MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM TECNOLOGIAS AMBIENTAIS

DIMENSIONAMENTO OTIMIZADO DE REDES DE ESGOTOS SANITÁRIOS COM A UTILIZAÇÃO DE ALGORITMOS GENÉTICOS

LUÍS FERNANDO DE SOUZA GAMEIRO

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Tecnologias Ambientais da Universidade de Mato Grosso do Sul como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Saneamento Ambiental e Recursos Hídricos

Orientador: ***Prof. Dr. Robert Schiaveto de Souza***

CAMPO GRANDE, NOVEMBRO DE 2.003

APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Tecnologias Ambientais do Centro de Ciências Exatas e Tecnologia da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, sob a orientação do Prof. Dr. Robert Schiaveto de Souza.

A dissertação aqui apresentada é fruto da colaboração de pessoas, empresas e órgãos governamentais, dentre as quais tenho a destacar a de:

- Prof. Dr. Robert Schiaveto de Souza, orientador desta pesquisa pela sua constante e efetiva contribuição, e também pelo seu profissionalismo, ética e paciência ao longo da elaboração deste trabalho.

- Professores do Departamento de Hidráulica e Transportes pelo apoio e incentivo.

- SANESUL Empresa de Saneamento Básico de Mato Grosso do Sul, pelo apoio e incentivo dos colegas.

- Minha esposa Rita de Cássia por sua colaboração, incentivo e apoio para a conclusão deste trabalho.

- Minha família, em especial minha filha Natália por seu incentivo e compreensão.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS ii

LISTA DE TABELAS iii

LISTA DE SIGLAS iv

LISTA DE SÍMBOLOS v

RESUMO viii

ABSTRACT ix

1. INTRODUÇÃO 1

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 3

2.1 Modelos de Otimização para Redes de Esgotos 5

2.2 Algoritmos Genéticos – Aplicações 10

3. OBJETIVOS 16

4. METODOLOGIA 17

4.1 Formulação Hidráulica 18

4.2 Modelo de Otimização 26

4.3 Algoritmos Genéticos 31

4.4 Linguagem de Programação e Equipamento Computacional 36

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES 37

6. CONCLUSÕES 51

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 52

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 4.1. Forças que atuam sobre um volume controle ABCD. 19

FIGURA 4.2. Seção transversal do canal circular. 24

FIGURA 4.3. Geometria de dois trechos consecutivos de uma rede de esgotos. 27

FIGURA 5.1 – Rede hipotética. 37

FIGURA 5.2 – Simulação para definição da estratégia de seleção a ser utilizada. 41

FIGURA 5.3 – Simulação típica com 2000 gerações (rede exemplo). 42

LISTA DE TABELAS

TABELA 4.1 – Valores do coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning. 22

TABELA 4.2 – Valores do coeficiente de forma K_1 para canais circulares. 26

TABELA 4.3. Custos unitários – rede coletora. 28

TABELA 4.4. Coeficientes a_{ij} para funções de custo ajustadas 28

TABELA 4.5. Custos unitários – poço de visita e inspeção. 29

TABELA 5.1. Dados da Rede Exemplo. 38

TABELA 5.2. Diâmetros discretos. 38

TABELA 5.3. Declividades discretas 39

TABELA 5.4. Conjunto de soluções otimizadas obtidas para a rede exemplo. 45

TABELA 5.5. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução ótima 46

TABELA 5.6. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução 1 47

TABELA 5.7. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução 2 48

TABELA 5.8. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução 3 49

TABELA 5.9. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução ótima (MAGALHÃES,1995). 50

LISTA DE SIGLAS

AG's – Algoritmos Genéticos.

DELPHI – Aplicativo desenvolvido pela Borland.

PE's – Programas Evolucionários.

GANET – Programa de simulação de rede de abastecimento de água.

Gb – Gigabyte.

Mb – Megabyte.

OMS – Organização Mundial da Saúde.

PD – Programação Dinâmica.

PDDD – Programação Dinâmica Diferencial Discreta.

PIM – Programação Inteira Mista.

RAM – Memória de acesso randômico.

SABESP – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo.

LISTA DE SÍMBOLOS

A – Área da seção transversal, m^2.

AC_{min} – Recobrimento mínimo, m.

$AD_{máx}$ – Profundidade máxima, m.

C – Coeficiente de Chézi, $m^{1/2}s^{-1}$.

C_C – Custo do coletor, US$.

C_{PV} – Custo do poço de visita por unidade, US$.

C_T – Custo Total, US$.

D – Diâmetro da tubulação, m ou mm.

DC – Elevação do coletor de jusante, m.

E – Conjunto de todos os trechos que afluem ao poço de visita.

f - Fator de atrito, adimensional.

F_1 e F_2 – Forças de pressão hidrostática.

g – Aceleração da gravidade, m/s^2.

GC – Grau de compactação, percentual do proctor normal.

GL – Cota do terreno, m.

h – Profundidade, m.

