, os dados a serem inseridos são: comprimento, diâmetro e o coeficiente de rugosidade do tubo. O diâmetro a ser inicialmente introduzido deve ser o mínimo admitido pelo projetista, para o projeto em questão. Esse diâmetro deve constar da relação de diâmetros da propriedade **Dados dos Tubos** do submenu Lenhsnet do menu principal, bem como a rugosidade a ele atribuída. O valor a ser posto para a rugosidade do tubo dependerá da fórmula de perda de carga, escolhida na opção do programa Epanet, "Projeto >> Configurações Pré-Definidas >> Hidráulica - Fórmula de Perda de Carga".

Ao acionar o submenu Lenhsnet, o programa cria um arquivo auxiliar, com o mesmo nome do arquivo criado no Epanet, acrescido da extensão LN. Esse arquivo armazena os dados complementares referentes ao projeto que está sendo dimensionado. Ao ser acionada a propriedade **Dados do Projeto**, aparece a caixa de diálogo mostrada na Figura 8.6, na qual devem ser informados os dados sobre as condições de contorno do projeto a dimensionar. O primeiro dado a ser informado é a natureza da cota piezométrica na origem da rede, que pode ser fixa ou variável. No caso da cota fixa (ver Figura 8.6), o processo de otimização independe da energia do bombeamento e, nesse caso, deve ser informado, no traçado da rede no Epanet, o valor dessa cota (em metros). Solicita-se, ainda, a pressão mínima requerida nos nós da rede (em mca), as velocidades máximas e mínimas admitidas nos trechos (caso se queira estabelecer limites para esta variável) e a pressão máxima nos nós, caso se queira impor o limite de carga máxima na rede. Pode-se optar, também, por aproveitar a folga de pressão, que normalmente ocorre na última iteração do processo de otimização, para dividir o último trecho otimizado da rede em dois subtrechos, no intuito de consumir essa folga de pressão.

Ainda na propriedade **Dados do Projeto**, a partir do botão **Configurar**, o projetista pode optar por escolher alguns trechos da rede, para que seus respectivos diâmetros permaneçam fixos e não sejam alterados no processo de otimização. Nesse caso, devem ser informados os trechos da rede a serem ignorados pelo processo de otimização. Essa alternativa é utilizada quando se pretende reabilitar uma rede já existente pelo processo de otimização, no qual o modelo escolherá os melhores diâmetros a serem alterados na rede, apenas para os trechos não indicados como ignorados.

Quando o dimensionamento econômico envolve, também, a otimização do custo energético do sistema de bombeamento, a cota piezométrica na origem do sistema será variável. Nesse caso, devem ser informados, ao programa Lenhsnet, os dados solicitados na caixa de diálogo **Dados do Projeto** (ver Figura 8.7): vazão total do sistema (L/s ou m³/h); rendimento esperado do conjunto motobomba (%); número de anos da vida útil do projeto; taxa de juros anual (%); taxa de aumento anual da energia do bombeamento (%); custo unitário médio da tarifa de energia elétrica (\$/kWh); número médio de horas diárias de bombeamento; e a cota do nível d'água na origem do sistema (m). Como resultado, a caixa de

diálogo apresenta o Gradiente Energético (Ge) e o Fator de Valor Presente, ou de atualização, do custo energético (Fa).

Na caixa de diálogo da propriedade **Dados dos Tubos**, do submenu Lenhsnet, são editados os dados sobre os tubos que serão utilizados no processo de otimização do dimensionamento (ver Figura 8.8). Os dados a serem inseridos são: diâmetro interno; rugosidade (coeficiente de Hazen-Williams ou rugosidade absoluta da fórmula de Darcy-Weissbach); material da tubulação; e custo unitário de implantação da tubulação, em unidades monetárias por metro. O arquivo da tabela **Dados dos Tubos** pode ser salvo para ser utilizado, posteriormente, em outros projetos. Caso o usuário queira eliminar determinados diâmetros dessa tabela, basta clicar com o botão direito do mouse sobre as correspondentes linhas e acionar a opção **Excluir Linha**. O mesmo procedimento pode ser feito para inserir linhas com os dados dos novos diâmetros a serem usados no projeto. É imprescindível que o valor da rugosidade do diâmetro atribuído inicialmente aos trechos da rede no Epanet (nas caixas de propriedades dos trechos) seja idêntico ao valor dessa rugosidade para o correspondente diâmetro da propriedade **Dados dos Tubos** do submenu Lenhsnet. Por exemplo, se o diâmetro mínimo, introduzido inicialmente no desenho da rede para todos os trechos, foi de 100 mm e a rugosidade foi de 145 (fórmula de Hazen-Williams), é necessário que, para esse mesmo diâmetro, na caixa de diálogo da propriedade **Dados dos Tubos**, o valor da rugosidade também seja de 145.

Dados do Projeto

Cota Piezométrica na Origem

Cota Fixa

Trechos Ignorados

Configurar...

Limites

☐ Sim ☒ Não Velocidade Máxima = 3.5 m/s

☐ Sim ☒ Não Velocidade Mínima = 0 m/s

☐ Sim ☒ Não Pressão Máxima = 0 mca

Pressão Mínima = 42 mca

Cota de Cabeceira Fixa | Cota de Cabeceira Variável

Dividir ultimo trecho para aproveitamento de pressão

☐ Sim ☒ Não

Fechar

Figura 8.6 - Propriedade Dados do Projeto – Cota Piezométrica Fixa

Após a inserção dos dados do projeto da rede, por meio da interface do programa Epanet e dos dados relativos às propriedades **Dados do Projeto** e **Dados dos Tubos** do submenu Lenhsnet, o programa estará apto para efetuar o dimensionamento mediante o seu algoritmo de otimização. Ao clicar-se na opção **Executar Dimensionamento**, do menu Lenhsnet, o programa executa o dimensionamento otimizado e mostra a caixa de informação apresentada na Figura 8.9 “Dimensionamento Terminado”. Posteriormente, ao clicar-se em **OK** nessa caixa de informação, o programa apresenta a tela de Estado da Simulação, indicando se a simulação foi bem sucedida ou não (ver Figura 8.9). Ao pressionar **OK**, na tela de Estado da Simulação, o programa mostra a rede com os dados definitivos do dimensionamento. Os dados das pressões e cargas hidráulicas nos nós e dos diâmetros, vazões, velocidades e perdas de carga nos trechos, correspondentes ao dimensionamento otimizado, podem ser visualizados diretamente através das propriedades da interface do programa Epanet (tabela do relatório e mapa da rede).

Dados do Projeto

Cota Piezométrica na Origem:

Trechos Ignorados:

Unidade de Vazão:

Limites:

- ☐ Sim ☒ Não Velocidade Máxima = m/s
- ☐ Sim ☒ Não Velocidade Mínima = m/s
- ☐ Sim ☒ Não Pressão Máxima = mca
- ☐ Sim ☒ Não Pressão Mínima = mca

Cota de Cabeceira Fixa | Cota de Cabeceira Variável

Q = l/s Cota do nível d'água na origem = m

η = %

n = ano

i = % aa

e = % aa

T = \$/kWh

Nb = h/dia

Fator de atualização:

☒ Calculado ☐ Informado

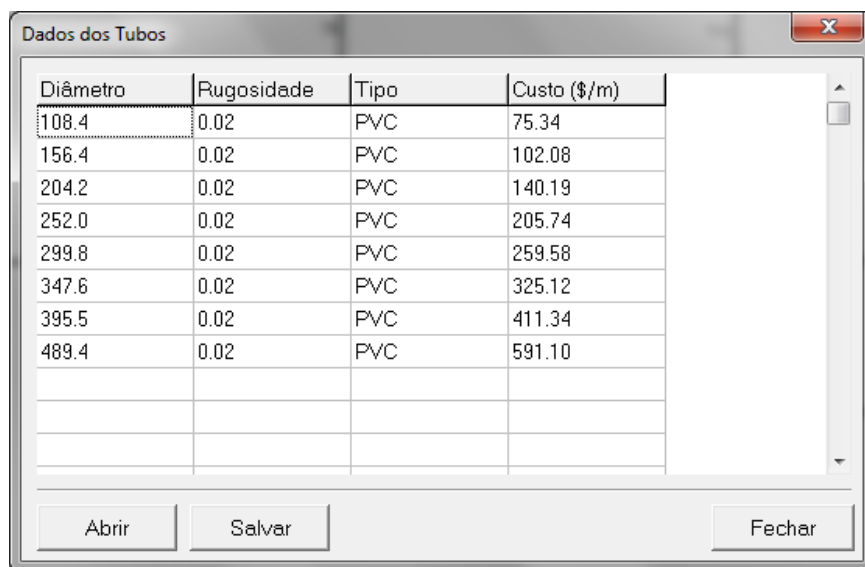
Fa =

Ge = \$/m

Figura 8.7 - Caixa de diálogo Dados do Projeto – Cota Piezométrica Variável

Na propriedade **Relatório** do submenu Lenhsnet (ver Figura 8.10), são apresentados os dados complementares do dimensionamento econômico da rede de distribuição: pressão mínima e máxima nos nós; velocidade mínima e máxima nos trechos; altura manométrica e cota piezométrica do bombeamento; custo de implantação das tubulações; custo energético atualizado; e custo total do sistema de abastecimento. O relatório mostra, ainda, o tempo de processamento e os dados sobre o computador onde foram efetuados os cálculos.

É importante frisar que o dimensionamento através do programa Lenhsnet, combinado com o Epanet, corresponde a uma simulação estática para a situação mais desfavorável de demanda de água na rede. Nessa fase de dimensionamento não devem ser inseridas informações sobre padrão de consumo, curvas de bomba, características de válvulas, reservatório de nível variável, etc.



Diâmetro	Rugosidade	Tipo	Custo (\$/m)
108.4	0.02	PVC	75.34
156.4	0.02	PVC	102.08
204.2	0.02	PVC	140.19
252.0	0.02	PVC	205.74
299.8	0.02	PVC	259.58
347.6	0.02	PVC	325.12
395.5	0.02	PVC	411.34
489.4	0.02	PVC	591.10

Figura 8.8 - Caixa de diálogo Dados dos Tubos

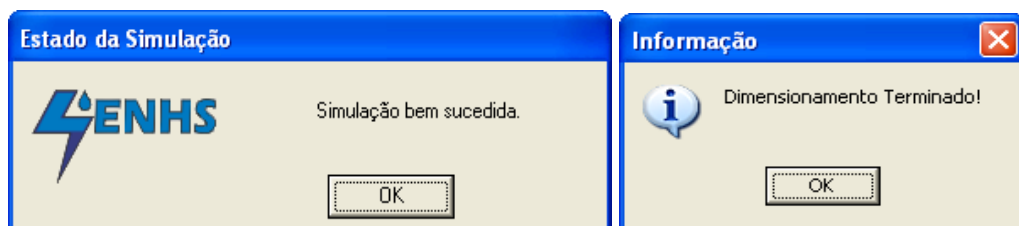


Figura 8.9 - Caixas de Diálogo Informação e Estado da Simulação

8.3.4 - Exemplo Aplicado a uma Rede Coletiva de Irrigação

Dimensionar, pelo método Lenhsnet, a rede de abastecimento de água do exemplo demonstrativo do Capítulo 7 (ver Figura 7.1). Para que a rede possa ser dimensionada pela metodologia do Lenhsnet, é necessário utilizar o artifício de substituir o sistema real de bombeamento da rede por um reservatório de nível fixo (RNF), conforme mostrado na Figura 8.5. Com a realização do dimensionamento, serão obtidos os diâmetros dos trechos da rede e a altura manométrica de bombeamento, que será utilizada realmente na escolha das bombas da rede de distribuição de água. Além disso, o programa fornece o custo mínimo do sistema, composto pela soma do custo de implantação das tubulações e o custo atualizado da energia de bombeamento.

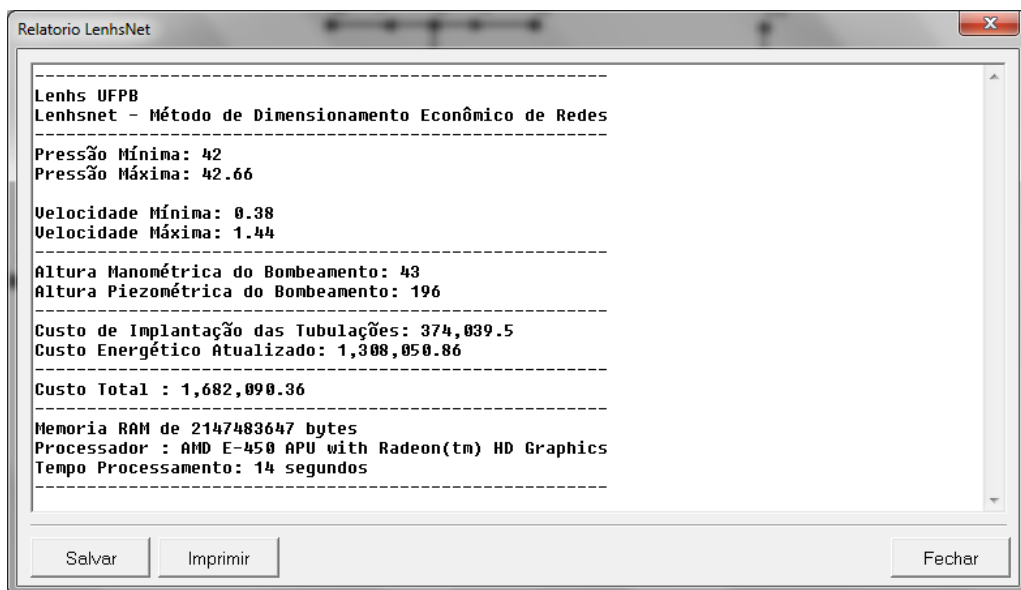


Figura 8.10 - Caixa de diálogo Relatório Lenhsnet

O nível da água de captação da estação elevatória (poço de sucção) está na cota 153 m, que coincide com a cota altimétrica do terreno. No Quadro 7.1, estão os consumos demandados e as cotas dos nós, considerando que o nó N1 da Figura 7.1 foi substituído pelo RNF, que ocupa a posição da estação de bombeamento do sistema. No Quadro 7.2, estão mostrados os comprimentos dos trechos da rede. A pressão mínima imposta aos nós da rede (entrada das parcelas) é de 42 mca, enquanto que os dados relativos à estação de bombeamento são:

- Vazão total do sistema = 136,3 L/s.
- Número de horas de bombeamento diário = 21.
- Rendimento esperado do conjunto motobomba = 75%.
- Alcance do projeto = 20 anos.
- Taxa de juro anual = 12%.
- Taxa de aumento anual da energia = 6%.
- Custo do kWh (incluindo a tarifa de demanda) = \$ 0,20.

Na Figura 8.8, se encontra a tabela dos **Dados dos Tubos**, que foram inseridos no programa Lenhsnet, onde constam os valores dos diâmetros internos, os coeficientes de rugosidade da equação de Darcy Weisbach, os tipos (materiais) e os correspondentes custos unitários, em unidades monetárias por metro de comprimento.

Os dados dos nós e dos trechos da rede foram inseridos no programa nas caixas de diálogo de suas propriedades e podem ser visualizados nas tabelas do Epanet (ver Figura 8.11). Os dados complementares do projeto, com o seu sistema de bombeamento, são introduzidos na propriedade **Dados do Projeto**, conforme mostrado na Figura 8.7 e os referentes às tubulações são postos na propriedade **Dados dos Tubos** (Figura 8.8).

Identificador do Nó	Cota m	Consumo-Bas
Nó N2	152.5	6.3
Nó N3	152	7.5
Nó N4	152	0
Nó N5	152	10
Nó N6	152	10
Nó N7	152	0
Nó N8	151.5	10
Nó N9	151.5	10
Nó N10	151.5	10
Nó N11	151.5	0
Nó N12	151	12.5
Nó N13	151	12.5
Nó N14	150	17.5
Nó N15	151.5	15
Nó N16	151.5	15
RNF RNF	196	#N/A

Identificador do Trecho	Comprimento m	Diâmetro mm	Rugosidade mm
Tubulação T1	260	108.4	0.02
Tubulação T2	150	108.4	0.02
Tubulação T3	100	108.4	0.02
Tubulação T4	10	108.4	0.02
Tubulação T5	10	108.4	0.02
Tubulação T6	150	108.4	0.02
Tubulação T7	10	108.4	0.02
Tubulação T8	10	108.4	0.02
Tubulação T9	120	108.4	0.02
Tubulação T10	120	108.4	0.02
Tubulação T11	210	108.4	0.02
Tubulação T12	180	108.4	0.02
Tubulação T13	240	108.4	0.02
Tubulação T14	120	108.4	0.02
Tubulação T15	150	108.4	0.02

Figura 8.11 - Dados iniciais dos nós e trechos da rede

Após a inserção dos dados citados, o programa estará configurado para executar o dimensionamento otimizado, o que é feito ao clicar-se na opção **Executar Dimensionamento**, do item Lenhsnet do menu principal. Com a execução bem sucedida, conforme mostrado nas telas da Figura 8.9, o programa apresenta o relatório do dimensionamento (ver Figura 8.10). Nos dados desse relatório observa-se que a altura manométrica ótima do bombeamento foi de 43 metros de coluna d'água e que os custos de implantação e da energia atualizada foram, respectivamente, de \$ 374.039,50 e \$ 1.308.050,86. O custo mínimo do conjunto implantação das tubulações e energia capitalizada foi de \$ 1.682.090,36. Com estes montantes pode-se observar que, para esse exemplo, a repercussão do custo energético, ao longo da vida útil do projeto, é bem superior ao custo de implantação das tubulações da rede. O relatório (Figura 8.10) apresenta, ainda, os valores das pressões e velocidades mínimas e máximas na rede de abastecimento.

Os resultados complementares do dimensionamento (diâmetro, vazão, velocidade e perda de carga nos trechos; pressão e carga hidráulica nos nós) podem ser visualizados pelo mapa da rede ou pelas tabelas do relatório da interface do Epanet.

A Figura 8.12 mostra o traçado da rede, com os valores das pressões nos nós (em mca) e os diâmetros otimizados dos trechos (em mm).

Pode-se observar que os resultados deste dimensionamento são diferentes daqueles apresentados na rede de abastecimento da Figura 7.1 (Capítulo 7), pois as condições operacionais são diferentes em ambos os exemplos. No atual exemplo, todas as parcelas irrigam simultaneamente, durante 21 horas por dia, enquanto que no exemplo demonstrativo do Capítulo 7, as parcelas somente irrigam simultaneamente durante 3 horas (das 6 às 9 da manhã).

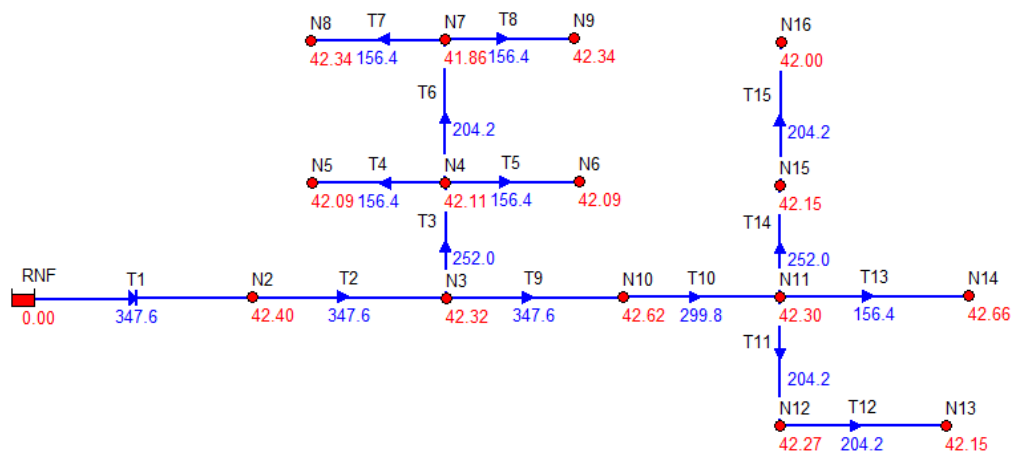


Figura 8.12 - Resultados – diâmetros nos trechos e pressões nos nós

Capítulo 9

AUTOMAÇÃO EM SISTEMAS DE IRRIGAÇÃO

Saulo de Tarso Marques Bezerra e Heber Pimentel Gomes

9.1 – Introdução

Derivado do latim *automatus*, que significa “mover-se por si”, o termo automação pode ser definido como qualquer aplicação de técnica computadorizada, eletroeletrônica e/ou mecânica, para diminuir ou suprimir a interferência humana em qualquer processo. Mecanismos automáticos podem ser adotados tanto no auxílio de controle de processos simples como no controle de grandes sistemas.

Entende-se por **automático** todo processo que se desenvolve sem a necessidade de intervenção humana (medição, decisão e ação corretiva). Pode-se dizer que a automação cumpre a sua função quando se alcança, de forma direta ou indireta, os seguintes objetivos:

- Controle dos processos.
- Aumento da confiabilidade dos processos e das decisões.
- Rápida resposta às necessidades ou distúrbios do sistema.
- Manutenção de dados históricos e maior confiabilidade das informações.
- Aumento da segurança em relação às pessoas e ao ambiente.
- Redução das atividades repetitivas e/ou que requerem pouca qualificação.
- Diminuição do número de empregados em determinadas funções.
- Aumento da qualidade e padronização dos processos.
- Redução dos custos de produção e dos insumos.

Atualmente, a automação de sistemas de irrigação tem como principal finalidade possibilitar a operação assistida e o controle automático de processos. Por meio da automação, é possível monitorar, controlar e interferir nas diversas unidades do sistema, em tempo real, possibilitando uma melhoria no desempenho operacional, mensuração das grandezas hidráulicas e elétricas, e a consequente redução dos custos. A necessidade de sistemas automatizados para o setor agrícola é uma realidade que não pode ser ignorada; é crescente a adoção de equipamentos mais modernos nos novos projetos de irrigação. Esse crescimento é impulsionado, principalmente, pela disponibilidade de acesso a essas novas tecnologias e pela possibilidade de supervisionar e operar o sistema de forma eficiente. Um bom projeto de automação não pode tomar por base apenas o custo inicial do investimento, pois corre o risco de revelar-se desvantajoso, se as opções de expansão, flexibilidade para alterações posteriores e conectividade com outros sistemas mostrarem-se limitadas e inadequadas. Os principais motivos que justificam o investimento em automação são:

- Economia de recursos hídricos e aumento da produtividade das culturas - existem sistemas que permitem programar a irrigação em função da umidade do solo, temperatura do ar, evapotranspiração e velocidade do vento. A umidade do solo permanece dentro de uma faixa considerada ideal para o desenvolvimento pleno da cultura, possibilitando o aumento da produtividade, tanto em quantidade como em qualidade dos produtos.