I_0 – Declividade média, m/m.

K – Coeficiente de forma, adimensional.

K_1 – Coeficiente de forma da seção circular, adimensional.

L – Comprimento de um trecho qualquer, m.

M – Coeficiente dinâmico, adimensional.

Min – Mínimo.

Máx – Máximo.

n – Coeficiente de rugosidade do material da tubulação, $m^{-1/3}s$.

n_{ger} – Número da geração, un.

$n_{ger}^{máx}$ - Número máximo de gerações, un.

N.A. – Nível de água, m.

NL – Número de trechos, un.

NM – Número de poços de visita, un.

P - Perímetro molhado, m.

p_1 e p_2 são fatores que multiplicam a penalidade, adimensionais.

Pa – Pascal.

P_c – Probabilidade de recombinação.

P_m – Probabilidade de mutação.

PV – Poço de visita, un.

Q – Vazão de escoamento, m^3/s ou L/s.

R_h – Raio hidráulico, m.

S – Declividade, m/m.

UC – Cota da geratriz superior da tubulação localizada à montante da mesma, m.

V – Velocidade média de escoamento, m/s.

V_C – Velocidade crítica, m/s.

V_{min} – Velocidade mínima, m/s.

W – Peso do fluído.

y – Altura da lâmina, m.

ΔH – Desnível horizontal, m.

α - Coeficiente de forma da seção, adimensional.

β – Coeficiente dinâmico da seção, adimensional.

λ - Dimensão característica da seção.

φ - constante de multiplicação da penalidade, adimensional

ν – Viscosidade cinemática do fluído, m^2/s.

θ – Ângulo referente a lâmina do trecho, radianos.

σ_t – Tensão média de cisalhamento, Pa.

RESUMO

GAMEIRO, L.F.S. (2003). *Dimensionamento otimizado de redes de esgotos sanitários com a utilização de algoritmos genéticos. Campo Grande, 2003. 55 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Brasil.*

Este trabalho apresenta um modelo hidráulico de otimização para o dimensionamento de mínimo custo de redes de esgotos, utilizando a técnica dos algoritmos genéticos. A eficiência e a robustez do modelo proposto, e o comportamento e as variações da técnica dos algoritmos genéticos foram avaliados através dos resultados obtidos em relação à convergência e à qualidade do conjunto final de soluções. O modelo proposto demonstrou-se apropriado para o dimensionamento de redes de esgotos, e a técnica dos algoritmos genéticos mostrou-se uma ferramenta eficaz na obtenção do projeto otimizado.

Palavras-chave: *algoritmos genéticos, esgotamento sanitário, otimização de projetos.*

ABSTRACT

GAMEIRO, L.F.S. (2003). *Wastewater network optimization using genetic algorithm. Campo Grande, 2003. 55 p. Master' Dissertation – Federal University of Mato Grosso do Sul, Brazil (in Portuguese).*

This work presents a hydraulic optimization model for minimum cost dimensioning of wastewater networks, using the technique of genetic algorithms. The efficiency and robustness of the proposed model, and the behavior and variations in the genetic algorithm technique, were evaluated through the results obtained, with regard to convergence and the quality of the final solutions. The proposed model showed itself to be appropriate for the dimensioning of wastewater networks, and the genetic algorithm was demonstrated to be an efficient tool in obtaining optimized projects.

Palavras-chave: genetic algorithm, wastewater networks, least-cost optimization.

1. INTRODUÇÃO

Na definição da Organização Mundial da Saúde - OMS, "saúde é o estado de completo bem-estar físico, mental e social, não significando apenas ausência de doença" não sendo um fenômeno isolado, mas o resultado da interação de todas as condições em que a população vive. Dentro deste contexto, é inquestionável a necessidade de se concentrar esforços para melhorar a proteção à Saúde Pública. Neste ponto, a importância sanitária e ambiental dos sistemas de esgotos sanitários torna-se um elemento primordial para esta proteção bem como a preservação das águas de superfície e subterrâneas.

Nas localidades atendidas por redes de distribuição de água potável, e ainda carentes de sistemas de esgotos sanitários, as águas servidas acabam contaminando o solo, as águas superficiais e freáticas, e chegando muitas vezes a escoar por sarjetas e valas, constituindo perigoso foco de disseminação de doenças e vetores.

Um sistema de esgotos sanitários é definido como um conjunto de obras e instalações destinadas a propiciar a coleta, afastamento, tratamento e disposição final dos esgotos, de forma contínua e sem riscos para a saúde. O custo da rede coletora de esgotos constitui em uma parcela significativa do custo total de implantação de um sistema completo de esgotos sanitários, portanto uma quantia substancial de recursos financeiros pode ser economizada com a melhoria do projeto da rede coletora.

Os recursos financeiros alocados pelos órgãos públicos para investimentos em programas de saneamento básico são limitados, o que torna necessário buscar o máximo aproveitamento do capital investido. A otimização de custos de redes coletoras de esgotos é uma das maneiras de ampliar os benefícios e garantir o atendimento de uma parcela maior da população.

É prática comum promover a redução de custos destes sistemas através dos custos de construção, com a utilização de materiais mais econômicos, novos equipamentos e novas técnicas. No entanto, na fase de dimensionamento das redes, onde são definidos parâmetros de fundamental importância na composição de custos das mesmas, como profundidade de valas e diâmetros de coletores, de modo geral, pouca atenção é dada à determinação de redes econômicas.

Durante o dimensionamento de redes pelo processo convencional, a obediência aos critérios hidráulicos, de norma e às restrições próprias do local, juntamente com o bom senso do projetista, definem a solução de um trecho coletor (um único par de profundidade e diâmetro para o coletor).

Sendo a fase de dimensionamento uma ocasião propícia para a pesquisa de soluções econômicas para trechos coletores, aponta-se a seguinte questão com que os projetistas se defrontam: optar por trechos mais inclinados originando coletores de menores diâmetros, valas menos estreitas e mais profundas, quando for o caso, ou optar por trechos menos inclinados originando maiores diâmetros e valas estreitas e mais rasas.

Aos projetistas, a utilização de microcomputadores permitiu a análise de várias alternativas de traçado, devido à possibilidade de automatizar as rotinas de cálculo hidráulico. Uma fase seguinte foi a otimização de rede procurando o par, diâmetro e profundidade, que resultasse em menor custo.

O desenvolvimento de modelos que permitem a avaliação do comportamento hidráulico da rede de forma bastante ágil possibilitou também o desenvolvimento de técnicas de otimização de projetos e de operação das redes de esgotos. Entre estas técnicas destaca-se a aplicação dos algoritmos genéticos (AG's), que têm se mostrado um eficiente método para a solução de problemas não lineares de otimização.

Este método tem sido amplamente estudado no caso de otimização de projetos de redes, buscando-se modificar ou aperfeiçoar o processo visando maior rapidez na obtenção de soluções que irão convergir para resultados satisfatórios.

A proposta desta dissertação é aplicar a formulação tradicional e algumas variações, apresentadas em trabalhos publicados, do método dos algoritmos genéticos, na otimização de redes de esgotos, comparando-os quanto ao custo da alternativa obtida e qualidade do conjunto de soluções produzidas.

No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica dos modelos de otimização e das aplicações da técnica dos algoritmos genéticos. Esta revisão fundamentou a definição dos objetivos e da metodologia apresentados nos capítulos 3 e 4.

Os resultados e discussões referentes à aplicação da metodologia, a uma rede exemplo, são apresentados no capítulo 5 e as conclusões obtidas são apresentadas no capítulo 6.

Finalmente, no capítulo 7 encontram-se as referências bibliográficas utilizadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Uma rede de esgotos é definida como um conjunto de canalizações destinadas a receber e conduzir as águas de esgotos provenientes das residências, comércios e indústrias (AZEVEDO NETTO, 2000). Essa rede é considerada como uma coleção de vários tipos de componentes que são interligados de uma maneira pré-determinada. As redes de esgotos são compostas de um número qualquer de junções nos trechos, dispostos de acordo com a configuração desejada.

A contribuição de esgotos depende dos seguintes fatores: população da área de projeto para início e final de plano, contribuição *per capita*, coeficiente de retorno esgoto/água e coeficientes de variação de vazão.

A rede hidráulica é considerada resolvida quando o diâmetro e a declividade de todos os trechos são conhecidos, respeitando todas as condições previstas pela norma NBR 9649 - Projeto de Redes Coletoras de Esgotos Sanitários (ABNT, 1986).

O fornecimento de vários traçados de redes ao computador, para uma determinada área de projeto, realizados por projetistas experientes, melhora as condições e o tempo de análise na identificação de projetos econômicos.

DAJANI e GEMMEL (1973) apresentaram uma discussão sobre planejamento econômico de sistemas de esgotos. Fazendo considerações sobre a importância econômica nos projetos de serviços públicos, os autores exemplificam a composição de custos das redes coletoras e dos sistemas de tratamento de esgotos, de modo a se obter uma estruturação de funções de custos que abranja o problema como um todo.

Os modelos de programação matemática são expressos por algoritmos que obedecem a preceitos matemáticos, com base em provas e teoremas, na busca de soluções ótimas. Entretanto, algumas dessas proposições, ao serem aplicadas à problemas de dimensões reais, esbarram em obstáculos, tal como a restrição de portabilidade, na fase de implantação do modelo ao sistema.