- Economia com os custos energéticos – a operação do sistema de bombeamento é otimizada e ocorre somente em função da demanda real de água. A possibilidade de irrigação em horários cujos valores da energia são mais baratos também é uma opção explorada.
- Melhor administração da propriedade ou projeto agrícola – os sistemas de controle permitem aos gestores tomarem decisões mais rápidas e baseadas em dados *on-line* e históricos de aplicações de água, ou decidirem a melhor ação com base em algoritmos matemáticos.
- Flexibilidade de atendimento – grandes sistemas estão se afastando dos conceitos originais de distribuição de oferta programada. Esses possuem usuários que requerem que a água seja entregue em horários flexíveis.
- Economia de mão-de-obra – a automação diminui a necessidade de mão-de-obra para realização de tarefas simples, como ligar e desligar uma bomba.
- Economia de fertilizantes – a automação da operação permite administrar a quantidade de fertilizante de forma precisa.
- Possibilita irrigações noturnas – pode-se irrigar durante a noite sem necessidade de acompanhamento, o que proporciona economia com a conta de energia e maior eficiência de irrigação. A maior eficiência é decorrente da menor evapotranspiração e velocidade do vento à noite, um dos principais responsáveis pela não uniformidade dos sistemas de irrigação por aspersão.

A maioria desses benefícios resulta em redução de custo, e alguns deles representam benefícios intangíveis para os quais é difícil atribuir um valor monetário. De modo geral, as principais limitações na adoção de um sistema automatizado são o custo de implantação e a necessidade de mão-de-obra especializada. A implantação da automação proporciona um aumento da confiabilidade dos processos, porque qualquer anormalidade operacional é facilmente detectada, de modo que as ações corretivas são tomadas em tempo hábil. Inclusive, os sistemas mais modernos possuem *softwares* que emitem alertas por meio de chamadas telefônicas. Mesmo que o produtor esteja ausente da propriedade, é possível, por exemplo, que o sistema disque automaticamente para um aparelho de telefone ou encaminhe uma mensagem predefinida, alertando o produtor ou responsável de plantão. De modo geral, a automação pode proporcionar a detecção dos seguintes problemas:

- Falhas de equipamentos (motores, válvulas, etc.) e na instrumentação (sensores de chuva, de umidade, etc.). Deve-se assumir que não é uma questão de “se” um sensor irá falhar, mas uma questão de “quando”.
- Falta de energia.
- Nível baixo ou extravasamento de reservatórios.
- Pressões insuficientes ou elevadas.
- Vazões baixas ou elevadas nos sistemas de irrigação.
- Vazamentos nas tubulações.
- Problemas estruturais.
- Rupturas de tubulações.
- Segurança das instalações contra roubo e danos.

É importante ressaltar que a implantação de um sistema automatizado não resolve todos os problemas. Há diversos exemplos nos quais as mudanças tecnológicas por si só não renderam os benefícios esperados por causa de falhas na concepção, construção e operação do sistema. Plusquellec (2002) cita em um documento da FAO (Organização das Nações Unidas para a Alimentação e a Agricultura) o exemplo do projeto Sidorejo na Indonésia. Em meados de 1980, a *Indonesia Irrigation Agency* selecionou o projeto de irrigação Sidorejo para testar técnicas modernas de controle de canais e determinar se estas eram aplicáveis a outros sistemas de irrigação no país. Esse projeto piloto não foi bem sucedido por uma série de razões: a qualidade de construção era pobre; houve falhas nas secções do canal principal; defeitos nas instalações dos equipamentos hidromecânicos; e o pessoal responsável pela operação e manutenção não foi treinado adequadamente. Um exemplo bem sucedido de implantação de automação no Brasil é o do Perímetro Irrigado Nilo Coelho, situado em Pernambuco. O perímetro se estende por mais de 25 mil hectares de área irrigada em Petrolina (PE) e Casa Nova (BA). O Canal Principal possui 63 quilômetros de extensão e cruza as BR-235, BR-407 e BR-122. O canal secundário tem 90 quilômetros de extensão, possui 8 aquedutos, que totalizam 2,7 quilômetros, e 4 sifões. Ao longo do canal principal, estão instaladas 12 comportas reguladoras de nível. É formado por dois Centros Supervisórios. Um Supervisório está localizado na Estação de Bombeamento Principal – EBP, que, através de um *software* de automação, realiza todo o controle e telemetria das dez estações remotas de controle de nível de canal. O segundo Supervisório está localizado na sede e faz o controle e telemetria das 32 estações de bombeamento secundárias remotas.

9.2 – Sistemas de Supervisão, Controle e Aquisição de Dados

Ao longo das duas últimas décadas, os sistemas SCADA - Sistemas de Supervisão, Controle e Aquisição de Dados (em inglês, *Supervisory Control and Data Acquisition*) - estão sendo adotados em aplicações agrícolas e, especificamente, na gestão de sistemas de irrigação. Um sistema SCADA é formado por sensores e atuadores (instrumentação), estações remotas (aquisição e controle), rede de comunicação e um sistema de supervisão e controle. O sistema SCADA gerencia todos os pontos da automação, alarmes, relatórios e gráficos de acompanhamento. Em resumo, o sistema possui um Centro de Controle Operacional, que é, comumente, chamada pela abreviatura CCO, e estações remotas. O controle pode ser automático ou comandado manualmente por operadores. Nos sistemas automatizados, o CCO é o local onde são concentradas e gerenciadas as informações advindas de todas as áreas remotas do sistema. Dessa forma, no centro de controle, é possível monitorar as variáveis do sistema, assim como comandar e supervisionar o estado dos diversos atuadores envolvidos na operação, tais como comportas, conjuntos motobomba, inversores de frequência, válvulas de controle automáticas, dosadoras de produtos químicos, etc. Normalmente, os sistemas maiores possuem subsistemas automatizados responsáveis por automações locais, compostos de CLPs (Controladores Lógicos Programáveis) que captam suas variáveis e são responsáveis pelas automações locais. Estes também transmitem os dados às estações SCADA, permitindo a visualização e a operação de toda planta pelo CCO.

Os sistemas SCADA permitem que sejam monitoradas e rastreadas informações de um processo produtivo ou instalação física. Tais informações são coletadas por meio de equipamentos de aquisição de dados e, em seguida, manipuladas, analisadas, armazenadas e apresentadas aos técnicos. Esses sistemas estão sendo usados no setor agrícola e na grande maioria dos processos industriais; pode-se citar, como exemplo, a indústria de aço, papel,

química, de produção e distribuição de energia (convencionais e nucleares) e o setor de saneamento. Estes têm feito progressos substanciais ao longo dos últimos anos e utilizam tecnologias de computação e comunicação para automatizar a monitoração e controle dos processos. São responsáveis pela coleta de dados em ambientes complexos e dispersos, geograficamente, e apresentam as informações captadas para o operador, de forma amigável, com a utilização, também, de recursos gráficos. A Figura 9.1 apresenta um exemplo genérico de um sistema SCADA para sistemas de irrigação. Os sistemas SCADA são formados por quatro subsistemas:

- Instrumentação (sensores e atuadores).
- Estações Remotas (aquisição e controle).
- Rede de comunicação.
- Sistema de supervisão e controle (*software*).

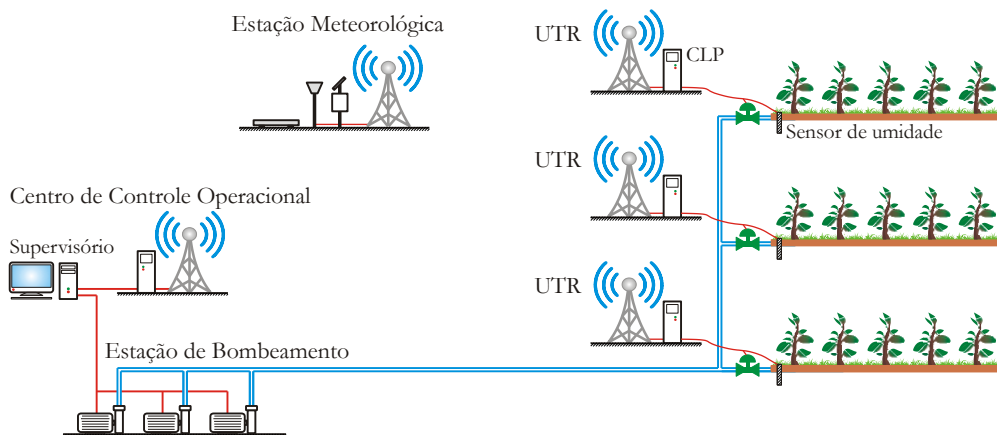


Figura 9.1 - Exemplo de um sistema SCADA aplicado a um sistema de irrigação

9.2.1 – Instrumentação para Medição e Controle

De modo geral, **instrumentação** se refere aos dispositivos que estão diretamente nas instalações ou equipamentos (sensores, atuadores, inversores, etc.). Os **sensores** são usados para converter parâmetros físicos (por exemplo, nível de água, temperatura ambiente, pressão da água, dentre outros) em sinais monitoráveis (por exemplo, tensão e corrente elétrica). A medição das variáveis envolvidas nos processos é uma etapa fundamental em qualquer sistema automatizado. Os **atuadores** são dispositivos que controlam o movimento ou a ação mecânica de um determinado dispositivo, geralmente atendem a comandos que podem ser manuais ou automáticos. Exemplos de atuadores usados no setor de irrigação são: bombas; válvulas (solenoides, controladoras de pressão, de alívio, dentre outras); e comportas. São inseridos, também, no grupo de dispositivos de instrumentação, os transdutores e transmissores. Pode-se considerar um transdutor como um equipamento que faz a interface entre o sensor e o circuito de controle ou, eventualmente, entre o controle e o atuador. O transmissor é um dispositivo que prepara o sinal de saída de um transdutor para o usuário, fazendo certas adequações ao sinal. Essas adequações são os chamados padrões de transmissões de sinais; por exemplo, corrente elétrica na faixa de 4 a 20 mA.

Geralmente, os termos transdutor e transmissor são usados para representar os mesmos equipamentos, pois esses dispositivos possuem um sensor e transmitem a informação em tensão ou corrente elétrica, utilizando o mesmo circuito de alimentação. No caso dos medidores de vazão e de nível, via de regra, o transdutor (elemento primário) e o transmissor ou inversor (elemento secundário) possuem circuitos distintos. Nesse caso, a alimentação elétrica do equipamento é independente do sinal elétrico lógico gerado para a medição. A Figura 9.2 apresenta um esquema de ligação de um tensiômetro com transdutor de pressão. Nesse caso, adotou-se a instalação de um resistor de $500\ \Omega$ para transformar o sinal de saída do equipamento, que é de 4 a 20 mA, para tensão (2 a 10 V). O tensiômetro com transdutor permite ao irrigante automatizar o sistema em função do conteúdo de umidade do solo. O transdutor é responsável pela conversão e transmissão da medição de pressão negativa (vácuo) existente no corpo do instrumento através de um sinal analógico de 4 a 20 mA.

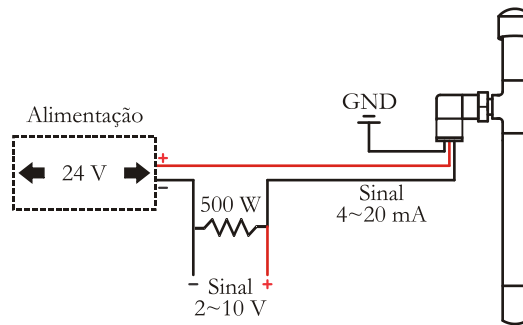


Figura 9.2 - Esquema de ligação de um tensiômetro com transdutor de pressão

Os instrumentos de medição utilizados têm os sensores como elemento primário e podem ser classificados, de acordo com o tipo de sinal transmitido, como digitais ou analógicos. As entradas e saídas digitais apresentam dois níveis lógicos: “0” ou “1”, ligado ou desligado; enquanto que as entradas e saídas analógicas apresentam sinais contínuos, que são padronizados para trabalhar numa determinada faixa. Logo, para veicular comandos ou informações de estados, em dois níveis lógicos, adotam-se sinais digitais. Em aplicações de automação industrial, usa-se, predominantemente, a tensão de alimentação de 24 Vcc. Alguns equipamentos usam tensões alternadas (por exemplo, 220 V) e, no âmbito dos circuitos eletrônicos de um mesmo aparelho, é frequente o uso de 5 Vcc.

Parametrização – os sinais analógicos são bastante utilizados para representar, por relação linear, grandezas contínuas e de evolução temporal contínua. Para que esses sinais elétricos possam expressar as medidas na unidade desejada, faz-se necessário a conversão do sinal de saída. Por exemplo, na aplicação de medidores de vazão eletromagnéticos sem inversores, é necessária a conversão do sinal de saída elétrico para uma unidade que expresse vazão (m^3/h , L/s, etc.). Esse processo de conversão é denominado de parametrização.

Os sinais elétricos mais utilizados nos medidores para representação analógica são estabelecidos em tensão ou em corrente. São eles:

- -10 a +10 V.
- -20 a +20 mA.
- 0 a 10 V.
- 4 a 20 mA.

Dentre os sensores/equipamentos mais comuns em sistemas irrigados, tem-se:

- Instrumentação digital: pressostato; chave de nível; chave de fluxo; termostato; fotocélula; sensor de presença; e sensor de chuva.
- Instrumentação analógica: transmissor de nível; medidor de vazão; transmissor de pressão; transmissor de posição; sensor de temperatura do ar; e sensor de umidade do solo.
- Atuadores ou elementos finais: comportas; motores; bombas; válvulas *on-off*; e proporcionais.
- Acionamentos de motores elétricos: *soft-starter* e inversor de frequência.

9.2.2 – Estações Remotas

As Estações Remotas são as interfaces entre o SCADA e o sistema hidráulico. Estas são responsáveis pela coleta e transmissão dos dados à distância e são instaladas próximas das instalações ou dos equipamentos monitorados e controlados. Podem ser composta por uma Unidade Terminal Remota (UTR) e/ou controladores lógicos programáveis (CLPs). As Estações Remotas são responsáveis pela interface entre o sistema de supervisão e controle e os equipamentos/sensores de campo e, em alguns casos, podem ser alimentadas com energia solar (ver Figura 9.3). As UTRs coletam dados locais (níveis de água, vazões, posição das comportas, umidade do solo, etc.) e transmitem comandos aos equipamentos (comportas, válvulas, etc.).



Figura 9.3 - Exemplos de unidades remotas operando com energia solar

(Fonte: www.waterwright.com.au/)

O processo de controle e aquisição de dados se inicia nas Estações Remotas (CLP/UTR) com a leitura dos valores dos dispositivos que estão associados a cada unidade. Os CLPs/UTRs são unidades computacionais específicas para a entrada e saída de informações e para a realização de cálculos ou controles. A diferença entre os CLPs e as UTRs é que os primeiros possuem mais flexibilidade na linguagem de programação e controle de entradas e saídas, enquanto as UTRs possuem uma arquitetura mais distribuída entre sua unidade de processamento central e os cartões de entradas e saídas, com maior precisão e sequenciamento de eventos. Na prática, esses elementos se confundem. Existem CLPs que podem enviar e receber dados por meio das infraestruturas e tecnologias GSM/GPRS entre

os mais distantes pontos cobertos pelas operadoras de transmissão de dados. É comum se chamar de UTR todo o subsistema de automação controlado à distância. A Figura 9.4 mostra um exemplo de um CLP com modem celular integrado.



Figura 9.4 - CLP com modem GSM integrado (Fonte: www.atos.com.br)

Nos sistemas SCADA, a aquisição de dados começa na UTR/CLP e é responsável pela maioria das ações automáticas executadas; isso porque há uma grande distribuição geográfica dos elementos envolvidos. Os dados são compilados e, em seguida, formatados de tal forma que um operador da sala de comando, por meio de um *Software* Supervisório, possa alterar os parâmetros de decisão. Um exemplo de aplicação típica é quando se tem um CLP controlando a pressão de um sistema de bombeamento; mas o operador, por meio do aplicativo computacional, é quem determina o valor de referência (*set point*) da pressão, ou seja, o controle de malha fechada (automático) da pressão é feito por um controlador localizado na Estação Remota, enquanto que o Supervisório é responsável pelo desempenho global do sistema. O uso de CLPs que são capazes de executar processos sem a interferência humana é cada vez mais crescente.

Quando é utilizado CLP nos subsistemas, geralmente, estes controlam processos locais e enviam informações relevantes para CLPs de outras áreas. O sistema de supervisão monitora os estados de todas as áreas remotas através dos dados recebidos. A Seção 9.3 apresenta mais detalhes sobre os CLPs. Atualmente, os fabricantes têm oferecido CLPs com interface homem-máquina - IHM (em inglês, *Man-Machine Interface* - MMI ou *Human Machine Interface* - HMI) e integrados a sistemas SCADA; a maioria utilizando protocolos de comunicação não proprietários.

9.2.3 – Rede de Comunicação

O conjunto de equipamentos e programas utilizados para propiciar o trânsito de informações entre os diversos níveis hierárquicos e participantes de um sistema é chamado de **Rede de Comunicação**. Os sistemas de irrigação são compostos por diversos subsistemas distribuídos geograficamente e, frequentemente, é necessário adicionar meios para o envio de dados à distância. Nesses casos, a transmissão de dados é uma funcionalidade imprescindível. O gerenciamento remoto ou o acompanhamento de um sistema SCADA é, frequentemente, chamado de telemetria. A Figura 9.5 apresenta uma representação esquemática de um sistema de telemetria aplicado em um canal. Os meios para tráfegos de informações de um local para outro podem ser via satélite, telefone celular, ondas de rádio, cabos, fibras ópticas, etc. A rede

de comunicação é a plataforma por onde as informações fluem, podendo circular entre Estações Remotas, e destas aos Centros de Controle. A escolha do meio está associada a fatores como distância entre as estações, atenuação do sinal, imunidade a perturbações externas e a velocidade de transferência das informações.

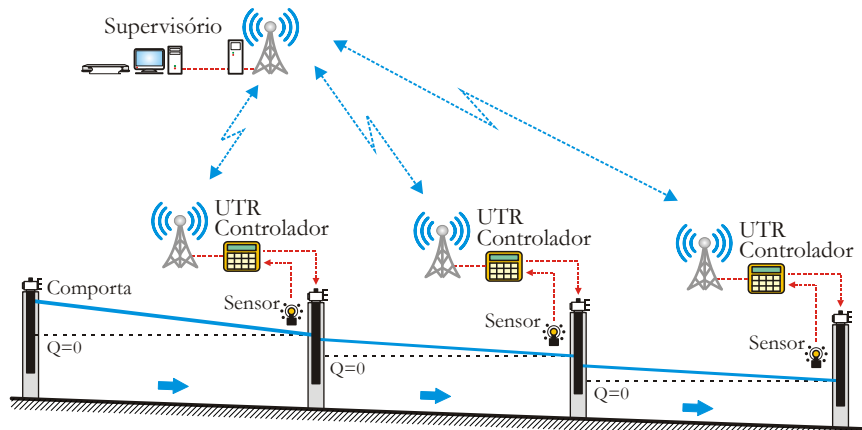


Figura 9.5 - Representação esquemática de um sistema de telemetria-supervisão

O tipo clássico de ligação física para transmissão de informação digital consiste na utilização de sinais elétricos em cabos com condutores metálicos isolados. Essa modalidade apresenta algumas limitações sérias, especialmente na transmissão a longas distâncias. Os perímetros irrigados se estendem de forma a abranger grandes áreas. Na maioria dos casos, as dificuldades para interligar todos os pontos do sistema torna inviável instalar uma rede própria de cabos, tanto do ponto de vista econômico, como prático. As redes telefônicas podem ser utilizadas como meio de transmissão de dados com custos de investimento menores.

As redes de comunicação por telefonia celular se apresentam como uma alternativa viável de transmissão sem fios. Porém, o suporte físico apresenta, por vezes, limitações de confiabilidade e nem sempre existe cobertura por parte dos fornecedores desse tipo de serviço.

9.2.4 – Sistemas de Supervisão e Controle

O Sistema de Supervisão e Controle é responsável pelo monitoramento central, o qual permite que o operador inspecione e controle todos os processos. É comum que esse sistema seja chamado, também, de **Sistema Supervisório**, **Supervisório**, **Sistema Computacional SCADA**, **Estação Central de Supervisão**, **HMI software** e **SCADA**. O local onde se localizam os supervisórios é, frequentemente, chamado de Centro de Controle Operacional - CCO, Centro de Supervisão, Estação Mestre ou Estação de Monitoração Central. Esta é considerada a unidade principal dos sistemas SCADA, por ser responsável pela centralização das informações geradas pelas Estações Remotas em um computador, ou em uma rede de computadores, de modo a permitir o compartilhamento do controle e das informações coletadas. O Sistema Supervisório é um programa computacional, que, por meio de uma interface gráfica, permite visualizar a planta industrial, ou sistema, a ser controlada. Para o seu

desenvolvimento, é necessária a utilização de um programa computacional específico (Elipse SCADA, InduSoft Web Studio, Proficy iFIX, Wizcon Supervisor SCADA, Intouch – Wonderware, dentre outros). Trata-se de um programa totalmente configurável pelo usuário, que permite a monitoração das variáveis do sistema em tempo real, por meio de gráficos e objetos, os quais estão vinculados com as variáveis físicas de campo. Estes possuem uma linguagem de programação exclusiva voltada para a automatização de processos.

Normalmente, as informações podem ser acompanhadas em gráficos, animações e relatórios, de modo a exibir a evolução do estado dos dispositivos e do processo controlado, permitindo informar anomalias, sugerir medidas a serem tomadas ou reagir automaticamente. As tecnologias computacionais utilizadas para o desenvolvimento dos sistemas SCADA têm evoluído bastante, de forma a permitir que, cada vez mais, aumente sua confiabilidade, flexibilidade e conectividade, além de incluir novas ferramentas que permitem diminuir o tempo gasto na configuração e adaptação do sistema às necessidades de cada instalação.