Em geral, o modelo de programação matemática é constituído por uma função objetivo $f(x_1,x_2, ...,x_n)$, que se pretende otimizar (maximizar ou minimizar), onde $x_1,x_2, ...,x_n$ são as n variáveis independentes do problema. Valores devem ser atribuídos às variáveis independentes do problema de forma a extremar o valor da função objetivo. Daí a

denominação de variáveis de decisão. Além da função objetivo, comparecem também as m funções de restrição $g_i(x_1,x_2, ...,x_n)$, i = 1,2,....,m que delimitam a região viável das variáveis de decisão. Assim, pode-se expressar o problema matematicamente como:

Otimizar (função objetivo):

$$\underset{x_1,x_2,...,x_n}{\text{MAX (min)}} z = f(x_1, x_2, ..., x_n) \qquad (2.1)$$

Sujeito a (restrições):

$$\left.\begin{array}{ll} g_1(x_1, x_2, ...x_n) & b_1 \\ g_2(x_1, x_2, ...x_n) & b_2 \\ ..... & ... \\ g_n(x_1, x_2, ...x_n) & b_m \end{array}\right\} \qquad (2.2)$$

onde, além das variáveis definidas anteriormente, b_i, i = 1, 2, ..., m são parâmetros do modelo.

Cada conjunto de valores para as variáveis de decisão x_1, x_2,....., x_n que satisfaz às equações (2.2) é chamado de solução viável do problema. Dentre as soluções viáveis, aquela que atende à equação (2.1) é chamada de solução ótima.

Quanto à otimização no projeto de sistemas de esgotos sanitários, a função objetivo pode expressar a soma dos custos de investimento (tubulações, movimentos de terra, poços de visita, tubos de queda e estações elevatórias) e manutenção (energia elétrica, substituições de tubulações e bombas) da rede, de tal forma que os custos assim totalizados venham a ser minimizados.

O desenvolvimento de técnicas de otimização para planejamento, projeto e gerenciamento de sistemas de esgotamento sanitário tem sido objeto de estudos de vários pesquisadores, com a finalidade de se obter resultados mais precisos, confiáveis e de menor custo.

Define-se como principal objetivo dessa revisão, a identificação das publicações que tratam dos métodos e demais elementos necessários ao desenvolvimento da pesquisa proposta. Tomando como objeto de estudo o dimensionamento via redução de custos no projeto do perfil de sistemas de esgotos sanitários, nota-se que muitas técnicas de programação têm sido adaptadas às particularidades dos mesmos. Para a facilidade de coordenação, esta revisão será dividida em duas partes versando sobre: Modelos de Otimização para Redes de Esgotos e Aplicações dos Algoritmos Genéticos.

2.1 Modelos de Otimização para Redes de Esgotos

Programação Dinâmica

Entende-se por Sistemas Dinâmicos aos quais a programação dinâmica se aplica como técnica de otimização, os sistemas seriados, lineares ou não, contínuos ou discretos e determinísticos ou estocásticos, cuja característica é de que a saída de um elemento ou estágio representa a entrada no elemento seguinte.

Define-se como funções de transformação, as funções que transformam as variáveis de estado através das decisões que modificam o comportamento dos elementos do sistema.

ARGAMAN, SHAMIR e SPIVAK (1973) procuraram otimizar o traçado e o perfil de redes coletoras de esgotos sanitários, utilizando a programação dinâmica. O modelo computacional por eles elaborado foi testado em redes reais. Concluindo que o modelo pode ser aplicado com sucesso em redes pequenas, os autores indicam como deficiência do método, o grande espaço de memória e o longo tempo de processamento requerido, quando o modelo é aplicado em redes de maiores dimensões. O modelo foi aplicado em redes hipotéticas e a uma rede real, sendo essa composta de 36 poços de visita. Como solução para o problema de memória, os autores sugeriram que redes grandes fossem subdivididas em outras menores, e para o problema de tempo sugeriram que fossem testadas novas técnicas de programação ou se utilizassem computadores de altas velocidades de cálculo.

MERRIT e BOGAN (1973), através de um modelo computacional, aplicaram a programação dinâmica para otimizar os custos de interceptores de esgotos de configuração pré-definida. Após uma completa análise dos custos resultantes, afirmaram que a aplicação do modelo em redes coletoras de esgotos sanitários pode gerar uma economia de 5 a 10% em relação ao custo obtido pelo processo convencional.

WALSH e BROWN (1973) utilizando a programação dinâmica, elaboraram um modelo matemático para otimizar redes de esgotos, conhecida a sua configuração. Testando o modelo em rede calculada pelo processo convencional e pelo modelo de otimização, concluíram ter obtido a solução de menor custo.

MAYS e YEN (1975) elaboraram dois modelos computacionais para otimizar redes coletoras de esgotos, utilizando a programação dinâmica (PD) e a programação dinâmica diferencial discreta (PDDD). Com as aplicações destes modelos, os autores compararam as reduções de custos, tempo de processamento e memória requerida e concluíram ser a PDDD a

mais desejável, apresentando uma redução do tempo de cálculo em até 30% em relação a PD, sendo as diferenças de custos e de memória de menor significância. Tais modelos também foram usados por BRAGA (1982) para dimensionamento de uma rede hipotética e para uma rede real do município de Ibiúna/SP, onde foi demonstrada a aplicabilidade com eficiência, para redes de grandes dimensões, com o uso junções fictícias e subdivisão de bacias. A função objetivo empregada incluiu os custos referentes à tubulação, poços de visita, tubos de queda e movimentos de terra. Em termos de validação do modelo em redes reais, obteve bons resultados, contudo, restrito às redes de pequeno e médio porte (no máximo 191 trechos com a subdivisão da rede em três sub-bacias). Como limitações, o modelo apresentou: a não verificação do atendimento da condição de remanso antes de se definir qualquer alternativa econômica para um dado trecho da rede; o cálculo hidráulico não é feito de forma direta, mas pela interpolação das vazões, áreas e lâminas de escoamento conhecidas; o número de diâmetros comerciais é limitado a seis; a condição de bombeamento é adotada, sem antes fazer um cotejamento econômico, incluindo o custo de bombeamento no custo total.

KULKARNI e KHANNA (1985) apresentaram um algoritmo de otimização aplicando programação dinâmica, que analisa o perfil dos sistemas de esgotos sanitários por gravidade que necessitem ou não de bombeamento. A função objetivo a ser minimizada levou em conta os custos de movimentos de terra, tubulações, poços de visita e bombeamento (bombas, acessórios e energia elétrica). Entretanto, sabe-se que, a programação dinâmica aplicada à redes de esgotos enfrenta problemas de capacidade de armazenamento de dados. Os autores tentaram solucionar este problema usando o conceito de custo efetivo proposto por GUPTA, MEHNDIRATTA e KHANNA (1983), e subdividindo a rede em sub-bacias. Com isso, passou a não se ter a garantia do ótimo. Na aplicação prática, foi utilizada uma rede composta por 607 trechos, em computadores, e foi necessário subdividi-la em 3 zonas, mostrando desta forma, as dificuldades computacionais com relação a rede de grande porte.

Programação Linear

Um problema de programação matemática é linear se a função objetivo e cada uma das restrições forem funções lineares dos respectivos argumentos que se deseja determinar, aqui denominadas de variáveis de decisão ou controle.

DAJANI (1971) procurou através da programação linear, explorar o comportamento e a natureza dos custos de redes de esgotos, sob diferentes condições e formas urbanas. O modelo, por ele elaborado, consiste na determinação de soluções de custos mínimos para

redes de esgotos, considerando-se como parâmetros de avaliação, as inclinações dos coletores e seus diâmetros. São utilizadas funções de custos que incluem somente os custos de escavação e tubulação na rede analisada, onde é esperado encontrar uma solução próxima da ótima.

VELON (1971) em seu modelo computacional, no qual utiliza a programação linear, questiona as várias maneiras pelas quais critérios de projeto como vazões, velocidades, profundidades (máximas e mínimas) e parâmetros das funções de custos influenciam nos custos das redes coletoras de esgotos.

Programação Não Linear

A programação não linear é aplicada na resolução de problemas onde a função objetivo (função a ser otimizada) e/ou as suas restrições (contornos) expressam relações não lineares das variáveis de decisão.

Diversas são as técnicas de programação não linear, e a escolha do método mais apropriado em si, constitui parte do problema.

DAJANI, GEMMEL e MORLOK (1972), com base no modelo desenvolvido por HOLLAND (1966), utilizaram a programação separável convexa (variante da programação não linear), na elaboração de um modelo computacional para otimizar custos de redes de esgotos. O modelo otimiza traçados e perfis de redes com base em funções de custo, onde os parâmetros fundamentais são os custos de construção. Embora tenham aplicado para teste do modelo uma rede simples e hipotética, obtendo resultados de custos para diâmetros teóricos, o questionamento de critérios de projetos proporcionado pelo modelo, auxilia na melhoria das formulações até então aplicadas no dimensionamento de redes de esgotos pelo processo convencional. O modelo, após adaptado, pode ser aplicado a redes reais com significante redução de custos.

Programação Heurística

Modelos de programação heurística são procedimentos que se aplicam a problemas de dimensões reais. Tal heurística transforma um sistema que está escrito na forma de um modelo matemático apropriado, por uma abordagem intuitiva, na qual a estrutura do sistema pode ser interpretada e explicada inteligentemente para se obter uma solução próxima da ótima (REIS, 1997).

A intuição em que se baseia a elaboração do modelo heurístico, advém da prática e do conhecimento do pesquisador ao sistema real. O procedimento de busca da solução é embasado nos critérios de escolha e de rejeição de possíveis "rotas" à solução.

Dessa forma, o modelo heurístico vem a ser um procedimento que visa reduzir esforços na metodologia de busca, levando à obtenção de soluções aceitáveis (ou viáveis), próximas da ótima, em um baixo tempo computacional.