O Supervisório deverá atender a todas as necessidades operacionais do sistema, incluindo *softwares* de comunicação, bem como as demais funções que possibilitem ao usuário efetuar a completa supervisão, controle e gerenciamento do sistema. De maneira geral, o *software* deverá conter, mas não se limitar, as seguintes funções:

- Controle de acesso – podem ser atribuídos aos usuários, vários níveis de acesso, de maneira a manter um nível hierárquico dos operadores no controle do processo.
- Apresentar uma tela central, informando o estado das principais grandezas monitoradas, que podem ser agrícolas, hidráulicas, mecânicas e/ou elétricas. Essa tela deverá informar os estados das estações de bombeamento, os estados das válvulas de controle, a posição das comportas, os níveis dos canais e reservatórios, as vazões, etc. Deverá apresentar um *layout* do processo, incluindo a sinalização de todos os canais e instalações e as variáveis que estão sendo medidas (vazões, níveis de água, grandezas elétricas, dentre outras) e calculadas (por exemplo, volume de água distribuído, volume de água acumulado nos reservatórios, etc.).
- Suporte a múltiplas telas – os *softwares* disponíveis no mercado suportam múltiplas telas, que podem incluir combinações de texto, diagramas e gráficos (ver Figura 9.6). Devem ser incluídas no *software*, as telas de detalhes dos componentes pertencentes ao sistema de automação. As operações de comando de equipamentos e ajustes de níveis operacionais são feitas a partir dessas telas.
- Apresentar relatórios periódicos da situação de todas as grandezas monitoradas do sistema, quando solicitado pelo operador, com a opção de poder imprimi-los. Os relatórios deverão permanecer disponíveis para consulta em tela, ou para impressão, durante um período não inferior a um ano. Deverão prever recursos para salvar essas informações em mídias fixas e portáteis (por exemplo, HD, USB Flash Drive e DVD).
- Permitir alterações *on-line* de parâmetros de controle e modificação de valores de referência (*set point*).
- Registro histórico das variáveis supervisionadas e controladas.

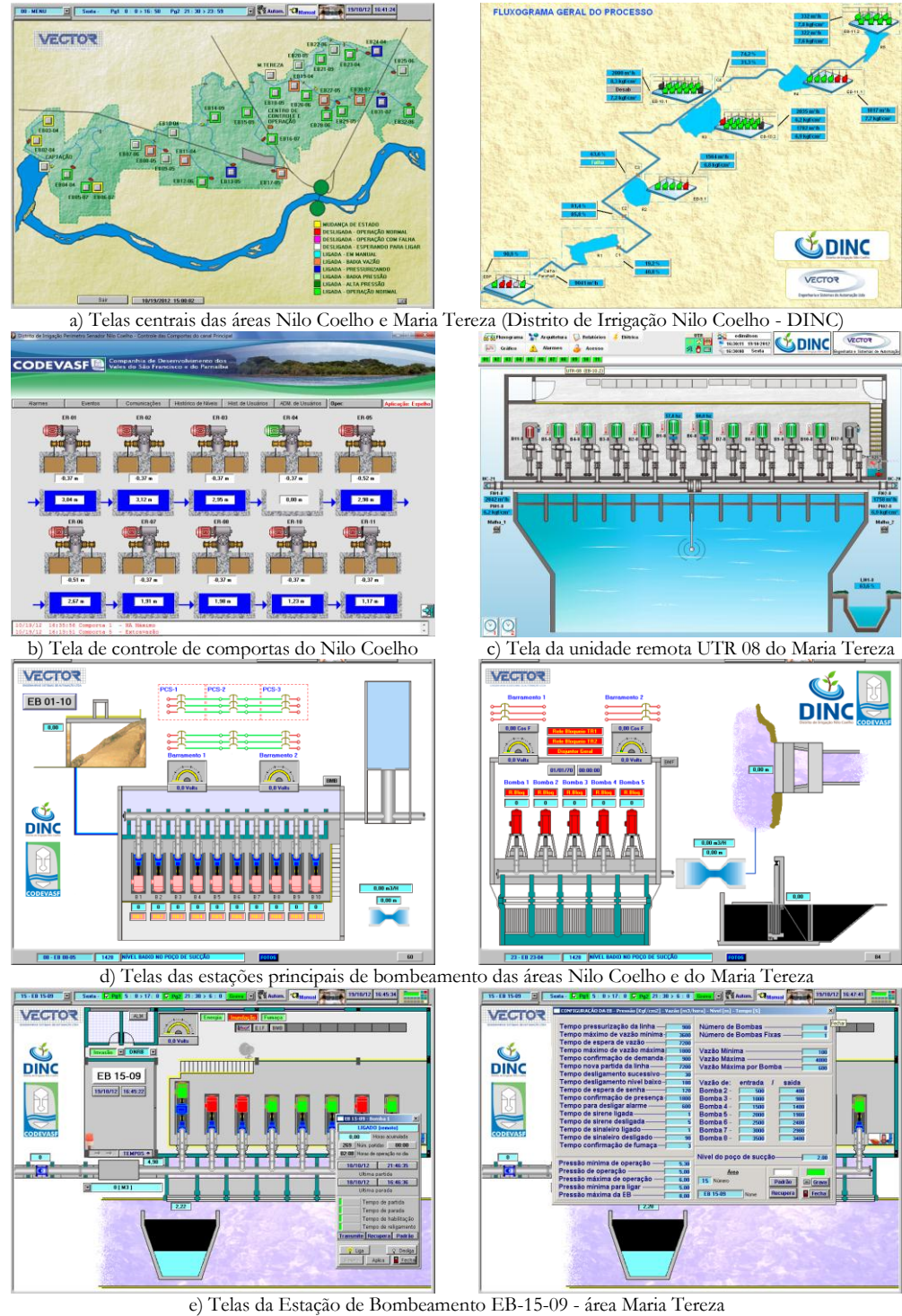


Figura 9.6 - Telas dos Supervisórios do Distrito Irrigado Nilo Coelho – Petrolina, Brasil

9.3 – Controlador Lógico Programável

De maneira geral, a automação local resulta na adoção de um Controlador Lógico Programável nas Estações Remotas. Conhecido pelas siglas CLP ou PLC (*Programmable Logic Controller*), é um dispositivo físico-eletrônico (computador especializado), baseado em um microprocessador, que desempenha funções de controle de diversos tipos e níveis de complexidade, dotado de memória programável, capaz de armazenar programas implementados, com o objetivo de determinar o estado das saídas, de forma a controlar um determinado processo, baseado no estado de suas entradas.

A seguir, são apresentadas as definições dos principais termos relacionados com essa seção:

Memória – área reservada do CLP, onde dados e instruções são armazenados de forma temporária ou permanente. A programação da CPU é armazenada na memória permanente do equipamento.

E/S – abreviação em português para Entradas e Saídas.

I/O – abreviação em inglês para Entradas e Saídas.

Entradas (inputs) – corresponde aos sinais elétricos vindos dos sensores e atuadores.

Saídas (outputs) – corresponde aos sinais elétricos enviados pelo CLP a qualquer dispositivo.

Tempo de Varredura (scan time) – o tempo requerido pelo processador para ler todas as entradas, executar o programa de controle, atualizar as E/S, avaliar e executar a lógica de controle. A varredura do programa é repetida, continuamente, enquanto o processador estiver em modo de execução (*run*).

Os CLPs são constituídos, basicamente, por uma fonte de alimentação, uma Unidade Central de Processamento (*Central Processing Unit - CPU*), além de módulos de entrada e de saída. A estrutura básica dos CLP é apresentada na Figura 9.7. A CPU é onde são realizados todos os cálculos necessários à obtenção dos valores necessários às saídas, com base nas entradas lidas e determinados pelo programa armazenado na memória. Esse é o elemento principal do controlador, responsável tanto pela execução dos programas do usuário, quanto pelas funções associadas ao endereçamento de memória, operações aritméticas, lógicas e relógio.

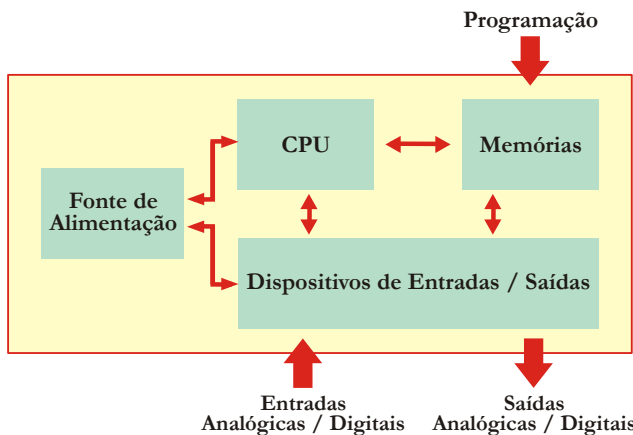


Figura 9.7 - Estrutura básica de um Controlador Lógico Programável

A memória é o dispositivo responsável pela armazenagem de dados e programas utilizados durante o funcionamento do CLP. Ele possui, eventualmente, um dispositivo programador que, em geral, pode ser substituído por um computador ou, ainda, pode ser integrado ao controlador por meio de uma IHM (Interface Homem-Máquina), que possibilita o envio ou edição de programas, modificação de parâmetros de sintonia ou mesmo consulta aos valores de variáveis do processo.

O módulo de Entrada/Saída corresponde à conexão do controlador aos sensores e atuadores do processo. As entradas podem ser digitais (variáveis discretas - relés, botões, etc.) ou analógicas (variáveis contínuas - nível, temperatura, pressão, etc.). As saídas, da mesma forma, podem ser digitais (para lâmpadas, contactores e outros dispositivos) ou analógicas (para válvulas, inversor de frequência, etc.). É importante, ao especificar um CLP, que este tenha entradas e saídas, analógicas e digitais, de reserva, além da possibilidade de expansão para mais cartões ou módulos, permitindo a escalabilidade do sistema.

As entradas e saídas do CLP podem ser digitais e analógicas. As digitais apresentam dois níveis lógicos: “0” ou “1”, ligado ou desligado; as analógicas apresentam sinais contínuos, padronizados para trabalhar numa determinada faixa, que varia, normalmente, de 4 a 20 mA, para a corrente elétrica, e de 0 a 10 V, para a tensão.

Um CLP pode assumir o modo de **espera**, quando está sendo programado ou parametrizado, estado de **operação** (*run*), quando está executando um programa, ou estado de **erro**, se ocorre alguma falha. Quando está no estado de execução, um CLP trabalha em *loop*, executando, a cada ciclo de varredura, cuja duração pode ser da ordem de milissegundos, uma série de instruções referentes aos programas presentes em sua memória. Esse processo é descrito na Figura 9.8.

A grande responsável pela flexibilidade de um CLP é a sua capacidade de ser programado, seja por meio de um dispositivo IHM ou de um microcomputador. Os *softwares* atualmente existentes, apresentam uma série de facilidades no processo de programação e testes do programa, possibilitando a realização de simulações, direcionamento de entradas, além de uma série de ferramentas avançadas de edição. Os canais de comunicação nos CLPs permitem conectar a interface de operação (IHM), computadores, outros CLPs e unidades de entradas e saídas remotas.

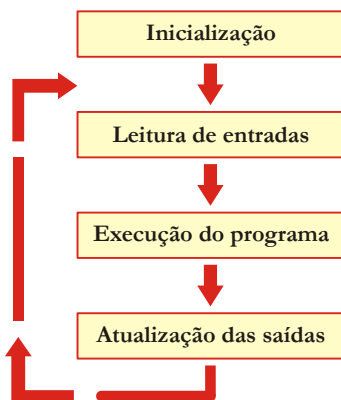


Figura 9.8 - Ciclo de varredura de um Controlador Lógico Programável

Interface Homem-Máquina - IHM

A Interface Homem-Máquina, ou simplesmente IHM, dos CLPs é utilizada para operação dos processos, substituindo os dispositivos de interface convencionais, tais como botoeiras, sinaleiros e *displays* digitais localizados no painel elétrico. Essa interface também é comum em equipamentos eletrônicos, como inversores de frequência e *soft-starter*. Estes surgiram da necessidade de uma interface amigável e eficiente entre os equipamentos e os operadores. Em conjunto com o CLP, as IHMs podem ser configuradas para enviarem sinais de atuação ou simplesmente monitorar o sistema. Essa última opção é recomendada quando não há controle de acesso e existe o risco de um técnico despreparado mudar parâmetros do CLP. As principais informações e funções esperadas das IHMs são:

- Diagnóstico e apresentação de falhas e avisos.
- Seleção do modo de operação - automático ou manual.
- Ferramentas para operar em modo manual.
- Possibilidade de alteração ou criação da programação do CLP.
- Apresentação de dados quantitativos e qualitativos sobre os processos.

Armazenamento de Dados

Alguns técnicos podem considerar desnecessário o armazenamento de dados localmente, porém é de suma importância para cobrir falhas na rede de comunicação, seja pelo fato dos sistemas locais necessitarem dos dados, seja para, após o retorno das comunicações, estes poderem ser enviados para o CCO, a fim de preservar o histórico do sistema. Em alguns casos, onde não haja necessidade de mecanismos automáticos, pode-se optar pela instalação de um *data-logger*. Nesses casos, a transferência dos dados arquivados no *data-logger* é feita diretamente para um computador portátil.

Requisitos de Controle

Quando uma aplicação envolve controle contínuo, controle discreto, ou ambos, existem certos requisitos básicos que tendem a ser comuns a quase todos os controles de processos. Um requisito presente em, praticamente, todas as aplicações, é a necessidade do controlador comunicar e interagir com o processo numa base de tempo real. Um controle em tempo real é capaz de responder ao processo num período suficientemente pequeno, de maneira a não degradar o desempenho do processo. Fatores que determinam se um controlador pode operar em tempo real são:

- Velocidade da CPU do controlador e suas interfaces.
- Sistema operacional do controlador.
- Projeto do *software* de aplicação.
- Número de E/S do controlador.

A definição de qual controlador adotar depende de uma avaliação dos diversos aspectos envolvidos, tais como, complexidade do sistema, flexibilidade desejada, nível de redundância, integração, nível de manutenção, custos, etc. O que vale a pena destacar é que o controlador programável, independentemente da configuração adotada, seja uma boa opção como equipamento de controle.

9.4 – Aplicações de Automação em Canais

Por razões técnicas e econômicas, o transporte e a distribuição de água em grandes áreas irrigadas são realizados através de canais. A operação desses canais determina a qualidade do serviço prestado aos usuários e a eficiência no uso da água. Os canais de irrigação podem ser controlados de cinco modos: local manual; distribuído (local automático); distribuído com monitoramento central; centralizado manual; e centralizado automático.

O controle centralizado torna possível a utilização de lógicas de controle altamente eficientes. Sob o controle de supervisão, a Estação Central toma decisões com base nos dados gravados e recebidos das Estações Remotas; esse tipo de controle pode, ainda, usufruir de informações provenientes de ferramentas computacionais (sistemas de apoio à decisão). Os sistemas de apoio à decisão são compostos de módulos de modelagem, simulação e otimização. De modo geral, são aplicados em sistemas mais complexos, que envolvem uma série de canais, reservatórios, estações de bombeamento e estações de energia. Os controladores locais operam os dispositivos de controle de acordo com os parâmetros definidos pela equipe operacional.

O controle em canais pode ser: a montante; a jusante; e misto (Figura 9.9). A grande maioria dos sistemas adota o controle a montante porque o dimensionamento dos canais pode ser otimizado e pode haver grandes economias na aquisição de equipamentos. Estima-se que mais de 90% dos canais do mundo usam o controle a montante. O controle a jusante permite uma distribuição mais flexível e eficiente da água e uma resposta totalmente automática do canal.

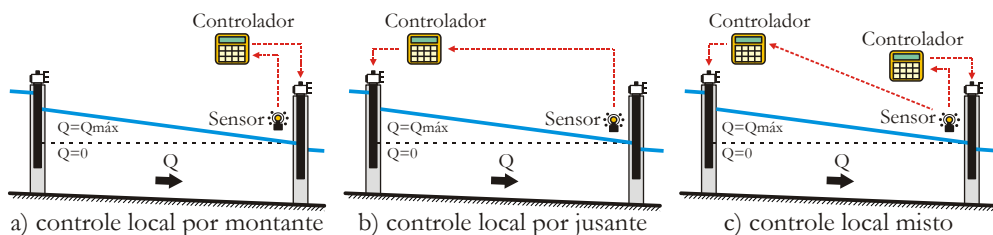


Figura 9.9 - Tipos de controle de comportas (montante, jusante e misto)

A automação de canais pode ser passiva ou ativa. A automação passiva dispensa o uso de controladores eletrônicos e pode ser implantada por meio da instalação de estruturas relativamente simples. A adoção da automação ativa implica, geralmente, na aplicação de sensores, atuadores e um sistema de controle. A automação passiva possibilita melhorar o controle dos canais e apresenta um custo pequeno de implantação e manutenção. É comum a confusão entre automação e “motorização”. Uma comporta equipada com um motor elétrico ou hidráulico pode ou não ser automatizada. O que define se é um processo automático ou não é o seu acionamento. Caso o motor que abre e fecha essa comporta seja acionado por um operador, por meio de um painel localizado próximo à comporta, será um controle manual local; portanto, se considera como um processo não automatizado. No entanto, se o acionamento estiver conectado a um sistema SCADA e for realizado por um técnico no CCO, este também não é considerado automático pela maioria dos técnicos. Na verdade, trata-se de um controle centralizado manual. Caso o procedimento necessite de uma pessoa para ativar o processo, não se pode afirmar que seja automação. Essa é uma questão que

causa muita discordância por parte dos técnicos. Muitos consideram que os sistemas operados por SCADAS são automatizados, independente se os processos são automáticos ou não. Por outro lado, é comum que estruturas simples, como divisores, que operam independentes e de forma automática, não sejam considerados parte dos “equipamentos de automação”.

Dispositivos para automação passiva operam, exclusivamente, segundo as leis da física e da hidráulica. Estes não necessitam de controle informatizado e incluem divisores proporcionais, comportas hidromecânicas automáticas, comportas com contrapeso e saídas proporcionais. De modo geral, os dispositivos passivos são projetados para: controlar os níveis de água a montante; controlar os níveis de água a jusante; controlar divisão de descarga; e controlar o fluxo de saída.

Comportas “Neyrpic”

Esta seção recebeu o nome de comportas “Neyrpic” porque, originalmente, as comportas apresentadas aqui foram desenvolvidas pela companhia francesa Neyrtec, atualmente GEC Alsthom. São comportas hidromecânicas automáticas que possuem um flutuador para operar de forma autônoma. A ausência de um acionamento permite ao equipamento um funcionamento com qualidade de precisão, robustez e segurança operacional para o controle de descarga em canais. Essa comporta mantém constante o nível imediatamente a montante ou imediatamente a jusante, independente da vazão e variação do consumo dos usuários. Comportas desse tipo têm sido usadas desde meados do século passado, na Europa e norte da África e, hoje, podem ser encontradas em todo o mundo. As comportas hidromecânicas automáticas operam em função das leis de equilíbrio mecânico e hidráulicas.

As comportas que controlam o nível da água a jusante são, normalmente, referidas pelos nomes comerciais AVIS® e AVIO®, enquanto aquelas que controlam o nível a montante são conhecidas por AMIL®. Aqui serão denominadas por esses nomes comerciais. Empresas adotaram a ideia e criaram as suas próprias comportas baseadas nessas; algumas com um relativo sucesso. A atuação das comportas AVIS® e AVIO® se dá por meio de um segmento de comporta que obtura um orifício ou seção de passagem entre os trechos a montante e jusante. Também há no mercado comportas especiais, que possuem controle de nível a montante e a jusante, chamadas mistas.

As vantagens das comportas AVIS®, AVIO® e AMIL® são:

- Respondem instantaneamente às flutuações de demanda de água; a utilização da água por parte do irrigante é realizada sem necessidade de programação prévia ou comunicação ao responsável do canal.
- Evitam o desperdício de água; as perdas operacionais são muito baixas, porque só é utilizada a água que corresponde à demanda.
- Exige pouca manutenção, dada a sua simplicidade de concepção e funcionamento.
- Não precisam de operadores.
- Facilitam a instalação de tomadas de água, porque o nível varia pouco.
- Não requerem a definição de horários de abertura e fechamento dos equipamentos.
- Dispensam rede de comunicação; todo o processo é realizado independentemente pelo equipamento.

Segundo Collischonn *et al.* (2001), as desvantagens dessas comportas são:

- Custos elevados.
- Exigência de bermas de nível nos trechos, em disposição paralela ao determinado pela superfície líquida, quando a vazão é nula (bermas horizontais).
- Grandes volumes de obra, principalmente se o declive do fundo do canal é elevado.
- A propagação hidráulica das perturbações implica na necessidade da existência do regime lento de escoamento em todo o trecho; logo, esse sistema não permite a instalação de singularidades como quedas que alterem o regime de escoamento.
- Em virtude da resposta automática do sistema, o regulador abre tanto em função do aumento de demanda, como nos casos de ruptura do canal.
- O nível que deve ser mantido constante é fixado no projeto e poderá ter uma pequena alteração no momento da calibração. Não existe flexibilidade na definição desse nível.
- A calibração exige treinamento.
- O seu funcionamento pode ser interrompido por obstrução de objetos, como lixo, ou por ação de vândalos, promovendo abertura ou fechamento inadequado.

O esquema de funcionamento desses portões é mostrado na Figura 9.10. O funcionamento é relativamente simples; o equipamento é concebido de modo que a boia faça com que a comporta se mova para cima ou para baixo, até que o nível alvo seja atingido. A fim de evitar a influência de possíveis turbulências, o flutuador é, normalmente, alojado numa câmara aberta, por meio da qual a água flui através de um pequeno orifício. Durante a instalação, os contrapesos são ajustados de modo que a comporta tenha a sensibilidade necessária para o equipamento operar em qualquer nível de água. Para grandes canais, recomenda-se a instalação de, pelo menos, duas portas em paralelo.