Portanto, tais modelos incorporam o conhecimento empírico, a intuição ou a experiência para evitar funções matemáticas complexas, bem como restrições difíceis de se expressar. Como exemplo, podemos citar o caso da complexidade existente na incorporação de estações elevatórias em um modelo de programação matemática, além de resultar em uma necessidade de capacidade de armazenamento considerável dos computadores eletrônicos. Com isso, o modelo heurístico visa contornar tais dificuldades.

LIEBMAN (1967) sugeriu o método heurístico para otimizar traçados. Neste, obtém-se o melhor traçado através de um processo de pesquisa que tem como ponto de partida um traçado conhecido, composto de rede coletora de diâmetros pré-fixados. Na busca de um traçado econômico, cada tentativa consiste na mudança de posição de um trecho (coletor entre dois poços de visita). Mudança esta, que pode ser omitida se resultar num acréscimo de custo na rede. Pelo fato de o comportamento hidráulico das redes variar com a vazão e topografia da área, o modelo proposto ficou com sua aplicação prática restrita a emissários e/ou outros trechos de redes, que não recebam contribuições em marcha, implantados em área praticamente plana.

DAJANI e HASIT (1974) desenvolveram um trabalho explorando o comportamento e a natureza dos custos de redes de esgotos sob diferentes condições e formas urbanas, da mesma forma que o trabalho publicado em 1971. O objetivo principal deste trabalho foi a aplicação prática dos modelos. Para se obter tal efeito, foi aplicado o modelo da programação inteira mista (PIM). Como meio de redução de tempo de processamento, os autores aconselharam um pré-dimensionamento da rede coletora, pela programação separável convexa, obtendo-se, desta forma, uma redução de até 50% do tempo requerido, se somente for utilizada a PIM.

O método heurístico conforme proposto por DESHER & DAVIS (1986) tenta encontrar uma solução "ótima" através da minimização do custo de escavação. Além de produzir um projeto econômico para redes, o método é capaz de fazer uma análise de

sensibilidade da variação dos parâmetros de entrada (critérios de projeto, vazões e diâmetros) sobre o custo da mesma. As aplicações às redes reais obtiveram bons resultados, sendo que o método é restrito à redes coletoras de esgotos por gravidade, dotadas de no máximo 100 trechos. Como limitações, pode-se apontar o fato de que os diâmetros devem ser pré-fixados, e no cálculo do custo total da rede não é inserido o custo referente aos poços de visita.

CHARALAMBOUS e ELIMAM (1990), apresentaram um modelo para o cálculo de sistemas de esgotos sanitários de grande porte, com a possibilidade de introdução de estações elevatórias, quando necessário. Como essa incorporação causaria uma certa complexidade em um modelo matemático, optou-se por tentar obter uma solução próxima da ótima, utilizando a heurística da minimização do volume de escavação. O modelo foi validado com o projeto de várias redes hipotéticas e duas reais em microcomputadores, com o programa computacional codificado na linguagem de programação C. Uma dessas redes reais, foi a mesma utilizada por ELIMAM, CHARALAMBOUS e GHOBRIAL (1989). Estas aplicações indicaram a efetividade do modelo heurístico. Em relação, por exemplo, ao tempo de processamento, que sempre foi inferior aos anteriormente requeridos para gerar a solução "ótima"; e o custo encontrado pelo modelo heurístico, aplicado à redes reais, não chegou a ser superior a 0,5% comparado também com a solução "ótima" encontrada pelo modelo de programação matemática proposto.

Diversas técnicas para obtenção de uma rede otimizada, vem sendo propostas para a determinação da combinação diâmetro e declividade. O modelo que se aplica diretamente a redes reais consideradas de grande porte, levando em conta a possibilidade de bombeamento, cujos cálculos podem ser realizados em microcomputadores, é o método que se baseia na heurística proposta por CHARALAMBOUS e ELIMAM (1990). Avaliações são necessárias para verificar a validade de tal heurística, face à realidade dos custos praticados no Brasil. Tal trabalho já serviu como base para MAGALHÃES (1995), que utilizou este modelo para dimensionamento de redes reais de grande porte, comparando os resultados com BRAGA (1982) e dimensionando uma rede real da cidade de São José dos Campos/SP. Para isto foram obtidas equações de custos, através de regressão linear, com dados da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP).

Em relação à revisão bibliográfica, todos os autores citados, fizeram o uso da fórmula de Manning, com exceção de KULKARNI e KHANNA (1985), ELIMAM, CHARALAMBOUS e GHOBRIAL (1989) e CHARALAMBOUS e ELIMAM (1990) que

utilizaram a formulação de Hazen Williams modificada, que contempla características mais reais para o escoamento.

Com base no estudo de literatura sobre o assunto, cumpre afirmar que o modelo aqui desenvolvido tem como alicerce o trabalho de CHARALAMBOUS e ELIMAM (1990).

Para a definição das variáveis de projeto, utilizou-se um modelo de otimização não linear, empregando a técnica dos algoritmos genéticos.