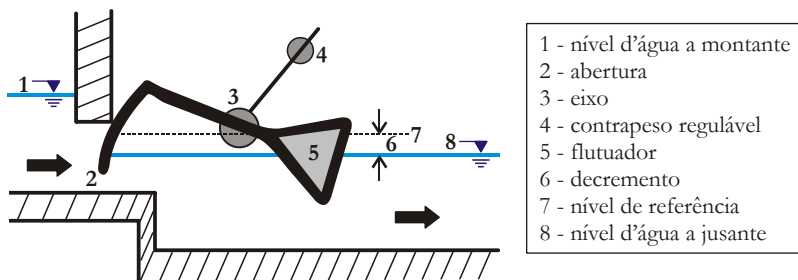


Figura 9.10 - Esquema de funcionamento da comporta AMIL®
 (Fonte: adaptado de Collischonn *et al.*, 2001)

Comportas Basculantes Automáticas

As comportas basculantes automáticas são adotadas para o controle preciso de nível a montante e operam, basicamente, pela ação de um flutuador e um contrapeso, conforme pode ser observado na Figura 9.11. As comportas Vlugter e Begemann são exemplos desse tipo de comporta e, na prática, apresentam as mesmas vantagens e desvantagens das comportas AVIS®, AVIO® e AMIL®.

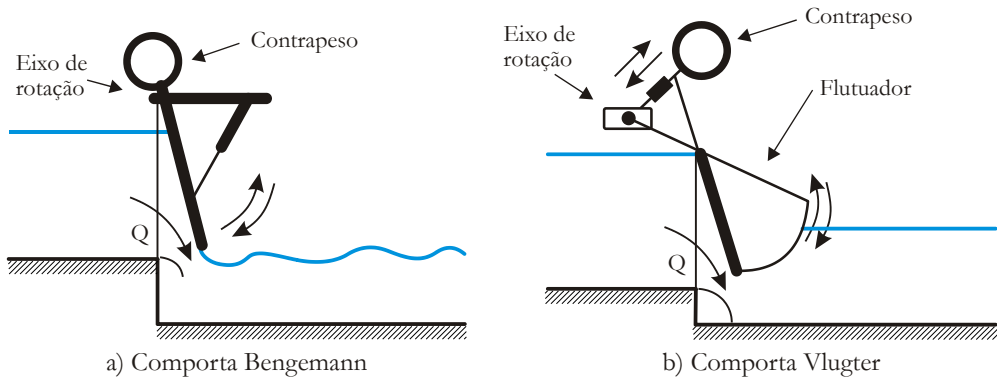


Figura 9.11 - Esquema de funcionamento das comportas Bengemann e Vlugter

Automação Ativa em Canais

Há claras vantagens na utilização de automação passiva, quando for possível empregá-la; com a automação passiva, não há cabos, computadores ou controladores envolvidos; nenhuma decisão se espera da equipe operacional. É necessária pouca manutenção; porém, alguns sistemas de canais são inadequados para automação passiva, em particular se os gradientes longitudinais são íngremes. Segundo Laycock (2007), se o número de Froude do escoamento for superior a 0,3, a automação passiva não será possível. Na maior parte dos projetos de irrigação, em canais, o número de Froude é tipicamente menor do que 0,2.

Os dispositivos ativos são, geralmente, comportas ou bombas que entram em funcionamento em resposta à variação do nível da água. O procedimento de operação é automatizado, e o processo é comandado por controladores. A automatização pode ser realizada por meios hidráulicos, elétricos, eletrônicos ou uma combinação destes. As principais variáveis medidas no controle de canais são o nível da água, a vazão e o grau de abertura das comportas. Os sensores mais comuns, disponíveis para medir o nível de água nos canais e reservatórios, são os transdutores de pressão, as boias magnéticas e os medidores ultrassônicos. Os sistemas mais simples utilizam os flutuadores que não necessitam de uma fonte de alimentação. A vazão pode ser medida diretamente por medidores de vazão ultrassônicos ou, indiretamente, através da medição do nível em calhas do tipo Parshall ou vertedouros. Os sensores de posição de comportas podem ser instrumentos mecânicos, de engrenagens, cabos ligados diretamente, dispositivo de detecção ou um elemento que converte a posição do eixo num sinal eletrônico.

As Figuras 9.12 e 9.13 apresentam exemplos de esquemas de instrumentação de comportas de canais. A instrumentação da Figura 9.12 é composta de transdutores de pressão posicionados para gravar e medir os níveis de água a montante e a jusante da comporta; um motor (atuador) para abrir e fechar a comporta; um sensor de posição no atuador; um medidor de vazão Doppler, instalado a jusante da comporta na parte inferior do canal; um CLP; e um modem para enviar e receber informações para o centro de controle operacional.

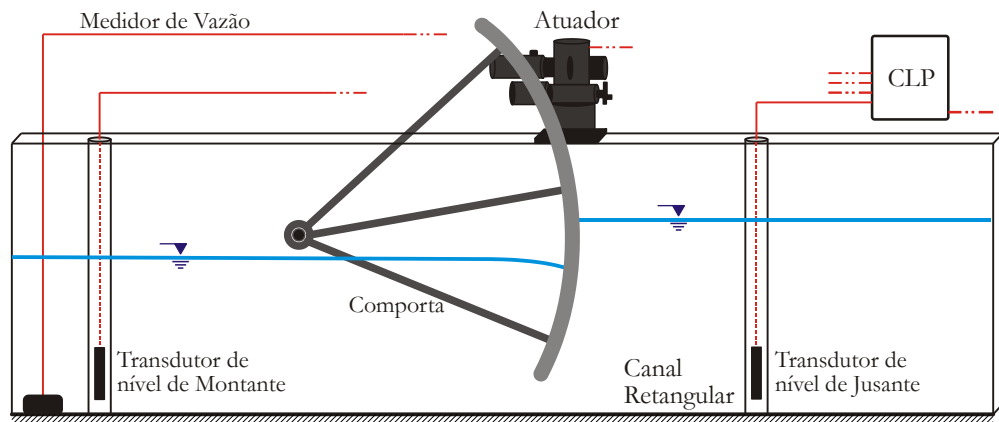


Figura 9.12 - Esquema de instrumentação de uma comporta – Exemplo 1

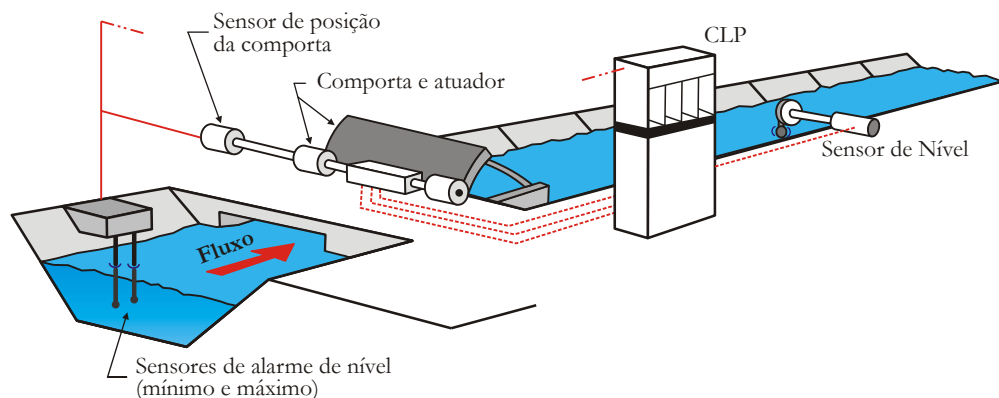


Figura 9.13 - Esquema de instrumentação de uma comporta – Exemplo 2

O sistema SCADA, com controle automático centralizado ou distribuído, é um exemplo de aplicação de automação ativa. Ressalta-se que, geralmente, elementos de automação passiva também fazem parte desse sistema. Os sistemas centralizados de controle automático são indicados para aqueles de concepção mais complexa, por exigirem equipamentos mais modernos e maior habilidade para o seu desenvolvimento. Os estudos mostram que a operação de um canal pode ser bastante melhorada por meio da adoção do modelo SCADA, devido às vantagens de informação, em tempo real, sobre os níveis de água e vazões, e à possibilidade de responder a variações de forma mais rápida e precisa.

9.5 – Sistemas de Controle

Um sistema de controle é uma disposição de componentes físicos, conectados ou relacionados de tal forma a comandar, dirigir ou regular a si mesmo ou a outros sistemas.

O sistema de **controle em malha aberta** utiliza um atuador para controlar o processo sem a utilização de realimentação. Um exemplo desse tipo de controle é o acionamento de bombas em intervalos predefinidos, com base na experiência dos operadores, sem nenhuma

variável sendo medida. Um diagrama de blocos representando um sistema de controle em malha aberta está ilustrado na Figura 9.14.

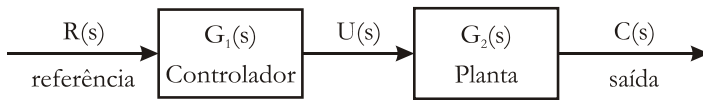


Figura 9.14 - Representação de um sistema de controle em malha aberta

A maioria dos controladores encontrados comercialmente para a irrigação de pequenos e médios projetos é baseada em microprocessadores que atuam por meio do acionamento temporizado dos eventos de irrigação. O irrigante define o intervalo de tempo entre as irrigações e a duração destas. Esses sistemas podem ser definidos como sendo de malha aberta, onde a estratégia de controle é função, basicamente, da lógica programada a partir da experiência do agricultor. O principal atrativo desse tipo de controle é seu baixo custo; por outro lado, esse tipo de sistema não é capaz de responder, automaticamente, a mudanças no ambiente que exijam resposta imediata por parte do controlador. Obviamente, esses equipamentos podem comprometer a eficiência da irrigação. Os sistemas de **controle em malha fechada**, conhecidos, também, como sistemas retroalimentados, determinam a ação corretiva mais apropriada, com base em variáveis medidas. Um sistema de realimentação de circuito fechado é totalmente automatizado e não permite a intervenção do operador. Para tanto, são utilizados controladores que, por meio da execução algorítmica de um programa ou circuito eletrônico, comparam o valor atual com o *valor de referência*, efetuando o cálculo para ajuste e correção. Nos sistemas de malha fechada, a ação de controle depende de uma variável medida por um sensor capaz de enviar informações do processo ao controlador, permitindo, então, que o controlador seja capaz de tomar decisões automaticamente, a partir de alguma estratégia de controle definida pelo operador. Como exemplo, pode-se citar o controle da pressão por meio da variação da velocidade de rotação do conjunto motobomba; o controlador do inversor de frequência verifica o valor da pressão e decide se aumenta ou diminui a frequência de acionamento do motor.

No sistema de malha fechada, a ação de controle depende da saída; a diferença entre o valor de referência e o sinal da malha de realimentação é chamada de *erro*; a saída do sistema de controle é, geralmente, definida como *variável de controle*. Obviamente, a finalidade do controlador é reduzir o erro, quando possível, mais rápido e suavemente. A Figura 9.15 apresenta uma representação simplificada de um sistema de controle em malha fechada, enquanto a Figura 9.16 representa o diagrama de blocos conceitual de um sistema de controle em malha fechada para o controle de nível de um canal.

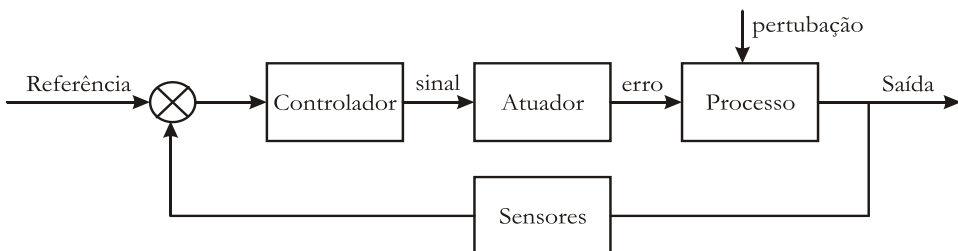


Figura 9.15 - Diagrama de blocos conceitual de um sistema de controle em malha fechada

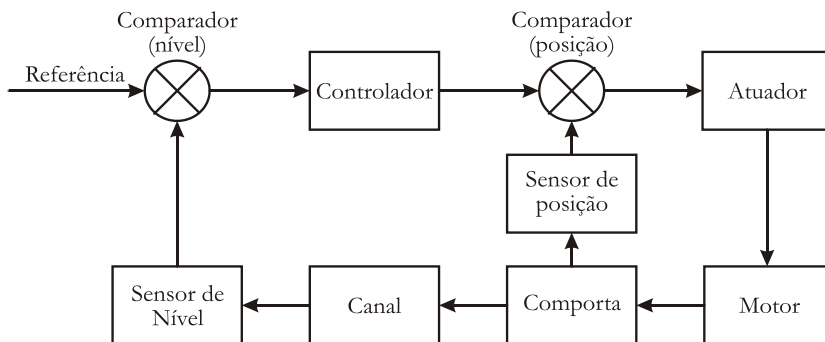


Figura 9.16 - Diagrama de blocos conceitual de um sistema de controle para o controle de nível de um canal

Na metodologia convencional do projeto de sistemas de controle, modela-se a planta ou o processo controlado. Esse procedimento é chamado de *identificação de sistemas*, no qual o sistema é caracterizado por um conjunto de equações, cuja solução indicaria ao controlador como os parâmetros deveriam ser ajustados para um determinado comportamento do sistema (tais como sobressinal, velocidade de resposta, tempo de acomodação e erro em regime permanente). A relação “entrada-saída” representa a relação “causa-efeito” do processo e pode ser descrita, matematicamente, por meio de equações diferenciais, equações de diferença e funções de transferência. Logo, na metodologia convencional, para compreender e controlar sistemas, estes devem ser representados por meio de modelos matemáticos. Torna-se necessário, por conseguinte, analisar as relações entre as variáveis do sistema e obter um modelo matemático. Geralmente, os sistemas são dinâmicos e as equações que os descrevem são *equações diferenciais*; além disso, caso as equações possam ser linearizadas, usam-se, comumente, a *Transformada de Laplace*.

No estudo do controle “convencional”, a abordagem aos problemas de sistemas dinâmicos pode ser resumida em:

- Definir os sistemas e seus componentes.
- Formular o modelo matemático e listar as hipóteses necessárias.
- Escrever as equações diferenciais que descrevem o modelo.
- Resolver as equações em função das variáveis de saída desejáveis.
- Examinar as soluções e as hipóteses.
- Reanalisar ou reprojetar o sistema, se necessário.

Dentre os diversos tipos de controladores, o mais utilizado em processos industriais é o **PID** - *Proporcional Integral Derivativo*. A técnica de controle PID consiste em calcular um valor de atuação sobre o processo, a partir das informações do valor desejado e do valor atual da variável do processo. De uma maneira bem simples, o PID é a composição de 3 ações: o “*P*” é a correção proporcional ao erro; “*I*” é a correção proporcional ao produto erro *versus* tempo; e o “*D*” é a correção proporcional à taxa de variação do erro. A soma ponderada dessas três ações é utilizada para ajustar o processo de controle através de um elemento, como, por exemplo, a posição de uma válvula de controle e a velocidade de rotação de um motor. Nem sempre é necessária a adoção dos três elementos; é comum, por exemplo, a adoção de controladores PI, os quais são indicados para sistemas onde a função entre variável

de entrada e de saída pode ser linearizada, o que, às vezes, não garante um controle otimizado ou a estabilidade do sistema. A adoção de controladores convencionais é uma boa solução para processos lineares ou sistemas não lineares que podem ser aproximados por meio de um sistema linear equivalente, em torno de uma região pequena de operação. A propriedade de linearidade (ou quase-linearidade) garante que as três estratégias individuais de controle (P+I+D), combinadas, possam fazer com que a malha de retroalimentação consiga compensar mudanças nos parâmetros da planta. A ocorrência de não-linearidade pode tornar difícil ou, até mesmo, impossível o controle de alguns sistemas.

Devido ao fato dos controladores PID serem de entrada e saída únicas (sistema de controle chamado de SISO), e a maioria dos processos serem multivariáveis por natureza (MISO), verifica-se que cada variável necessita de seu próprio controlador e valor de referência. Daí a necessidade dos controladores serem acoplados a um *Supervisorio*, que são capazes de ajustar os valores de referência de uma malha de controle. Além disso, é frequente que processos e plantas possuam dinâmica sujeita à variação de parâmetros, o que faz com que os pontos de operação se desloquem. Nesse caso, é normal que os controladores PID não proporcionem um desempenho satisfatório.

Em muitos processos, a dinâmica é complexa e não pode ser descrita matematicamente, mesmo por projetistas experientes. Com o avanço tecnológico das últimas décadas, controladores mais modernos e eficientes estão sendo projetados para processos complexos. Dentre esses novos controladores, pode-se destacar a lógica *fuzzy*. Os sistemas *fuzzy* surgiram fortemente como alternativa para o controle automático de sistemas não lineares e com várias entradas e saídas. Em 1974, o professor Ebrahim Mamdani, da *University of London*, aplicou pela primeira vez um controlador *fuzzy*, depois de inúmeros fracassos com o PID no controle de uma máquina a vapor. O sucesso no controle de processos em diversas áreas da engenharia tem conduzido inúmeras empresas a utilizar essa técnica no desenvolvimento de seus controladores. Não é raro encontrar sistemas *fuzzy* desenvolvidos para processos que, até então, não tinham resultados satisfatórios. Laycock (2007) apresenta o exemplo de aplicação do sistema *fuzzy* no canal Dry Gulch, localizado em Utah - EUA. O sistema *fuzzy* implementado foi capaz de controlar o sistema satisfatoriamente, apesar do canal ser velho, possuir seção transversal variável e irregular, não ter dados históricos, e a operação das comportas ser complicada pelo acúmulo de detritos. A grande vantagem prática na adoção da lógica *fuzzy* foi dispensar o levantamento da geometria exata do canal e a medição de todos os fluxos. Além disso, o controlador pode acomodar alterações no sistema sem afetar o resultado e não requereu grandes calibrações. Bezerra *et al.* (2012) e Carvalho (2012) desenvolveram controladores não lineares, utilizando a técnica de controle inteligente *fuzzy*, para o controle de pressão de redes pressurizadas de distribuição de água setorizadas, automatizadas e com sistema de bombeamento distribuído, visando minimizar o consumo de água e energia e o volume perdido por vazamentos.

Os diversos tipos de controladores são, às vezes, combinados para obter um melhor desempenho do sistema de controle. Por exemplo, no controlador *Fuzzy-PID*, o controlador PID pode impor uma resposta rápida, enquanto que o controlador *Fuzzy* evita o sobressinal, tornando a resposta plana, exatamente no valor de referência.

Na otimização dos processos e tomadas de decisão, destaca-se o uso de Algoritmos Genéticos (AGs). Estes têm emergido como um método estocástico de grande potencial para resolver problemas que exigem uma grande combinação de soluções. É uma técnica de busca aleatória, mas que usa informações dinâmicas adicionais para guiar a pesquisa para o ponto ótimo; os AGs exploram, eficientemente, informações históricas para encontrar novas

soluções com expectativa de melhor desempenho. Os modelos baseados em Algoritmos Genéticos são desenvolvidos para determinar regras operacionais otimizadas para um ciclo de 24 horas ou em tempo real para sistemas hidráulicos complexos. Estes levam em consideração as variáveis que podem ser definidas como índices de desempenho operacional. As principais são: consumo de energia elétrica; nível de água dos canais e reservatórios; atendimento da demanda; pressão média; e mudanças na operação. As variáveis de decisão, geralmente consideradas, são: a posição das comportas; o número de bombas em operação em cada elevatória; a velocidade de rotação das bombas, determinada pelos seus motores; e a condição de abertura das válvulas automáticas.

9.6 – Outras Aplicações de Automação

Há inúmeras aplicações de automação em sistemas de irrigação; a seguir, são apresentadas algumas com seus esquemas de funcionamento. Os esquemas trazem os principais elementos envolvidos diretamente nas aplicações, o que não dispensa o uso de outros.

9.6.1 – Sistema de Irrigação Operando em Tempo Real

O interesse do agricultor na automação cresce, principalmente, em virtude do potencial em aumentar a produtividade agrícola, a eficiência do uso da água e da energia elétrica, em possibilitar o controle e a aplicação de produtos químicos e em reduzir a mão-de-obra empregada. Sistemas automáticos se tornaram uma ferramenta interessante para a aplicação de água na quantidade necessária e no devido tempo, contribuindo para o aumento da produtividade agrícola e para a utilização racional dos recursos hídricos.

Os sistemas de controle de irrigação têm sofrido constante evolução, desde a concepção dos temporizadores, até os sistemas baseados em computadores, capazes de manter um controle preciso da aplicação da água no solo, da fertirrigação, da lavagem dos filtros e do acionamento de conjuntos motobomba. O sistema de irrigação operado em tempo real pode ser implantado conforme o esquema mostrado na Figura 9.17. O sistema de irrigação automatizado baseado no controle da umidade do solo é um projeto interessante, e sua aplicação é voltada, indistintamente, para as grandes, médias e pequenas áreas irrigadas. Nesse exemplo de aplicação, o sistema de controle permite a irrigação apenas quando for necessário; a rega é realizada com base na necessidade efetiva de aumentar a umidade do solo. A telemetria é responsável pela coleta de dados dos sensores, que informam as condições de umidade do solo, e pelo envio dos comandos para as válvulas instaladas na entrada dos setores. A irrigação é iniciada quando a umidade do solo cai para um nível inferior ao *set point* pré-estabelecido (que pode ser o déficit hídrico tolerável) e cessa quando alcança o *set point* superior (teor de umidade do solo na capacidade de campo), garantindo o melhor uso da água e o máximo benefício para a cultura. Como resultado dessa irrigação automatizada, além da redução do consumo de água, diminui-se o tempo, a mão-de-obra, a energia elétrica e os fertilizantes empregados. O exemplo mostrado no esquema da Figura 9.17 não possui medidores de vazão, porém isso não significa que não devam ser incluídos na automação do processo.

A adoção do sistema supervisorio no controle da irrigação possibilita a inclusão de regras que podem otimizá-la. Com o *software*, as informações sobre todas as áreas de irrigação podem ser acessadas rapidamente a partir da tela de *layout* principal. A medição da umidade

on-line e os dados históricos das parcelas podem ser consultados e representados por meio de gráficos. As válvulas solenoides de irrigação podem ser codificadas por cores na tela do computador para denotar o *status* (aberta ou fechada). Portanto, é extremamente interessante a utilização da computação em sistemas onde a eficiência na administração dos recursos disponíveis consiste em um fator de grande relevância. Adicionalmente, o computador pode servir como ferramenta de gerenciamento de diversas características do sistema, tais como o cálculo da evapotranspiração e o monitoramento do estado da água no solo e nas plantas, possibilitando o uso de modelos de simulação dinâmica. O sistema pode, ainda, se comunicar com estações meteorológicas e outros controladores.

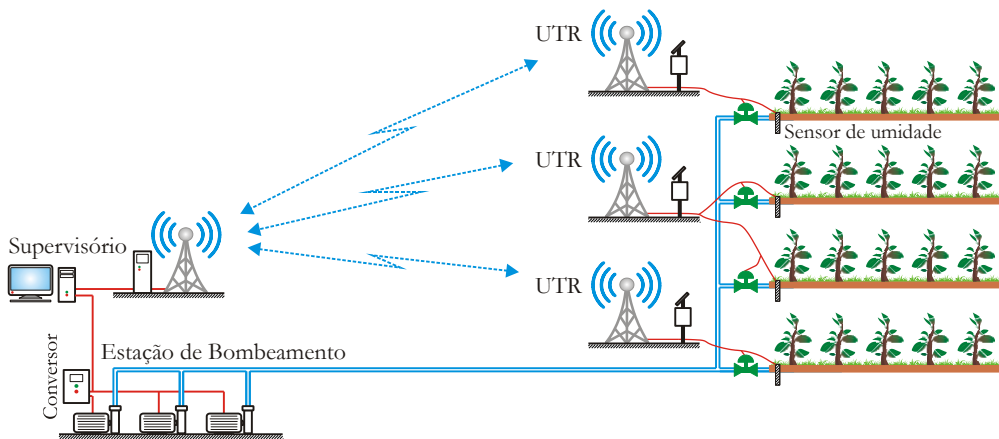


Figura 9.17 - Representação esquemática de um sistema automatizado de irrigação

O computador pode ser substituído por um CLP instalado no sistema de bombeamento, porém o usuário perde o monitoramento em tempo real e a flexibilidade de alterações das condições de operação de forma remota.

Em sistemas com controle em tempo real, é extremamente recomendável a instalação de sensores de chuva. A ocorrência de chuva reduz a necessidade de irrigação, pois dependendo da quantidade de água precipitada, o solo atinge o nível de umidade desejado. Esses sensores são de baixo custo, robustos e precisos na medição da quantidade de água precipitada. É fácil de regular a quantidade de água que irá ativá-lo e, ainda, pode ser configurado para simular a drenagem do solo. Esse componente é, na verdade, um simples interruptor adaptado junto a um conjunto de material absorvente, capaz de acionar o interruptor quando em contato com certa quantidade de água. Estes podem ser facilmente conectados a microcontroladores, CLPs e PCs.

9.6.2 – Sistemas de Irrigação com Controladores Comerciais

Estes sistemas são, geralmente, empregados em pequenas e médias propriedades rurais e são operados automaticamente por controladores comerciais. Os modelos mais modernos podem controlar o fornecimento de água por meio de dezenas de válvulas, a fertirrigação pode ser contínua ou proporcional, a lavagem de filtros é ativada pelo tempo e/ou diferencial de pressão, e eles também acionam bombas. Os controladores podem irrigar em função do tempo ou volume e, ainda, podem ser alimentados por baterias ou painéis solares. Alguns

modelos possuem comunicação opcional para a programação através de um PC e, opcionalmente, utilizam o sistema de SMS para envio de mensagens e alertas. O sinal de saída do controlador para as válvulas solenoides corresponde a uma tensão de 24 V. A limitação dessas válvulas decorre do fato de que estão disponíveis para pequenos diâmetros; porém, esse problema é superado com a adoção de válvulas maiores, que são operadas, indiretamente, por meio de válvulas solenoides; isso é, as válvulas são operadas por meio de solenoides montadas sobre as válvulas ou por comando hidráulico de um sistema remoto de solenoides; nesse caso, o controle passa a ser eletro-hidráulico. A Figura 9.18 mostra um esquema adaptado de um exemplo de um catálogo comercial, em que o controlador central controla a fertirrigação e as válvulas instaladas nas entradas dos setores de irrigação.

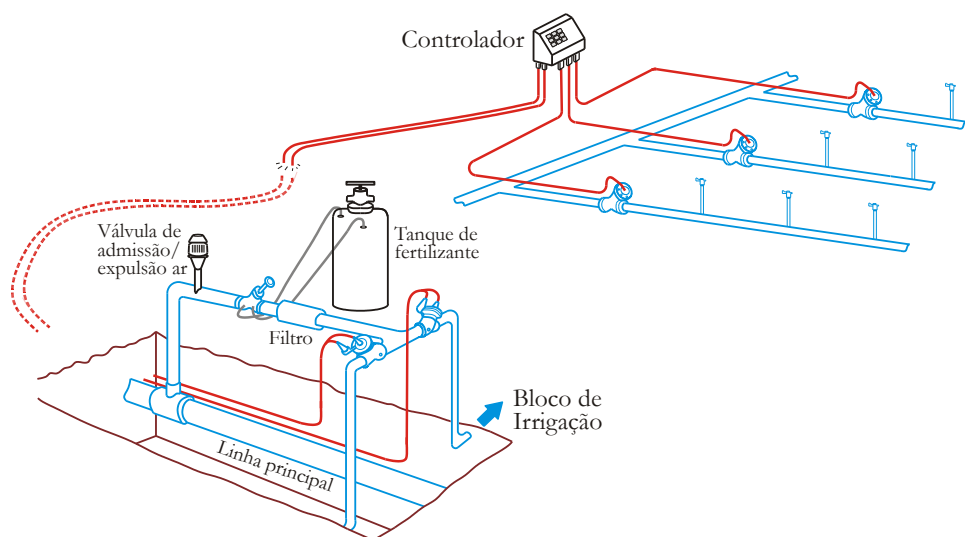


Figura 9.18 - Aplicação de controlador para acionamento de válvulas

9.6.3 – Sistema de Bombeamento com Controle Liga/Desliga

O controle liga/desliga de conjuntos motobomba é o mais comum nos sistemas onde o controle é realizado, em função do nível dos reservatórios e canais. Quando o ponto de controle está localizado em uma unidade distante dos conjuntos motobomba, é indispensável a rede de comunicação para transferir as informações e os comandos. A Figura 9.19 apresenta um exemplo desse tipo de aplicação; caso o nível do canal seja igual ou superior ao nível máximo, a bomba para de operar, voltando a funcionar se o nível for menor do que o mínimo. É importante determinar dois níveis de referência para evitar que os motores fiquem ligando e desligando em intervalos de tempo muito pequenos.

Atualmente, é comum a substituição dos sensores de nível ultrassônicos por transdutores de pressão e nível. Existem transdutores de pressão que já possuem tecnologia de transmissão de dados GSM, o que, na maioria dos casos, dispensa a implantação da UTR. O controle de nível pode ser realizado por meio da instalação de medidores de nível nos pontos mais desfavoráveis do sistema. Nesse caso, os valores medidos devem passar por uma lógica de seleção, sendo escolhido o ponto mais desfavorável como determinante na ação do

controlador. Cada medidor, por sua vez, pode ter diferentes valores de referência (*set point*), garantindo o abastecimento nos locais menos privilegiados.

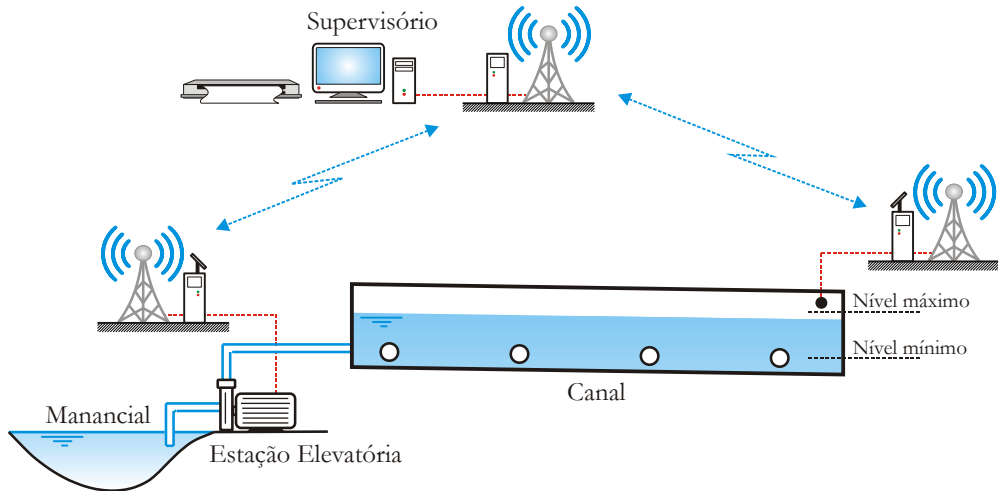


Figura 9.19 - Sistema de bombeamento com controle liga/desliga segundo o nível do canal

9.6.4 – Sistema de Bombeamento Típico com Medição de Vazão e Pressão

A otimização operacional dos conjuntos motobomba resulta em economias que podem chegar a valores bastante significativos, dependendo do porte do projeto. Seguindo essa linha, a implantação de sistemas automatizados está incluída entre as ações impactantes na redução do consumo de água e, principalmente, de energia elétrica. O controle automático de sistemas de bombeamento pode envolver:

- Acionamento automático (telecomando) de válvulas de controle automáticas.
- Acionamento automático de motores elétricos (incluindo o uso de *soft-starter* e inversores de frequência).
- Controle do consumo de energia elétrica *on-line*.
- Envio de dados *on-line* para outros subsistemas e para o CCO.
- Escorva automática de bombas.
- Integração com o CCO.
- Medição e controle *on-line* de pressão e vazão.
- Medição e controle *on-line* do nível de reservatórios.
- Monitoramento da vibração e temperatura de motores elétricos.
- Monitoramento da vibração e temperatura dos mancais dos conjuntos motobomba.
- Monitoramento e controle de grandezas elétricas (tensão, corrente, potência, etc.).
- Segurança das instalações prediais.

Um sistema típico de bombeamento automatizado deve ter, pelo menos, válvulas de controle automáticas, medidores eletrônicos de vazão e pressão e o acionamento automático dos conjuntos. A Figura 9.20 mostra um típico sistema de bombeamento com medição de vazão e pressão. Nesse exemplo, os equipamentos eletrônicos se comunicam com um CLP, que acumula as funções de aquisição de dados e controlador do automatismo local. O mesmo

CLP integra-se em um sistema SCADA através da linha telefônica. A Figura 9.21 apresenta imagens de alguns equipamentos eletrônicos citados na 9.20.

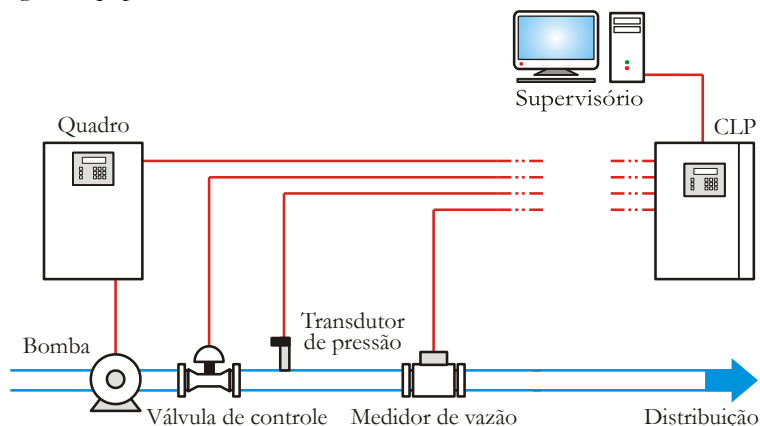


Figura 9.20 - Representação de um sistema de bombeamento automatizado

Uma possibilidade bastante prática de automação de sensores distribuídos em diversos locais é a adoção de inversores (elemento secundário de medidores de vazão responsáveis pela conversão, indicação de valores e transmissão) que possuam bateria (em alguns modelos de medidores tem autonomia de 2 anos) e comunicação GPRS (que permite a transmissão dos dados). Nesse caso, a implantação de um CLP no local é dispensável.



a) Válvula de controle de bomba

(Fonte: www.bermad.com)



b) Medidor de vazão ultrassônico

(Fonte: www.conaut.com.br)



c) Transmissor de pressão

(Fonte: www.smar.com.br)

Figura 9.21 – Imagens de equipamentos eletrônicos

Apêndice A

EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE IRRIGAÇÃO PRESSURIZADA

Neste Apêndice, são apresentados dois exemplos de dimensionamento de sistemas de irrigação pressurizados. O primeiro Exemplo, A1, trata de um dimensionamento completo de um sistema por aspersão convencional para a irrigação de duas parcelas. No A2, faz-se um dimensionamento completo de um projeto de irrigação localizada, com parcelas a irrigar por microaspersão e por gotejamento.

A1: Dimensionamento de um Sistema por Aspersão Convencional

Dimensionar as instalações de um projeto de irrigação por aspersão convencional, para uma área situada no município de Sousa - PB, a ser cultivada com tomate (ver esquema da área na Figura A1).

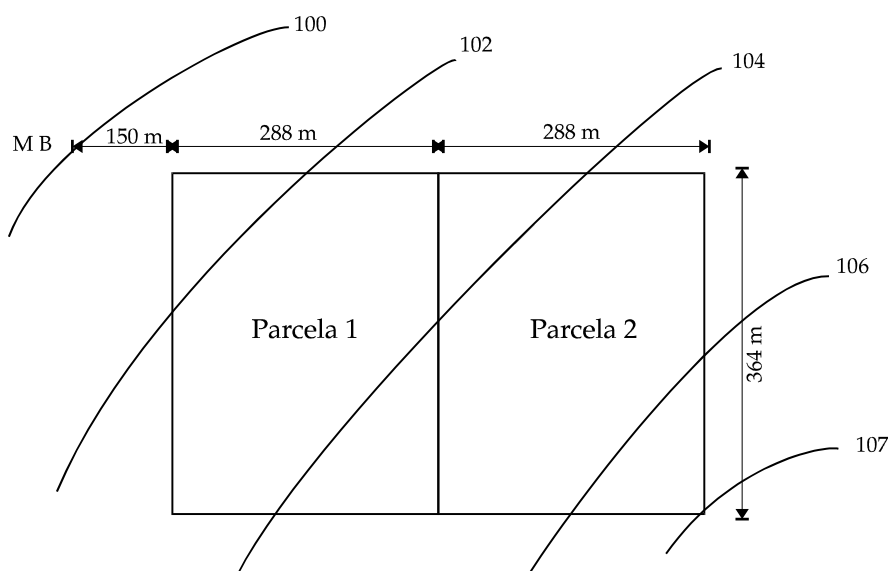


Figura A1 - Esquema das parcelas a serem irrigadas

Os dados técnicos disponíveis para o dimensionamento são:

Dados sobre o solo:

- textura: francoarenosa;
- profundidade média = 1,5 metros;
- capacidade de campo = 15% do peso do solo;
- ponto de murcha = 5% do peso do solo;
- velocidade de infiltração básica = 10,0 mm/h;
- densidade aparente = 1,38 g/cm³.

Dados sobre o clima:

- velocidade máxima do vento = 3,0 m/s;
- evaporação no Tanque Classe A, no mês de máxima demanda (out) = 10,2 mm/dia;
- umidade relativa do ar, no mês de máxima demanda = 60%.

Dados sobre a cultura:

- profundidade efetiva do sistema radicular = 70 cm;
- déficit hídrico tolerável = 45%.

Dados sobre a qualidade da água:

- condutividade elétrica da água, medida a 25°C: CEa = 1,0 mmhos/cm (dS/m).

Dados sobre a energia e o conjunto motobomba:

- rendimento esperado do conjunto = 70%;
- custo de um kWh = \$ 0,048;
- taxa anual de aumento da energia: e = 9%;
- taxa de juro anual: i = 10%;
- A bomba trabalhará afogada, com uma altura estática de sucção desprezível.

Dados sobre os equipamentos:

- sistema de irrigação semiportátil com tubos de PVC: linhas laterais móveis e tubulações de distribuição fixas enterradas;
- vida útil dos equipamentos (tubos, conexões e conjunto motobomba) = 20 anos;
- custo de impantação das tubulações: Ver Quadro A1;
- perda de carga localizada no hidrante, na entrada da lateral = 1,5 mca;
- altura do tubo de subida = 0,5 m;
- o coeficiente de rugosidade, C de Hazen-Williams, admitido é de 140.

Quadro A1 – Custos de implantação dos tubos segundo seus diâmetros

D. Nominal	D. Interno (mm)	Preço (\$/m)	D. Nominal DN	D. Interno (mm)	Preço (\$/m)
75	70,5	14,6	200	204,2	74,7
100	108,4	24,5	250	252,0	111,0
150	156,4	44,8	300	299,8	158,2

Metodologia. A metodologia seguida se divide em três partes, que são: Parte 1 – determinação das características agronômicas da área a ser irrigada, para o período mais desfavorável da irrigação (mês de máxima demanda hídrica); Parte 2 – determinação do esquema (*layout*) da irrigação parcelar e dimensionamento das linhas laterais; e Parte 3 – dimensionamento da rede de tubulações de distribuição e do conjunto motobomba, com base nos critérios hidráulicos e econômicos. A metodologia da Parte 1 compreende a determinação das seguintes grandezas: lâmina líquida máxima de irrigação (L_{lm}); necessidade de irrigação líquida máxima da cultura (N_{lm}); frequência máxima de irrigação (F_{max}); eficiência da irrigação (E_p); fração da água de lixiviação (LR); lâmina bruta máxima de irrigação (L_{bm}); necessidade de irrigação bruta máxima da cultura (N_{bm}); e tempo de aplicação da água no solo (T). A Parte 2 compreende: distribuição das linhas laterais e traçado das tubulações no interior das parcelas; adoção do espaçamento entre aspersores e laterais; adoção do número de irrigações diárias e determinação do número de linhas laterais; determinação do número de aspersores por linha lateral; escolha do aspersor; e dimensionamento das linhas laterais. A Parte 3 compreende: definição do traçado da rede de distribuição e o dimensionamento das tubulações da rede e da altura manométrica, com base em critérios hidráulicos e econômicos; e dimensionamento do conjunto motobomba.

Solução**Parte 1****1.a - Lâmina líquida máxima de irrigação (L_{lm})** - Ver item 1.2.8:

$$L_{lm} = \frac{1}{10} (Cc - PM) D_{ar} Y Z_r = \frac{1}{10} (15 - 5) \times 1,38 \times 45 \times 0,70 = 43,5 \text{ mm}$$

1.b - Necessidade de irrigação líquida máxima da cultura (N_{lm}) – Ver itens 1.3.2:

Para: umidade relativa do ar = 60%; velocidade do vento = 3 m/s = 260 km/dia; tamanho da bordadura do tanque Classe A = 10 m, obtém-se (ver Quadro 1.7) $K_p = 0,7$.

$$E_{To} = E_{tanque} \times K_p = 10,2 \times 0,7 = 7,1 \text{ mm/dia}$$

Para o período de máxima demanda hídrica, a necessidade de irrigação líquida máxima da cultura coincide com a evapotranspiração potencial (ver Equação 1.8). O K_c médio, ao longo do ciclo vegetativo do tomate, é igual a 0,80 (ver Quadro 1.6), assim:

$$N_{lm} = E_{Tp} = 7,1 \text{ mm/dia} \times 0,80 = 5,7 \text{ mm/dia}$$

1.c - Frequência máxima de irrigação ($F_{m\acute{a}x}$) - Ver item 1.3.4:

$$F_{m\acute{a}x} \text{ (dias)} = \frac{L_{lm} \text{ (mm)}}{N_{lm} \text{ (mm/dia)}} = \frac{43,5}{5,7} = 7,6 \text{ dias}$$

Adota-se uma frequência de irrigação F_r , para o mês de outubro, igual a 7 dias.

A lâmina líquida de irrigação corrigida (L_l) será igual a $5,7 \text{ mm/dia} \times 7 \text{ dias} = 39,9 \text{ mm}$.

1.d - Eficiência da irrigação (E_f) - Ver item 2.6.2:

Para $L_l = 39,9 \text{ mm}$; $E_{To} = 7,1 \text{ mm/dia}$ e $V_{vento} = 10,8 \text{ km/h}$, o valor de E_a será de 64% (valor este obtido por interpolação através do Quadro 2.10). Como as perdas de água em redes de distribuição fechadas são pequenas, considera-se, neste exemplo, E_d igual a 95%. Assim:

$$E_f = E_a \times E_d = 0,64 \times 0,95 = 0,61 = 61\%$$

1.e - Fração da água de lixiviação (LR) - Ver Equação 1.12.

Para o tomate, considerando-se um nível de salinidade do solo que provoque uma redução no seu rendimento potencial de 10%, CE_e será igual a 3,5 mmhos/cm (ver Quadro 1.12), assim:

$$LR = \frac{CE_a}{5 CE_e - CE_a} = \frac{1,0}{(5 \times 3,5) - 1,0} = 0,06$$

Como o valor encontrado de LR é menor do que 0,1 não haverá necessidade da aplicação de lâmina de lixiviação no solo a irrigar.

1.f - Lâmina bruta de irrigação (L_b) - Ver Equação 2.13:

$$L_b = 100 \times \frac{L_1}{E_f} = 100 \times \frac{39,9}{61} = 65,4 \text{ mm} = 654 \text{ m}^3/\text{ha}$$

1.g - Necessidade de irrigação bruta no período de máxima demanda (N_{bm}) - Ver Equação 2.14:

$$N_b = 100 \times \frac{N_1}{E_f} = 100 \times \frac{5,7}{61} = 9,3 \text{ mm/dia}$$

1.h - Tempo de Aplicação da Água no Solo (T)

O tempo mínimo de aplicação da água no solo ($T_{\min}$) se obtém pela relação entre a lâmina bruta de irrigação e a intensidade de precipitação máxima admitida pelo solo. Esta última pode ser adotada como sendo igual à velocidade de infiltração básica do solo (V_b):

$$T_{\min} = \frac{L_b(\text{mm})}{V_b(\text{mm/h})} = \frac{65,4}{10,0} = 6,5 \text{ horas}$$

Adota-se uma duração da irrigação de 7 horas.