2.2 Algoritmos Genéticos – Aplicações

Os algoritmos genéticos (AG's), que são provavelmente o tipo mais conhecido de programação evolucionária, são definidos como técnicas de otimização estocásticas, que imitam matematicamente os mecanismos de evolução natural das espécies, compreendendo processos da genética das populações e da sobrevivência e adaptação dos indivíduos (GEN e CHENG, 1997).

A otimização estocástica designa a família de técnicas de otimização na qual o espaço de busca é "vasculhado", através da geração de candidatos à solução com o auxílio de um gerador de números pseudo-aleatórios. Conforme o processamento progride, a distribuição de probabilidade pela qual um novo candidato à solução é gerado pode mudar, baseando-se nos resultados obtidos no início do processamento. Devido a esta natureza estocástica, não há garantia que o ótimo global seja obtido utilizando-se AG's, porém a aplicação desta técnica, em diversos tipos de problemas, apresentou uma alta taxa de sucesso na obtenção de boas soluções.

A teoria que deu origem aos AG's foi proposta por Holland em 1975 e aperfeiçoada por GOLDBERG (1989) e outros pesquisadores na década de 80. A analogia com a natureza é estabelecida a partir da criação, por computador, de um conjunto de soluções, ao qual dá-se o nome de população. Cada indivíduo desta população é representado por um conjunto de valores que descreve completamente as variáveis da solução. Cada indivíduo desta população, intuitivamente denominado "cromossomo", constitui uma possível representação completa de solução para o problema. O cromossomo é um vetor, cujas características ou "genes" podem ser codificadas através de uma representação binária (caracteres podem ser 0 ou 1). Por exemplo, a solução de uma função com duas variáveis, pode ser representada por um cromossomo binário de 8 bits: 1001 0011 (ou seja, quatro bits para cada parâmetro, x1 = 1001, x2 = 0011). Neste ponto, deve-se ressaltar, que nem todos os programas evolucionários

restringem a representação ao alfabeto binário, o que faz com que haja maior flexibilidade e aplicabilidade a uma grande variedade de problemas de tomada de decisões.

Cada indivíduo desta população inicial é então avaliado e os que representarem melhores valores, satisfazendo a função objetivo, servirão de base para gerar uma nova população. Em resumo, para obtenção dos "descendentes" de uma geração são aplicados três tipos de operadores:

- seleção: escolha dos cromossomos da população que serão selecionados para a reprodução e, em média, os cromossomos mais aptos produzem mais descendentes do que os menos aptos.

- recombinação: intercâmbio de sub-partes de dois cromossomos, imitando de forma grosseira a recombinação que ocorre entre dois cromossomos biológicos.

- mutação: mudança aleatória do valor do alelo em uma determinada posição do cromossomo.

Esta técnica se vale do processo de aprendizado coletivo entre indivíduos de uma população, sendo que cada um destes indivíduos representa uma solução possível dentro do espaço de busca de potenciais soluções. Estas soluções têm sua potencialização a partir do princípio teórico do paralelismo implícito, no qual soluções com alto grau de adequação recebem mais "descendentes" nas sucessivas gerações levando a uma população de melhores resultados (SAVIC e WALTERS, 1997).

Os algoritmos genéticos diferem da maioria dos métodos tradicionais de busca e otimização de quatro maneiras (GOLDBERG, 1987):

- trabalham não só com os parâmetros propriamente ditos, mas também com a codificação dos parâmetros;

- trabalham a partir de um grupo de soluções, não com solução única;

- utilizam diretamente a função objetivo e não suas derivadas ou outro conhecimento auxiliar;

- utilizam regras probabilísticas e não regras determinísticas.

Os AG's têm demonstrado claramente sua capacidade de atingir boas soluções otimizadas, em casos de funções multimodais, descontínuas e não diferenciáveis (SAVIC e WALTERS, 1997), tais como as resultantes da escolha de bombas e sua localização em

sistemas de distribuição extensos e complexos, do estabelecimento de pontos de operação para reservatórios de água, bombas de recalque e válvulas de pressão, da localização e dimensionamento de sistemas de reservação que resultem em reserva de incêndios e de emergência mais eficiente.

Um dos primeiros trabalhos aplicando o método à otimização de tubulações foi proposto por GOLDBERG e KUO (1987), no qual foram examinados os mecanismos, robustez e aplicações dos algoritmos genéticos em um problema de busca de alternativas operacionais para um conjunto de 40 bombas instaladas em uma tubulação em série. O procedimento de trabalho, que ao invés de utilizar os parâmetros, operou com a codificação dos mesmos, comprovou a independência do método, evitando enganos e tendências pré-existentes. O método não depende da continuidade do espaço de busca e trabalhando a partir de uma população de pontos, demonstrou ter uma perspectiva mais global que outros procedimentos de otimização da engenharia.

Outros pesquisadores, tais como Hadji e Murphy em 1990; Duan, Mays e Lansey em 1990; e Sved, Schmik e Simpson em 1991, entre outros, citados por SIMPSON, DANDY e MURPHY (1994), consolidaram a aplicação dos algoritmos genéticos na otimização de redes de distribuição de água.