Parte 2

2.a - Distribuição das linhas laterais e traçado das tubulações no interior das parcelas - Ver item 2.7:

Adota-se a distribuição rotativa das linhas laterais sobre as tubulações de distribuição, conforme o esquema apresentado na Figura A2 deste exemplo.

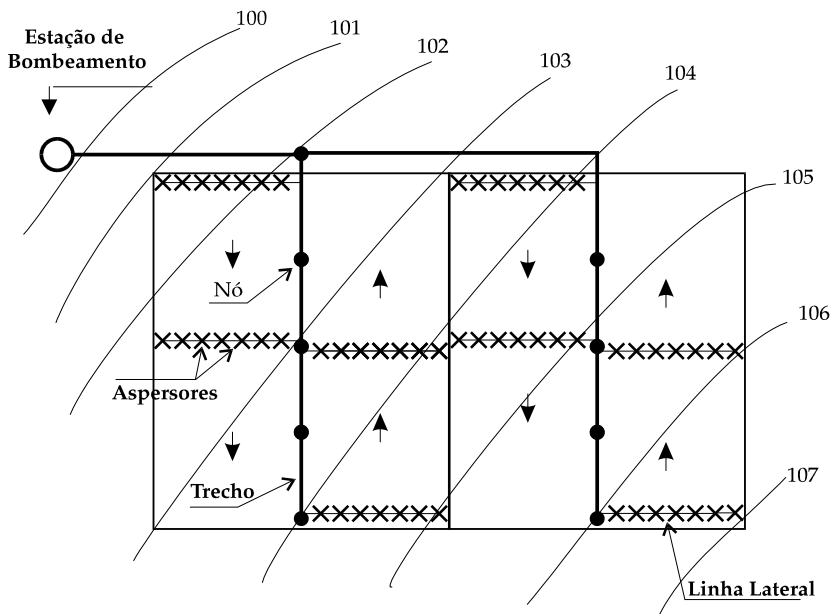


Figura A2 - Esquema de distribuição das tubulações nas parcelas

2.b - Adoção do espaçamento entre aspersores e laterais - Ver item 2.5.2:

O espaçamento adotado é de 12×18 , ou seja, 12 metros entre aspersores e 18 metros entre linhas laterais.

2.c - Adoção do número de irrigações diárias e determinação do número de linhas laterais para cada parcela – Ver orientação no Exemplo 2.6.

Adotam-se duas jornadas de irrigação diária, de sete horas cada, com a seguinte distribuição ao longo do dia: 06 - 13:00h → irrigação; 13 - 14:00h → mudança de laterais; 14 - 21:00h → irrigação; 05 - 06:00h → mudança de laterais.

$$\text{Número de espaços de 18 metros ao longo da parcela} = \frac{364}{18} = 20,22$$

Adotam-se 20 posições para as linhas laterais em cada lado da parcela, com a primeira situada a 12 metros do início, e a última situada a 10 metros do final da área a irrigar. Para uma frequência de irrigação de 7 dias, e com dois dias de descanso durante a semana, serão utilizados apenas os cinco dias úteis da semana para irrigar. Considerando que tem-se que atender 20 posições em cada lado da parcela, haverá, portanto, duas linhas laterais irrigando simultaneamente, em cada lado da parcela, duas vezes por dia, conforme o esquema apresentado na Figura A2. O comprimento da tubulação principal no interior da parcela será de 354 metros, ou seja $364 \text{ m} - 10 \text{ m}$.

2.d - Determinação do número de aspersores por linha lateral

$$\text{Número de espaços de 12 metros ao longo da lateral} = \frac{144}{12} = 12,0$$

Haverá, portanto, 12 aspersores em cada lateral, com o primeiro e o último situados a 6 metros das bordas (ver Figura A3). O comprimento de cada lateral será, então, de 138 metros.

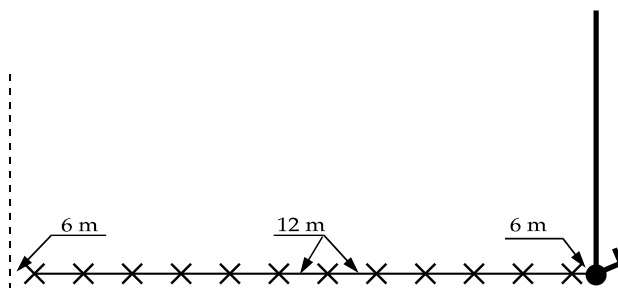


Figura A3 - Distribuição dos aspersores na linha lateral

2.e - Escolha do aspersor - Ver item 2.5.3:

$$\text{Precipitação do aspersor} = \frac{L_b(\text{mm})}{\text{Duração (horas)}} = \frac{65,4}{7} = 9,3 \text{ mm/h}$$

$$\text{Vazão do aspersor} = (12 \text{ m} \times 18 \text{ m}) \times 9,3 \times 10^{-3} \text{ m/h} = 2,01 \text{ m}^3/\text{h}$$

O Quadro A2 apresenta os dados relativos a um aspersor comercial, no qual podem ser observados os valores das pressões de serviço (P), das descargas (Q) e dos diâmetros molhados (D), segundo os diâmetros dos seus bocais.

Quadro A2 - Especificações técnicas do aspersor comercial

Diâmetros dos bocais (mm)	P (mca)	Q (m ³ /h)	D (m)
4,0 × 3,2	15	1,17	23
	20	1,35	24
	30	1,64	28
	40	1,89	29
	45	2,01	29
4,6 × 3,2	15	1,38	27
	20	1,59	29
	30	1,94	32
	40	2,22	32
	45	2,35	32
4,6 × 3,8	15	1,48	27
	20	1,71	29
	30	2,08	32
	40	2,39	32
	45	2,52	32
5,5 × 3,8	15	1,81	29
	20	2,12	30
	30	2,59	32
	40	2,98	35
	45	3,15	35
5,5 × 4,2	15	2,02	29
	20	2,33	30
	30	2,83	32
	40	3,27	35
	45	3,47	35

Em função do valor calculado da descarga do aspersor (2,01 m³/h), podem ser determinados, por meio do Quadro A2, por interpolação, os valores da pressão de serviço e do diâmetro molhado. Esses valores são iguais, respectivamente, a 28,1 mca e 31 m, para o aspersor com os bocais de 4,6 × 3,8 milímetros. De acordo com as recomendações mostradas no Quadro 2.5, para uma velocidade do vento de 3,0 m/s (10,8 km/h), a distância máxima entre aspersores não deve superar 12,4 metros (0,8 × 31/2), e a distância entre linhas laterais deve ser inferior a 20,2 metros (1,3 × 31/2). Portanto, o espaçamento adotado de 12 × 18 metros cumpre as recomendações ora apresentadas.

2.f - Dimensionamento das linhas laterais - Ver item 4.6:

$$\text{Vazão de entrada na lateral: } q_{\text{lateral}} = 12 \times 2,01 \text{ m}^3/\text{h} = 24,1 \text{ m}^3/\text{h} = 6,7 \text{ L/s}$$

Coefficiente de rugosidade C da fórmula de Hazen-Williams = 145 (Quadro 4.3).

Perda de carga máxima admitida na lateral = $(0,20 \times 28,1 \text{ mca}) - 1,0 = 4,6 \text{ mca}$ (ver inequação 4.21).

Coefficiente F de redução da perda de carga contínua ao longo da lateral = 0,367 (Ver Quadro 4.7).

Perda admitida na lateral considerada sem aspersores = $4,6/0,367 = 12,53 \text{ mca}$.

Perda unitária na lateral sem aspersores = $12,53/138 = 0,0908 \text{ m/m}$

Aplicando-se a Equação de Hazen-Williams (ver Equação 4.11), obtém-se um valor para o diâmetro mínimo para a lateral igual a 0,060 m = 60 mm. O diâmetro nominal imediatamente superior é o de 3", cujo diâmetro interno para a tubulação comercial disponível no mercado (tubulação móvel) é igual a 70,5 mm, com uma pressão nominal de 80 mca. Aplicando-se a Equação de Hazen-Williams para o diâmetro interno de 70,5 mm, com o coeficiente de redução F de 0,367, a perda de carga na linha lateral será de 2,05 mca. A pressão à entrada da linha lateral (ver Equação 4.18), considerando um desnível médio ao longo da tubulação de 0,5 metros (ver Figura A2), uma altura no tubo de subida de 0,5 m e uma perda localizada no hidrante de 1,5 m, será:

$$H = 28,1 + (0,75 \times 2,05) + 0,5 + 0,5 + 1,5 = 32,1 \text{ mca}$$

Parte 3

3.a - Definição do traçado da rede de distribuição

O traçado adotado apresenta a forma mostrada na Figuras A2.

3.b - Dimensionamento das tubulações da rede de distribuição e da altura manométrica, com base em critérios hidráulicos e econômicos.

As Figuras A4 e A5 mostram os dados básicos da rede a ser dimensionada pelo método de otimização Lenhsnet, descrito no item 8.3.3, cujo traçado está ilustrado na Figura A6. A Figura A6 apresenta, também, os resultados do dimensionamento, onde podem ser observados os diâmetros dos trechos e as pressões nos nós. No Quadro A1, apresentado anteriormente, estão os dados sobre os tubos de PVC necessários ao dimensionamento da rede de distribuição. O número de horas de bombeamento diário é de 14, conforme definido no item 2.c.

Após a realização do processo de otimização, os dados do dimensionamento podem ser observados nas Figuras A6, onde estão os valores dos diâmetros dos trechos e as pressões nos nós, e na Figura A7, na qual aparecem os valores da altura manométrica do sistema de bombeamento (46,49 mca) e os custos de implantação das tubulações (\$ 70.820,40) e de energia atualizado (\$ 142.965,27).

Tabela da Rede - Trechos				Tabela da Rede - Nós		
Identificador do Trecho	Comprimento m	Rugosidade	Vazão LPS	Identificador do Nó	Cota m	Consumo-Bas
Tubulação 1	84	140	6.70	Nó 1	106	6.7
Tubulação 2	90	140	13.40	Nó 2	105.5	6.7
Tubulação 3	90	140	20.10	Nó 3	105	6.7
Tubulação 4	378	140	26.80	Nó 4	104.5	6.7
Tubulação 5	84	140	6.70	Nó 5	104	6.7
Tubulação 6	90	140	13.40	Nó 6	103.5	6.7
Tubulação 7	90	140	20.10	Nó 7	103	6.7
Tubulação 8	90	140	26.80	Nó 8	102.5	6.7
Tubulação 9	294	140	53.60	Nó 9	102	0
				RNF 10	146.49	#N/A

Figura A4 – Tabelas de dados da rede de distribuição

Dados do Projeto

Cota Piezométrica na Origem:

Trechos Ignorados: Unidade de Vazão:

Limites:

- ☐ Sim ☒ Não Velocidade Máxima = m/s
- ☐ Sim ☒ Não Velocidade Mínima = m/s
- ☐ Sim ☒ Não Pressão Máxima = mca
- ☐ Sim ☒ Não Pressão Mínima = mca

Cota de Cabeceira Fixa | Cota de Cabeceira Variável

Q = l/s Cota do nível d'água na origem = m

η = %

n = ano

i = % aa

e = % aa

T = \$/kWh

Nb = h/dia

Fator de atualização:

☒ Calculado ☐ Informado

Fa =

Ge = \$/m

Figura A5 – Dados do projeto – programa Lenhsnet

3.c - Potência requerida pela bomba

A potência requerida pela bomba será:

$$P = \frac{Q(L/s) \times H_m(m)}{75 \times \eta} = \frac{53,6 \times 46,49}{75 \times 0,70} = 47,5 \text{ cv} \rightarrow 0,736 \times 47,5 = 35,0 \text{ kW}$$

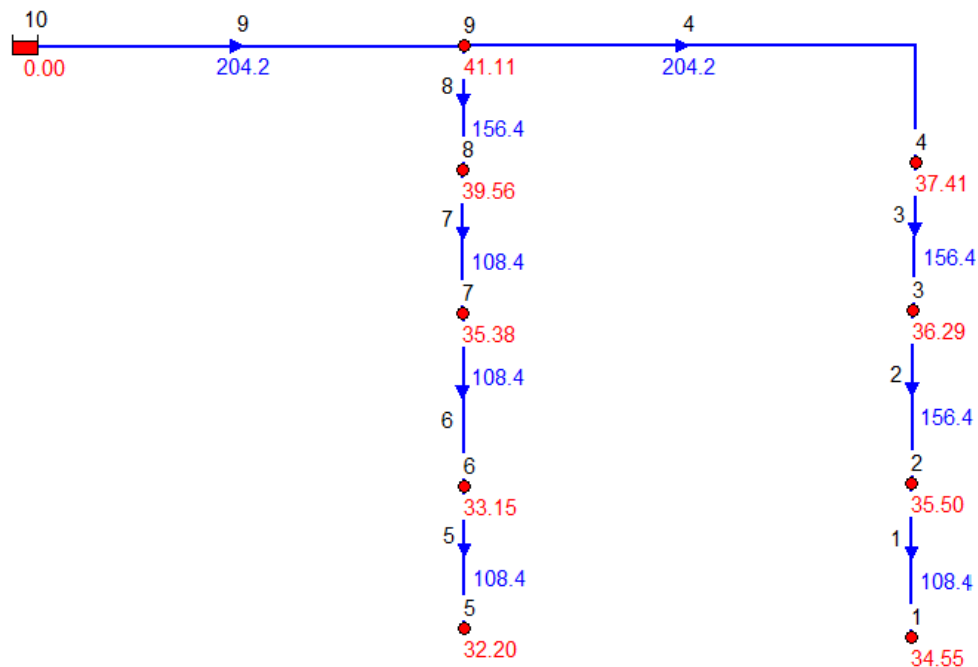


Figura A6 - Traçado da rede e resultados do dimensionamento

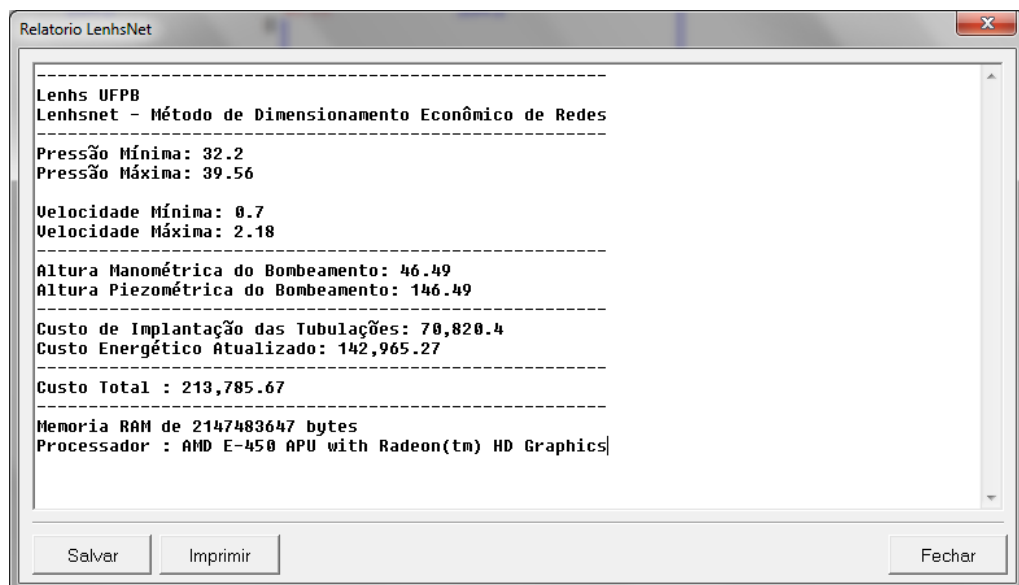


Figura A7 – Relatório com os dados dos custos otimizados

A2: Dimensionamento de um Sistema por Gotejamento e Microaspersão

No presente exemplo, pretende-se dimensionar as instalações de um projeto de irrigação para uma área situada no município de Mossoró – RN, a ser cultivada com melão, graviola e manga. O Quadro A3 sintetiza os dados sobre as culturas a serem implantadas, enquanto que a Figura A8 apresenta um esboço da área a ser beneficiada. Os demais dados técnicos disponíveis para o dimensionamento são:

Dados sobre o solo:

- Textura: francoarenosa.
- Profundidade média = 0,8 metros.
- Capacidade de campo = 7,17% do peso do solo.
- Ponto de murcha = 2,68% do peso do solo.
- Velocidade de infiltração básica = 25,0 mm/h.
- Densidade aparente = 1,37 g/cm³.

Quadro A3 – Dados das culturas a serem implantadas

Cultura	Melão	Graviola	Manga
Área (ha)	6,0	2,5	2,8
Ciclo médio (dias)	90	Perene	Perene
Dias de irrigação por mês	30	30	30
Método de irrigação	Gotejamento	Microaspersão	Microaspersão
Espaçamento (m × m)	0,5 × 2,0	6,0 × 8,0	5,0 × 10,0
Profundidade efetiva (cm)	60	80	100
Coefficiente de cultivo (Kc) *	1,00	0,75	0,75
Déficit hídrico tolerável (%)	30	50	50

* Valores correspondentes ao período de maturação da planta

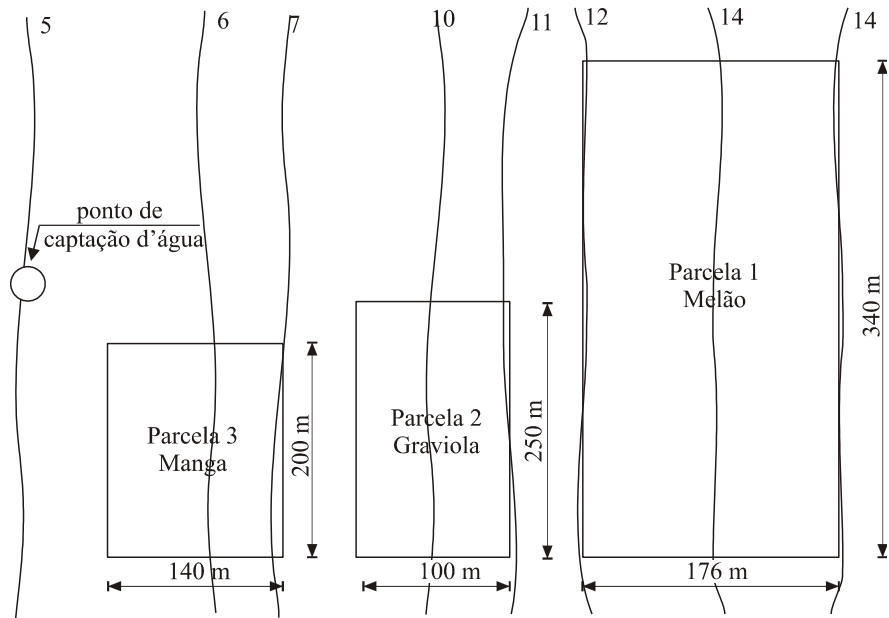


Figura A8 - Esquema da área a ser irrigada

Dados sobre o clima no mês de máxima demanda (novembro):

- velocidade máxima do vento = 4,0 m/s;
- evapotranspiração de referência (ET_o), no mês de máxima demanda = 6 mm/dia;
- umidade relativa do ar, no mês de máxima demanda = 64%.

Dados sobre a qualidade da água:

- condutividade elétrica da água, medida a 25° C: CE_a = 2,03 dS/m;
- classificação da água: C₃S₁.

Dados sobre a energia e o conjunto motobomba:

- rendimento esperado do conjunto = 70%;
- número de horas de bombeamento diário = 12;
- cota de captação do bombeamento = 5,0 m;
- custo do kWh = \$ 0,22;
- taxa de juro anual = 6%;
- taxa anual de aumento da energia = 4%.

Dados sobre os equipamentos:

- tubulações de distribuição e de derivação de PVC e linhas laterais de polietileno;
- vida útil dos equipamentos = 10 anos;
- preços dos tubos: Ver Quadro A4;
- altura do tubo de subida do microaspersor = 0,5 m;
- coeficiente de rugosidade dos tubos da fórmula de Darcy-Weisbach = 0,02 mm;
- perda de carga localizada no cabeçal de controle = 8,0 mca.

Quadro A4 - Preços dos tubos de PVC PBL PN 60

D. Nominal	D. Interno (mm)	Preço (\$/m)	D. Nominal	D. Interno (mm)	Preço (\$/m)
50	48,1	21.6	125	120,0	66.7
75	72,5	36.1	150	144,0	83.3
100	97,6	58.2			

Roteiro seguido para o dimensionamento

O roteiro adotado neste exemplo se divide em duas partes: Parte 1 – determinação das características hidroagrícolas da área a ser irrigada, para o período mais desfavorável da irrigação (mês de máxima demanda hídrica); definição do *layout* das parcelas; escolha dos emissores dos sistemas de irrigação e determinação das grandezas hidráulicas (vazão e pressão) requeridas nas entradas das linhas laterais; Parte 2 – dimensionamento da rede de tubulações e do conjunto motobomba, com base nos critérios hidráulicos e econômicos.

Parte 1. Parcela 1, a ser irrigada com melão

1.a - Lâmina líquida máxima de irrigação (L_{lm}) - Ver Equação 3.13.

Admite-se uma porcentagem de solo molhado (P_m) de 100%.

$$L_{lm} = \frac{1}{10} (C_c - PM) D_{ar} Y Z_r \frac{P_m}{100} = \frac{1}{10} (7,17 - 2,68) \times 1,37 \times 30 \times 0,60 \times \frac{100}{100}$$

$$L_{lm} = 11,1 \text{ mm}$$

1.b - Necessidade de irrigação líquida máxima da cultura (N_{lm}) – Ver Equação 3.8.

Como o melão, cultivado no espaçamento de 0,5 por 2,0 metros, cobre totalmente o terreno no seu desenvolvimento máximo, o índice de cobertura da planta é de 100%, ou seja, IC = 1. Portanto, o fator de redução (fr) será igual à unidade (ver Equações 3.9 e 3.10).

$$N_{lm} = ET_p \times fr = ET_o \times K_c \times fr = 6,0 \text{ mm/dia} \times 1,0 \times 1,0 = 6,0 \text{ mm/dia}$$

1.c - Intervalo máximo da irrigação - Ver item 1.3.4.

$$Fr \text{ (dias)} = \frac{L_{lm} \text{ (mm)}}{N_{lm} \text{ (mm/dia)}} = \frac{11,1}{6,0} = 1,8 \text{ dias}$$

Adota-se uma frequência de irrigação Fr, para o mês de novembro, igual a 1 dia (normalmente nos sistemas de irrigação localizada, gotejamento e microaspersão, utilizam-se turnos de rega de um dia).

A lâmina líquida de irrigação corrigida (L_i) será igual a $6,0 \text{ mm/dia} \times 1 \text{ dia} = 6,0 \text{ mm}$.

1.d - Eficiência da irrigação (E_f) - Ver item 3.3:

De acordo com o Quadro 3.4, para uma planta com profundidade radicular inferior a 75 cm, cultivada em um solo de textura arenosa, num clima árido, o valor do coeficiente de transmissividade (Tr) é igual a 0,90. Com base no Quadro 3.6, o valor do coeficiente de uniformidade (C_u) admitido é de 0,90. Assim, por meio da Equação 3.4, o valor estimado da eficiência de irrigação será:

$$E_f = Tr \times C_u = 0,90 \times 0,90 = 0,81 = 81\%$$

1.e - Fração da água de lixiviação (LR) - Ver Equação 1.13.

Para o melão, considerando-se um nível de salinidade do solo que provoque uma redução máxima no seu rendimento potencial, CEE será igual a 16,0 dS/m (ver Quadro 1.12).

$$LR = \frac{CEa}{2 CEE} = \frac{2,03}{2 \times 16,0} = 0,06$$

Como o valor encontrado de LR é menor do que 0,1, não haverá necessidade de se aplicar lâmina de lixiviação no solo a irrigar.

1.f - Necessidade de irrigação bruta no período de máxima demanda (N_{bm})

$$N_b = 100 \times \frac{N_l}{E_f} = 100 \times \frac{6,0}{81} = 7,4 \text{ mm/dia}$$

Esse valor corresponde a um volume requerido de $7,4 \times 2,0 \times 0,5 = 7,4 \text{ L/planta/dia}$.

1.g - Lâmina bruta de irrigação (L_b)

$$L_b = N_b \times Fr = 7,4 \text{ mm/dia} \times 1 \text{ dia} = 7,4 \text{ mm}$$

1.h – Tempo diário de aplicação da água no solo

Considerando-se um tempo disponível diário de bombeamento (t_b) de doze horas, quatro unidades operacionais (N) para a parcela a ser irrigada por gotejamento e um turno de rega de um dia, o tempo diário de aplicação da irrigação será:

$$t_r = \frac{t_h Fr}{N} = \frac{12 \text{ h} \times 1}{4} = 3 \text{ horas}$$

1.i – Escolha do emissor

Adotando-se um emissor por planta, espaçado a cada meio metro, a vazão (q) do gotejador será dada por (ver Equação 3.19):

$$q = \frac{L_b A}{t_r n} = \frac{7,4 \times 2,0 \times 0,5}{3 \times 1} = 2,5 \text{ L/h}$$

O Quadro A5 apresenta as especificações técnicas de um gotejador regular, que é fabricado integrado à tubulação de polietileno (linha lateral). As tubulações com gotejadores integrados podem ser fornecidas com emissores com diversos espaçamentos, conforme as especificações técnicas mostradas no Quadro A6. Os gotejadores, integrados às tubulações, podem ser obtidos nos seguintes diâmetros e vazões nominais:

12 mm de diâmetro: 2 L/h (12-2)

16 mm de diâmetro: 1, 2, 4 e 8 L/h (16-1, 16-2, 16-4 e 16-8)

20 mm de diâmetro: 1,2 e 2 L/h (20-1,2 e 20-2).

Os diâmetros antes apresentados correspondem a seus valores internos.

Quadro A5 – Vazão do gotejador (L/h), segundo a pressão de serviço (mca), diâmetro (mm) e descarga nominal do emissor (L/h).

H (mca)	Gotejador						
	12-2	16-1	16-2	16-4	16-8	20-1,2	20-2
5	1,30	0,80	1,50	2,50	3,80	0,80	1,70
10	1,90	1,00	2,20	3,60	5,45	1,15	2,50
15	2,30	1,20	2,75	4,50	6,50	1,40	3,10
20	2,70	1,40	3,20	5,20	7,70	1,60	3,60
25	3,00	1,60	3,60	5,80	8,60	1,80	3,95
30	3,30	1,80	3,95	6,40	9,55	2,00	4,30
35	3,60	2,00	4,25	6,70	10,50	2,15	4,60

O Quadro A5 fornece os valores reais das vazões dos gotejadores, que dependem da pressão de serviço e do diâmetro e vazão nominal do emissor. Por sua vez, o Quadro A6 apresenta os valores máximos recomendados para os comprimentos das linhas laterais (para terrenos planos), segundo o espaçamento entre gotejadores, o diâmetro e a vazão nominal do emissor. Segundo os dados do fabricante, as variações de pressão, devido às perdas de carga ocorridas ao longo das linhas laterais, com os comprimentos apresentados no Quadro A6, ocasionam variações de, aproximadamente, 5% na vazão do emissor.

De acordo com a vazão calculada para o gotejador ($q = 2,5 \text{ L/h}$) e em função do comprimento das linhas laterais da parcela a ser irrigada por gotejamento, obtém-se, através dos Quadros A5 e A6, o gotejador mais adequado para o projeto. Segundo o *layout* da parcela (ver Figura A9), com as dimensões apresentadas na figura A8, o comprimento das linhas laterais da parcela a ser irrigada por gotejamento é de 85 metros. Com base no Quadro A6, para o espaçamento entre gotejadores de 0,5 metros, os gotejadores que atendem à restrição do comprimento máximo da lateral são os emissores 16-1, 16-2, 20-1,2 e 20-2. A partir do valor calculado para a vazão do gotejador ($q = 2,5 \text{ L/h}$) e dos dados apresentados no Quadro A5, os emissores 16-1 e 20-1,2 podem ser descartados. Considerando-se o aspecto econômico,

entre os gotejadores 16-2 e 20-2, deve-se optar pelo emissor 16-2, que será o adotado para o projeto.

Quadro A6 – Comprimento máximo recomendado (m) da linha lateral, segundo o espaçamento entre gotejadores (m), diâmetro (mm) e descarga nominal do emissor (L/h).

S (m)	Gotejador						
	12-2	16-1	16-2	16-4	16-8	20-1,2	20-2
0,30	40	98	59	44	34	150	79
0,50	60	145	87	65	50	217	120
0,75	80	194	116	86	68	287	165
1,00	99	239	142	102	83	351	204
1,25	116	280	165	125	96	409	240
1,50	132	296	180	136	109	450	274

A partir da vazão calculada para o gotejador ($q = 2,5$ L/h) pode-se obter, por meio das Equações 3.2 e 3.3 e com a utilização dos dados do Quadro A5, o valor da pressão de serviço média do emissor, ou seja:

$$q = C_d h^x \quad \text{e} \quad x = \frac{\log \left(\frac{q_1}{q_2} \right)}{\log \left(\frac{h_1}{h_2} \right)}$$

$$x = \frac{\log \left(\frac{2,20}{2,75} \right)}{\log \left(\frac{10}{15} \right)} = 0,56 \quad 2,2 = C_d 10^{0,56} \therefore C_d = 0,61$$

$$2,5 = 0,61 h^{0,56} \therefore h = 12,7 \text{ mca}$$

Pressão de serviço média do gotejador: $h = 12,7$ mca.

Através do Quadro A6, observa-se que o comprimento máximo recomendado para as linhas laterais, com o gotejador 16-2 e o espaçamento entre emissores de 0,5 m, é de 87 m, que é superior ao valor adotado de projeto ($L = 85$ m).

1.j - Distribuição das linhas laterais e traçado das tubulações no interior das parcelas:

Adota-se o traçado das linhas laterais e das tubulações de derivação de acordo com o esquema ou *layout* apresentado na Figura A9. A parcela, a ser irrigada com melão, terá quatro unidades operacionais, que serão irrigadas separadamente a cada três horas, durante o período de doze horas de irrigação diária. Para cada unidade operacional haverá uma válvula, situada na entrada da tubulação de derivação, para controlar a passagem da água para o interior da unidade.

1.k - Número de gotejadores por linha lateral:

O número de gotejadores, por linha lateral, será de $85 \text{ m} / 0,5 \text{ m} = 170$.

1.l - Número de linhas laterais por unidade de irrigação:

$$\frac{88 \text{ m}}{2 \text{ m}} \times 2 = 88$$

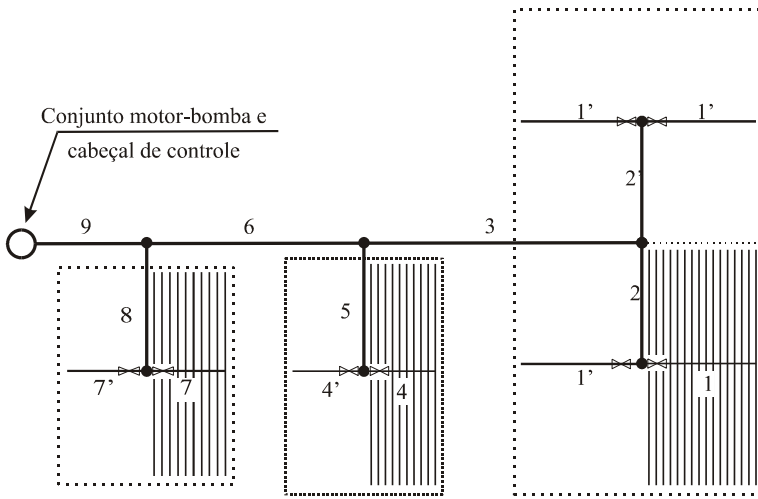


Figura A9 - Esquema da distribuição das tubulações da área a ser irrigada

1.m – Vazão na entrada da linha lateral:

$$Q = 170 \times 2,5 \text{ L/h} = 425 \text{ L/h} = 0,425 \text{ m}^3/\text{h}$$

1.n – Pressão requerida na entrada da lateral – Ver Equação 4.18

A perda de carga unitária, ao longo da linha lateral sem saída, será calculada por meio da Equação de Darcy-Weissbach (Equação 4.5), onde o coeficiente de atrito “f” se determinará pela fórmula de Blasius (Equação 4.10):

$$j = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}, \quad \text{onde} \quad V = \frac{0,425/3600}{3,14 \times (0,016)^2/4} = 0,6 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{0,6 \times 0,016}{1,004 \times 10^{-6}} = 9.562 \quad \text{e} \quad f = 0,316 (Re)^{-0,25} = 0,032$$

$$\text{Assim, } j = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{0,032}{0,016} \times \frac{(0,6)^2}{2 \times 9,8} = 0,037 \text{ m/m}$$

Para um número de gotejadores na lateral igual a 170, o coeficiente de redução F será de 0,351 (ver Quadro 4.7).

A perda de carga total h_f será igual a $0,037 \text{ m/m} \times 85 \text{ m} \times 0,351 = 1,1 \text{ mca}$.

A pressão (H) requerida na entrada da linha lateral será:

$$H = h + 0,75h_f \pm \frac{\Delta Z}{2} = 12,7 + (0,75 \times 1,1) = 13,5 \text{ mca}$$

$\Delta Z/2$ é desprezível, já que as linhas laterais estão instaladas em um relevo aproximadamente plano.

1.o – Vazão nas entradas das linhas de derivação:

$$Q = 425 \text{ L/h} \times \frac{88 \text{ m}}{2 \text{ m}} \times 2 = 37,4 \text{ m}^3/\text{h} = 10,4 \text{ L/s}$$

Parcela 2: A ser irrigada com graviola**1.a - Lâmina líquida máxima de irrigação (L_{lm})** - Ver Equação 3.13:

Admite-se uma porcentagem de solo molhado (P_m) de 40%.

$$L_{lm} = \frac{1}{10} (C_c - P_m) D_{ar} Y Z_r \frac{P_m}{100} = \frac{1}{10} (7,17 - 2,68) \times 1,37 \times 50 \times 0,80 \times \frac{40}{100} = 9,8 \text{ mm}$$

1.b - Necessidade de irrigação líquida máxima da cultura (N_{lm}) – Ver Equação 3.8:

$$N_{lm} = ET_p \times fr = ET_o \times K_c \times fr$$

Através da Equação 3.9, o fator de redução (fr) pode ser dado por:

$$fr = IC + 0,5 (1 - IC)$$

O valor do índice de cobertura (IC) para o cultivo de graviola, com o espaçamento de $6,0 \times 8,0$ metros, é inferior a 0,5. No entanto, o valor mínimo de IC , recomendado para árvores frutíferas, quando a planta atinge seu desenvolvimento máximo, é de 0,6. Assim:

$$fr = IC + 0,5 (1 - IC) = 0,6 + 0,5(1 - 0,6) = 0,8$$

$$N_{lm} = ET_p \times fr = ET_o \times K_c \times fr = 6,0 \text{ mm/dia} \times 0,75 \times 0,8 = 3,6 \text{ mm/dia}$$

1.c - Intervalo máximo da irrigação - Ver item 1.3.4:

$$Fr (\text{dias}) = \frac{L_{lm} (\text{mm})}{N_{lm} (\text{mm/dia})} = \frac{9,8}{3,6} = 2,7 \text{ dias}$$

Adota-se uma frequência de irrigação Fr , para o mês de novembro, igual a 1 dia. A lâmina líquida de irrigação corrigida (L_i) será igual a $3,6 \text{ mm/dia} \times 1 \text{ dia} = 3,6 \text{ mm}$.

1.d - Eficiência da irrigação (E_f):

Admite-se uma eficiência de irrigação para a parcela a ser irrigada por microaspersão (com graviola) de 80%.

1.e - Fração da água de lixiviação (LR) - Ver Equação 1.13.

Estima-se o valor máximo de CE_e para a graviola igual a 10 dS/m.

$$LR = \frac{CE_a}{2 CE_e} = \frac{2,03}{2 \times 10,0} = 0,1$$

1.f - Necessidade de irrigação bruta no período de máxima demanda (N_{bm}):

$$N_b = 100 \frac{N_l}{E_f (1 - LR)} = 100 \times \frac{3,6}{80 \times 0,9} = 5,0 \text{ mm/dia}$$

Esse valor corresponde a um volume requerido de $5,0 \times 6,0 \times 8,0 = 240 \text{ L/planta/dia}$.

1.g - Lâmina bruta de irrigação (L_b):

$$L_b = N_b \times Fr = 5,0 \text{ mm/dia} \times 1 \text{ dia} = 5,0 \text{ mm}$$

1.h – Tempo diário de aplicação da água no solo (t_r): ver Equação 3.20.

Considerando-se um tempo disponível diário de bombeamento (t_h) de doze horas, duas unidades operacionais (N) para a parcela a ser irrigada por microaspersão (graviola) e um turno de rega de um dia, o tempo diário de aplicação da irrigação será:

$$t_r = \frac{t_h Fr}{N} = \frac{12 \text{ h} \times 1}{2} = 6 \text{ horas}$$

1.i – Escolha do emissor

Adotando-se um microaspersor por planta, a vazão (q) do emissor será (ver Equação 3.19):

$$q = \frac{L_b A}{t_r n} = \frac{5,0 \times 6,0 \times 8,0}{6 \times 1} = 40 \text{ L/h}$$

O Quadro A7 apresenta as especificações técnicas de um microaspersor regular. Os valores dos diâmetros molhados apresentados nesse quadro dependem também do tipo de difusor ou rotor do emissor. Para a irrigação de fruteiras, com grandes espaçamentos, deve-se escolher o microaspersor de maior alcance (Extra Range). A partir da vazão calculada para o microaspersor ($q = 40 \text{ L/h}$) obtém-se, através do Quadro A7, por interpolação, o valor da pressão de serviço média, que será de 19 mca. O diâmetro molhado terá um valor próximo a 6 metros (Extra Range).

Quadro A7 – Vazão (q) e diâmetro molhado do microaspersor, segundo a pressão de serviço (h), para o emissor com o diâmetro do bocal (d) de 0,9 mm.

d (mm)	h (mca)	q (L/h)	Diâmetro molhado (m)		
			Small sprayer	Mini Range	Extra Range
0,9	10	29	1,8	1,7	5,0
“	15	36	2,2	2,0	5,6
“	20	41	2,3	2,4	6,0
“	25	46	2,4	3,0	6,2
“	30	50	2,5	3,2	6,4

1.j - Distribuição das linhas laterais e traçado das tubulações no interior das parcelas

Adota-se o traçado das linhas laterais e das tubulações de derivação de acordo com o esquema ou *layout* apresentado na Figura A9. A parcela terá duas unidades operacionais, que serão irrigadas separadamente a cada seis horas, durante o período de doze horas de irrigação diária.

1.k - Número de microaspersores por linha lateral

$$\frac{125 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 21$$

1.1 - Número de linhas laterais por unidade de irrigação

$$\frac{50 \text{ m}}{8 \text{ m}} \times 2 = 12$$

1.m – Vazão na entrada da linha lateral

$$Q = 21 \times 40 \text{ L/h} = 840 \text{ L/h} = 0,84 \text{ m}^3/\text{h}$$

1.n – Pressão requerida na entrada da lateral

Adotando-se linhas laterais de polietileno, com diâmetro nominal de 20 mm (diâmetro interno de 17 mm - PN40), a perda de carga unitária ao longo da linha lateral sem saída, calculada através da fórmula de Darcy-Weissbach, será:

$$j = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}, \text{ onde } V = \frac{0,84/3600}{3,14 \times (0,017)^2 / 4} = 1,03 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{1,03 \times 0,017}{1,004 \times 10^{-6}} = 17.440 \text{ e } f = 0,316 (Re)^{-0,25} = 0,027$$

$$\text{Assim, } j = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{0,027}{0,017} \times \frac{(1,03)^2}{2 \times 9,8} = 0,086 \text{ m/m}$$

Para um número de emissores na lateral igual a 21 (F igual a 0,354), a perda de carga total h_f será igual a $0,086 \text{ m/m} \times 125 \text{ m} \times 0,354 = 3,8 \text{ mca}$. Esse valor da perda de carga é maior do que 10% da pressão de serviço do microaspersor ¹. Adotando-se uma tubulação de 25 milímetros de diâmetro nominal (diâmetro interno de 21 mm), a perda de carga total ao longo da linha lateral (h_f) - calculada através da fórmula de Darcy-Weissbach, com o coeficiente de atrito determinado pela Equação de Blasius - será igual a 1,4 mca. Esse valor é menor do que 10% da pressão de serviço do microaspersor (1,9 mca).

A pressão (H) requerida na entrada da lateral será:

$$H = h + 0,75h_f + h_a \pm \frac{\Delta Z}{2} = 19 + (0,75 \times 1,4) + 0,5 = 20,6 \text{ mca}$$

$\Delta Z/2$ é desprezível, já que as linhas laterais estão instaladas em um relevo aproximadamente plano.

1.o – Vazão nas entradas das linhas de derivação:

$$Q = 0,84 \text{ m}^3/\text{h} \times 12 = 10,1 \text{ m}^3/\text{h} = 2,8 \text{ L/s}$$

Parcela 3: A ser irrigada com manga**1.a - Lâmina líquida máxima de irrigação (L_{lm})**

Admite-se uma porcentagem de solo molhado (P_m) de 30%.

¹ Nos sistemas de irrigação localizada (gotejamento e microaspersão), admite-se uma diferença de pressão, no interior das unidades, de 20% da pressão de serviço do emissor. Em termos práticos, costuma-se admitir uma perda de 10% ao longo das laterais, e dos outros 10% ao longo da linha de derivação da unidade de irrigação.

$$L_{lm} = \frac{1}{10} (Cc - PM) D_{ar} Y Z_r \frac{P_m}{100} = \frac{1}{10} (7,17 - 2,68) \times 1,37 \times 50 \times 0,80 \times \frac{30}{100} = 7,4 \text{ mm}$$

1.b - Necessidade de irrigação líquida máxima da cultura (N_{lm})

$$N_{lm} = ET_p \times fr = ET_o \times K_c \times fr \quad fr = IC + 0,5 (1 - IC)$$

Para IC igual a 0,6 tem-se $fr = 0,8$

$$N_{lm} = ET_p \times fr = ET_o \times K_c \times fr = 6,0 \text{ mm/dia} \times 0,75 \times 0,8 = 3,6 \text{ mm/dia}$$

1.c - Intervalo máximo da irrigação

$$Fr \text{ (dias)} = \frac{L_{lm} \text{ (mm)}}{N_{lm} \text{ (mm/dia)}} = \frac{7,4}{3,6} = 2,1 \text{ dias}$$

Adota-se uma frequência de irrigação Fr , para o mês de novembro, igual a 1 dia. A lâmina líquida de irrigação corrigida (L_i) será igual a $3,6 \text{ mm/dia} \times 1 \text{ dia} = 3,6 \text{ mm}$.

1.d - Eficiência da irrigação (E_f):

Admite-se uma eficiência de irrigação, para a parcela a ser irrigada por microaspersão (com manga), de 80%.

1.e - Fração da água de lixiviação (LR)

Estima-se o valor máximo de CE_e para a manga igual a 10 dS/m.

$$LR = \frac{CE_a}{2 CE_e} = \frac{2,03}{2 \times 10,0} = 0,1$$

1.f - Necessidade de irrigação bruta no período de máxima demanda (N_{bm}):

$$N_b = 100 \frac{N_l}{E_f (1 - LR)} = 100 \times \frac{3,6}{80 \times 0,9} = 5,0 \text{ mm/dia}$$

Esse valor corresponde a um volume requerido de $5,0 \times 5,0 \times 10,0 = 250 \text{ L/planta/dia}$

1.g - Lâmina bruta de irrigação (L_b):

$$L_b = N_b \times Fr = 5,0 \text{ mm/dia} \times 1 \text{ dia} = 5,0 \text{ mm}$$

1.h - Tempo diário de aplicação da água no solo (t_r)

Considerando-se um tempo disponível diário de bombeamento (t_b) de doze horas, duas unidades operacionais (N) para a parcela a ser irrigada por manga e um turno de rega de um dia, o tempo diário de aplicação da irrigação será:

$$t_r = \frac{t_b Fr}{N} = \frac{12 \text{ h} \times 1}{2} = 6 \text{ horas}$$

1.i - Escolha do emissor

Adotando-se um microaspersor por planta, a vazão (q) do emissor será:

$$q = \frac{L_b A}{t_r n} = \frac{5,0 \times 5,0 \times 10,0}{6 \times 1} = 42 \text{ L/h}$$

A partir da vazão calculada para o microaspersor ($q = 42 \text{ L/h}$), obtém-se, através do Quadro A7, por interpolação, os valores da pressão de serviço média e do diâmetro molhado, que são iguais, respectivamente, a 21 mca e 6,0 metros (microaspersor tipo Extra Range).

1.j - Distribuição das linhas laterais e traçado das tubulações no interior das parcelas:

Adota-se o traçado das linhas laterais e das tubulações de derivação de acordo com o esquema ou *layout* apresentado na Figura A9. A parcela terá duas unidades operacionais, que serão irrigadas separadamente a cada seis horas, durante o período de doze horas de irrigação diária.

1.k - Número de microaspersores por linha lateral:

$$\frac{100 \text{ m}}{5 \text{ m}} = 20$$

1.l - Número de linhas laterais por unidade de irrigação:

$$\frac{70 \text{ m}}{10 \text{ m}} \times 2 = 14$$

1.m - Vazão na entrada da linha lateral:

$$Q = 20 \times 42 \text{ L/h} = 840 \text{ L/h} = 0,84 \text{ m}^3/\text{h}$$

1.n - Pressão requerida na entrada da lateral

Adotando-se linhas laterais de polietileno, com diâmetro nominal de 25 mm (diâmetro interno de 21 mm - PN40), a perda de carga unitária ao longo da linha lateral sem saída, calculada através da fórmula de Darcy-Weissbach (com o coeficiente de atrito determinado pela fórmula de Blasius), será de 0,032 m/m. Para um número de emissores na lateral igual a 20 (F igual a 0,354), a perda de carga total h_f será igual a $0,032 \text{ m/m} \times 100 \text{ m} \times 0,354 = 1,1 \text{ mca}$. Esse valor atende à recomendação de que a perda de carga ao longo da lateral deve ser inferior a 10% da pressão de serviço do emissor.

A pressão (H) requerida na entrada da lateral será:

$$H = h + 0,75h_f + h_a \pm \frac{\Delta Z}{2} = 21 + (0,75 \times 1,1) + 0,5 = 22,3 \text{ mca}$$

$\Delta Z/2$ é desprezível, já que as linhas laterais estão instaladas em um relevo aproximadamente plano.

1.o - Vazão nas entradas das linhas de derivação

$$Q = 0,84 \text{ m}^3/\text{h} \times 14 = 11,8 \text{ m}^3/\text{h} = 3,3 \text{ L/s}$$

Parte 2:

2.a - Definição do traçado da rede de distribuição:

O traçado adotado, com a definição dos trechos da rede de distribuição, apresenta a forma mostrada na Figura A9.

2.b - Dimensionamento das tubulações da rede de distribuição e da altura manométrica, com base em critérios hidráulicos e econômicos

O Quadro A8 apresenta os dados básicos necessários para o dimensionamento econômico da rede de distribuição através do método Lenhsnet. Esses dados estão de acordo, também, com o traçado da rede apresentado na Figura A9. Nesse quadro, aparecem apenas os dados sobre os trechos da rede hidráulica que funcionará simultaneamente (por turno). Os trechos representados na Figura A9 pelo número 1' têm as mesmas características hidráulicas do trecho 1, o trecho 2' tem a mesma característica do trecho 2, enquanto que os trechos 4' e 7' são iguais aos trechos 4 e 7, respectivamente. Na coluna 2 do Quadro A8 estão os comprimentos reais dos trechos da rede. Como os trechos 1, 4 e 7 possuem saídas d'água para as linhas laterais, seus comprimentos reais (L_r) necessitam ser reduzidos, mediante a multiplicação dos seus valores pelo coeficiente de redução F (ver Quadro 4.7), a fim de que os comprimentos fictícios (L_f) possam ser empregados diretamente no cálculo da rede através do método Lenhsnet. Faz-se necessário utilizar esse artifício, para compensar o cálculo das perdas de carga contínuas no dimensionamento da rede, já que as vazões de entrada nas tubulações de derivação (trechos 1, 4 e 7) sofrem reduções ao longo de seus comprimentos. As colunas 5 e 6, do mesmo quadro, apresentam os valores das vazões dos trechos em m^3/h e L/s , respectivamente. Na coluna 7 estão os valores das cotas altimétricas dos nós de jusante dos trechos, e na coluna 8 estão os valores das pressões mínimas requeridas nesses nós. No Quadro A6 estão os dados sobre os tubos de PVC necessários para o dimensionamento da rede de distribuição através do método de otimização econômica, enquanto que a Figura A10 mostra os dados complementares do projeto inseridos no programa Lenhsnet.

Quadro A8 - Dados referentes à rede de distribuição da figura A9

Trecho 1	L_r (m) 2	F 3	L_f (m) 4	Q (m^3/h) 5	Q (L/s) 6	Z (m) 7	P (mca) 8
1	88	0,36	32	37,4	10,4	14,0	13,5
2	90	-	-	37,4	10,4	14,0	"
3	275	-	-	37,4	10,4	14,0	"
4	50	0,43	22	10,1	2,8	11,0	20,5
5	130	-	-	10,1	2,8	10,0	"
6	130	-	-	47,5	13,2	10,0	"
7	70	0,42	29	11,8	3,3	7,0	22,3
8	105	-	-	11,8	3,3	6,0	"
9	80	-	-	59,3	16,5	6,0	"

Após a realização do processo de otimização, os dados do dimensionamento podem ser observados nas Figuras A11, onde estão os valores dos diâmetros dos trechos e as pressões nos nós, e na Figura A12, na qual aparecem os valores da altura manométrica do sistema de bombeamento (33,45 mca) e os custos de implantação das tubulações (\$59.851,4) e de energia atualizado (\$ 64.622,71). Como as pressões mínimas requeridas nas parcelas são distintas, no programa Lenhsnet, deve-se inserir o maior valor entre eles (22,3 mca) na caixa de diálogo Dados do Projeto (ver Figura A10). Conforme pode-se observar nos resultados da Figura A11, esse valor aparece na pressão disponível da parcela por gotejamento (trecho 1), cuja pressão mínima requerida deve ser de 13,5 mca. Dessa forma, deve-se realizar um ajuste, diretamente no programa Epanet, modificando os diâmetros de alguns trechos, por tentativa,

para que o dimensionamento definitivo se adeque às pressões mínimas requeridas pela rede. Na Figura A13 estão os valores definitivos do dimensionamento, onde observa-se que os diâmetros dos trechos 1, 2 e 3 foram reduzidos para o DN 100 (diâmetro interno de 97,6 mm), o diâmetro do trecho 4 foi reduzido para o DN 75 e o do trecho 8 foi aumentado para o DN 75. Além disso, a cota piezométrica no dimensionamento definitivo foi reduzida de 38,45 mca (ver Figura A12) para 35,5 mca (ver Figura A14).

Para a cota piezométrica de 35,5 a manométrica passa a ser de 30,5 mca, já que o nível de água da sucção do bombeamento está na cota 5 metros. Como a perda de carga localizada máxima, admitida para o cabeçal de controle, é de 8,0 mca, a cota manométrica definitiva da estação de bombeamento passa a ser de 38,5 mca.

As Figuras A14 e A15 mostram, respectivamente, as tabelas, extraídas do programa Epanet, com os dados definitivos dos nós e dos trechos da rede de abastecimento do sistema de irrigação.

2.c - Potência requerida pela bomba

A potência requerida pela bomba será:

$$P = \frac{Q(L/s) \times H_m(m)}{75 \times \eta} = \frac{16,5 \times 38,5}{75 \times 0,70} = 12 \text{ CV}$$

Para uma potência requerida de 12 CV será necessário adquirir um conjunto motobomba com uma potência nominal situada entre 13 e 15 CV.

Dados do Projeto

Cota Piezométrica na Origem:

Trechos Ignorados:

Unidade de Vazão:

Limites:

- ☐ Sim ☒ Não Velocidade Máxima = m/s
- ☐ Sim ☒ Não Velocidade Mínima = m/s
- ☐ Sim ☒ Não Pressão Máxima = mca
- ☐ Sim ☒ Não Pressão Mínima = mca

Cota de Cabeceira Fixa | Cota de Cabeceira Variável

Q = l/s Cota do nível d'água na origem = m

η = %

n = ano

i = % aa

e = % aa

T = \$/kWh

Nb = h/dia

Fator de atualização: ☒ Calculado ☐ Informado

Fa =

Ge = \$/m

Figura A10 – Dados do projeto – programa Lenhsnet

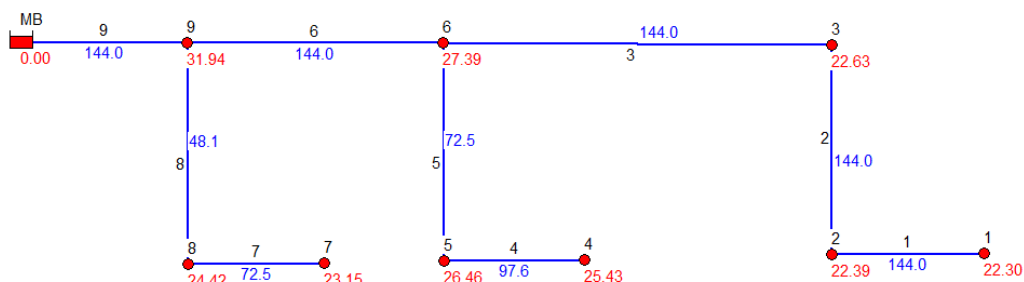


Figura A11 – Diâmetros e pressões disponíveis na rede

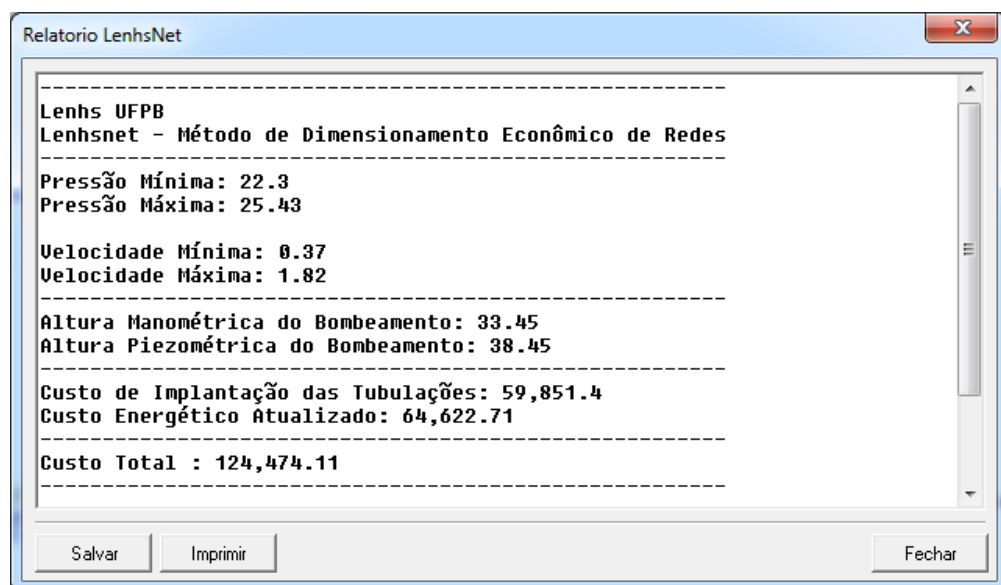


Figura A12 – Relatório com os dados dos custos do projeto

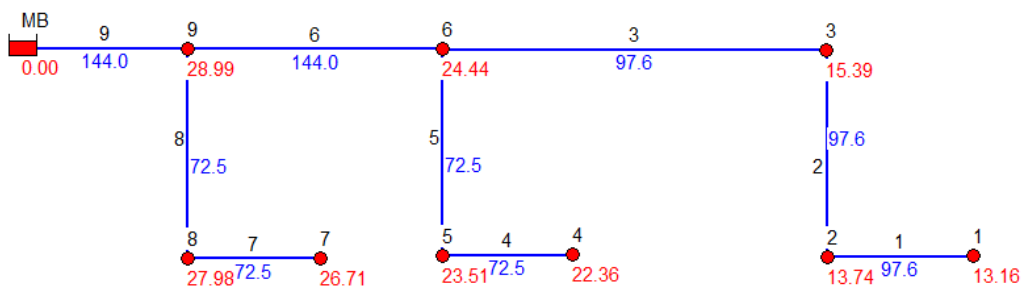


Figura A13 – Diâmetros e pressões disponíveis na rede no dimensionamento definitivo

Identificador do Nó	Cota m	Consumo-Base LPS	Carga Hidráulica	Pressão m
Nó 9	6	0	34.99	28.99
Nó 6	10	0	34.44	24.44
Nó 3	14	0	29.39	15.39
Nó 2	14	0	27.74	13.74
Nó 1	14	10.4	27.16	13.16
Nó 5	10	0	33.51	23.51
Nó 4	11	2.8	33.36	22.36
Nó 8	6	0	33.98	27.98
Nó 7	7	3.3	33.71	26.71
RNF MB	35.5	#N/A	35.50	0.00

Figura A14 – Dados definitivos dos nós da rede

Identificador do Trecho	Comprimento m	Diâmetro mm	Rugosidade mm	Vazão LPS	Velocidade m/s	Perda de Carga
Tubulação 9	80	144.0	0.02	16.50	1.01	6.38
Tubulação 6	130	144.0	0.02	13.20	0.81	4.24
Tubulação 3	275	97.6	0.02	10.40	1.39	18.34
Tubulação 2	90	97.6	0.02	10.40	1.39	18.34
Tubulação 5	130	72.5	0.02	2.80	0.68	7.11
Tubulação 8	105	72.5	0.02	3.30	0.80	9.58
Tubulação 1	32	97.6	0.02	10.40	1.39	18.34
Tubulação 4	22	72.5	0.02	2.80	0.68	7.11
Tubulação 7	29	72.5	0.02	3.30	0.80	9.58

Figura A15 – Dados definitivos dos trechos da rede

BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 5647: Tubos de PVC rígido com junta elástica*. Rio de Janeiro, 1999.

AYERS, R. S.; WESTCOT, D. W. *Water quality for agriculture*. Food and Agriculture Organization of the United Nations. Irrigation and Drainage Paper 29, Rev. 1, 1985.

AZEVEDO NETTO J. M. A. et al. *Manual de Hidráulica*. 8. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda. 1998, 669p.

BENAMI, A.; OFEN, A. *Irrigation Engineering*. Faculty of Agricultural Engineering Technion. Israel Institute of Technology. Haifa, 1984.

BEZERRA, S. T. M., SILVA, S. A., CARVALHO, P. S. O. Automação e Controle. In: GOMES, H. P. (Org.). *Sistemas de Bombeamento: Eficiência Energética*. João Pessoa: Editora Universitária UFPB, 2012.

BEZERRA, S. T. M., SILVA, S. A., GOMES, H. P. Operational optimisation of water supply networks using a fuzzy system. *Water S.A.* vol. 38 n. 4, 2012, p. 565-572.

CARVALHO, P. S. O. *Controle para bombeamento distribuído com vistas à minimização dos custos energéticos aplicado a sistemas de abastecimento de água*. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica - PPGEM/UPFB. João Pessoa, 2012.

CAVAZZA, D. *L'efficienza degli irrigatori*. *L'irrigazione*, 12(1): 59-65. 1965.

CHRISTIANSEN, J. E. *Irrigation by Sprinkling*. Bull 670. Agriculture Experiment Station. University of California. Berkeley, 1942.

CLEMENT, R.; GALANT, A. *El Riego por Aspersión*. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, S.A., 1986.

COLLISCHONN, W.; MEIRELLES, F. S. C.; ENDRES, L. A. M. Simulação Numérica de Canais de Irrigação Controlados por Comportas Automáticas. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. v. 6, n.1, 2001, 119-131.

DAVIS, J. R.; FRY, A. W. What price Sprinkler uniformity? *Irrig. Eng. and Maintenance*. XIII (3), 1963.

DOORENBOS, J.; PRUITT, W. O. *Las Necesidades de agua de los cultivos*. Estudios FAO Riego y Drenaje nº 24. Roma, 1976.

EUROPUMP; HYDRAULIC INSTITUTE. *Variable speed pumping: a guide to successful applications*. Great Britain: Elsevier Ltd., 2004. 170 p.

FUENTES YAGÜE, J. L.; CRUZ ROCHE, J. *Curso Elemental de Riego*. Servicio de Extensión Agraria del Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación. Madrid, 1990.

GIRETTE, B. *Une méthode de recherche opérationnelle pour l'étude des réseaux d'irrigation sous pression*. Societé du Canal de Provence et d'Aménagement de la Region Provençale, 1967.

GOMES, H. P. *Engenharia de irrigação: Hidráulica dos Sistemas Pressurizados, Aspersão e Gotejamento*. 3. ed. Campina Grande. UFPB. 1999. 421 p.

_____. *Eficiência hidráulica e energética em saneamento*. João Pessoa: Editora da UFPB, 2009.

_____. *Sistemas de abastecimento de água: dimensionamento econômico e operação de redes e elevatórias*. 3. ed. João Pessoa: Editora da UFPB, 2009.

GOMES, H. P., BEZERRA, S. de T. M., CARVALHO, P. S. O. de, SALVINO, M. *Optimal dimensioning model of water distribution systems*. Water SA, v.35, 2009, p.421-432.

GOMEZ POMPA, P. *Riegos a Presión, Aspersión y Goteo*. 3. ed. Barcelona, Editorial Aedos. 1988.

GRANADOS, A. *Infraestructuras de Regadíos: Redes Colectivas de Riego a Presión*. Madrid: Servicio de Publicación de E. T. S. I. de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid, 1990.

GRANADOS, A.; GOMES, H. P. *Sistemas de Riego*. Servicio de Publicación de la E.T.S.I. de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid. 1990.

KELLER, J. KARMELI, D. *Trickle irrigation design parameters*. ASAE Transactions 17 (4); 678-684, 1974.

KELLER, J.; BLIESNER, R. D. *Sprinkle and Trickle Irrigation*. AVI Book. Published by Van Nostrand Reinhold. New York, 1990.

LAYCOCK, A. *Irrigation Systems: Design, Planning and Construction*. Cambridge, USA: CAB International, 2007.

LOPEZ, J. M. *Aplicaciones en riego subterráneo*. In Jornadas Internacionales de Riego, Murcia, 2013 (apresentação em slides).

LOZANO, F. G. *Normas y Instrucciones sobre el Riego por Aspersión*. Instituto Nacional de Investigación Agronómicas, 1965.

LUJAN GARCIA, J. *Riego por Aspersión*. Centro de Estudios Hidrográficos, CEDEX/MOPU. Madrid, 1989.

_____. *Eficiencia del Riego*. Centro de Estudios Hidrográficos, CEDEX/MOPU. Madrid, 1992.

McCULLOCH, A. W.; KELLER, J.; SHERMAN, R. M. and MUELLER, R. *Irrigation Handbook*. Milpitas, California: W. R. Ames Co. 1967.

MEDINA SAN JUAN, J. A. *Riego por Goteo: Teoría y Práctica*. 3. Ed. Madrid: Ediciones Mundi-Prensa, 1988.

NATIONAL ENGINEERING HANDBOOK: Section 15. *Sprinkle Irrigation*. U. S. Soil Conservation Service. Washington, USA, 1983.

NASCIMENTO, L. F. ; SILVA, E. J. ; NUNES, M. F. F. N. ; SILVA, E. F. F. *Eficiência de aplicação em potencial dos sistemas de irrigação por gotejamento subterráneo e pivô central na cana-de-açúcar*. In: IX Jornada de Ensino, Pesquisa e Extensão da UFRPE-JEPEX., 2009, Recife. IX Jornada de Ensino, Pesquisa e Extensão da UFRPE-JEPEX., 2009.

OEHLER, T. *Prestazioni, forma e diametro dei boccali degli irrigatori*. L'irrigazione, 11(1): 9-18, 1964.

OLSON, D. C.; CLAY, D. E.; KYSAR, L. N. *Planejamento Geral de Projetos de Irrigação*. Secretaria de Irrigação do Ministério da Integração Regional. Brasília, 1993.

PILLSBURY, A. F.; DEGAN, A. *El Empleo del Riego por Aspersión*. FAO. Roma, 1968.

PIMENTA, C. F. *Curso de Hidráulica Geral*. 4. ed. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois, 1981.

PIZARRO, F. *Riegos Localizados de Alta Frecuencia*. 2. ed. Madrid: Ediciones Mundi-Prensa, 1990.

PLUSQUELLEC, H. *How Design, Management and Policy Affect the Performance of Irrigation Projects*. Bangkok, Thailand: FAO, 2002.

RHOADES, J. D.; MERRILL, S. D. Assessing the suitability of water for irrigation: Theoretical and empirical approaches. In: *Prognosis of Salinity and Alkalinity*. Rome, FAO, 1976. p. 69-110 (FAO Soils Bulletin 31).

RICHARDS, L. A. *Advances in soil physics*. 7th International Congress of Soil Science, nº 1, 1960.

ROLLAND, L. *Mechanized Sprinkler Irrigation*. FAO Irrigation and Drainage Paper 35. Rome, 1982.

ROSSMAN, L. A. *EPANET 2.0 Brasil*: manual do usuário. Tradução de GOMES, H. P.; SALVINO, M. M. Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento LENHS UFPB. João Pessoa: Editora Universitária da UFPB, 2009. 200 p.

_____. *EPANET2 programmer's toolkit*: water supply and water resources division. Cincinnati - USA: U.S. Environmental Protection Agency, 2008. Disponível em: <<http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>>. Acesso em: 12 jun 2012.

SOIL CONSERVATION SERVICE. *Sprinkler Irrigation*. Irrigation Section - Chapter 11. United States Department of Agriculture, 1960.

SOLOMON, K. *Performance comparison of different emitter types*. Proc. International Agricultural Congress. California, USA. 1977.

SWAMEE, P. K.; JAIN, A. K. Explicit equation for pipe-flow problems. *Journal of Hydraulics Division*. ASCE, p. 657-664, 1976.

VERMEIREN, L.; JOBLING, G. A. *Riego Localizado*. Estudios FAO Riego y Drenaje nº 36. Roma, 1986.