SIMPSON, DANDY e MURPHY (1994) elaboraram um trabalho visando comparar esta técnica a outras de aplicação tradicional. Nesse trabalho, foi apresentada a metodologia para aplicação da técnica dos algoritmos genéticos na otimização de redes de distribuição de água. Os valores de diâmetros, comercialmente disponíveis, para os tubos utilizados pelos algoritmos genéticos foram selecionados como seqüências binárias. Foram usados três operadores dos algoritmos genéticos: seleção, recombinação, e mutação.

Os resultados obtidos a partir da técnica dos algoritmos genéticos, foram comparados com a de enumeração completa e programação não linear. A enumeração completa de soluções pode apenas ser usada em redes com poucos trechos. Por exemplo, considere uma rede de 20 trechos e um conjunto de 10 diâmetros discretos. O espaço total de soluções para este problema é igual a 10^{20} diferentes combinações. Mesmo que 1.000.000 combinações possam ser validadas por segundo, mais de 3.000.000 de anos de processamento serão necessários para a completa análise.

A otimização não linear é uma técnica efetiva, quando aplicada a uma rede pequena e devem ser considerados os erros que a conversão da solução contínua para diâmetros discretos podem gerar. O método da programação não linear gera apenas uma solução.

Conforme SIMPSON, DANDY e MURPHY (1994), os AG's geram uma classe completa de alternativas de soluções próximas ao ponto ótimo. Uma destas alternativas, pode efetivamente ser superior à solução ótima, baseando-se em aspectos não quantitativos, tais como: confiabilidade, critérios de qualidade da água e operação da rede. Este é um dos maiores benefícios do método dos algoritmos genéticos. A técnica dos algoritmos genéticos em sua gênese e posteriormente em seu desenvolvimento pode proporcionar um aperfeiçoamento nesta busca para problemas práticos. Os resultados apresentados no citado artigo, mostraram que os AG's são eficientes na busca da mais próxima ou da melhor solução para o caso das redes estudadas.

A sistematização da aplicação dos AG's à solução do problema de projeto de redes de distribuição de água de mínimo custo, levou ao desenvolvimento do modelo computacional GANET, desenvolvido por SAVIC e WALTERS (1997). Os algoritmos genéticos, quando comparados às técnicas convencionais de otimização, possuem a vantagem de não necessitar que seja assumida a linearização ou o cálculo de derivadas parciais, além de evitar instabilidades numéricas associadas à inversão de matrizes. Sua aplicação à faixa de soluções é global, reduzindo o risco de assumir erroneamente um mínimo local como mínimo global e desvinculando a dependência existente da solução, ao ponto inicial assumido no processo.

No modelo proposto por SAVIC e WALTERS (1997), os algoritmos genéticos foram introduzidos em sua forma original, seguindo-se dos diferentes ajustes que se fizeram necessários para a sua efetiva aplicação à otimização de redes de distribuição de água. Para ilustrar a capacidade do GANET de eficientemente identificar projetos otimizados, três problemas publicados foram resolvidos. Isto levou à descoberta de inconsistências em previsões de desempenho de redes em estudos publicados, devido à utilização de diferentes valores da constante numérica de conversão da fórmula Hazen-Williams. Além de ser bastante eficiente para otimização de redes de distribuição de água, o modelo computacional GANET mostrou-se também de fácil aplicação, requerendo praticamente as mesmas entradas de dados dos modelos de simulação hidráulica. Os únicos dados de entrada adicionais, necessários, são alguns parâmetros próprios dos algoritmos genéticos, os quais foram adotados de acordo com os valores recomendados na literatura. Dois exemplos, um de projeto de uma nova rede de distribuição e outro de projeto de expansão de rede em paralelo,

ilustraram o potencial do GANET como uma ferramenta do planejamento e gerenciamento de redes de distribuição de água (SAVIC e WALTERS, 1997).

Outros pesquisadores também aplicaram os algoritmos genéticos visando a otimização de projetos de redes, sugerindo técnicas e adaptações que reduzissem o tempo de processamento dos AG's e o número de gerações necessárias para se obter a solução otimizada. Assim, DANDY, SIMPSON e MURPHY (1996) desenvolveram um algoritmo genético aperfeiçoado. O AG proposto utiliza uma variável de potencialização (*variable power scaling*) para adequação da função objetivo. O expoente introduzido na função objetivo tem sua magnitude ampliada à medida que o processamento do AG se desenvolve. Foi ainda adicionado um operador de mutação acessório à mutação simples comumente usada. Finalmente, em substituição ao código binário foi usado o *gray code* para representar o conjunto de variáveis de decisão, que deram origem ao projeto de rede de distribuição de água.

Outra modificação foi proposta por MONTESINOS, GARCIA-GUZMAN e AYUSO (1999), em cujo trabalho, foram propostas modificações no processo de mutação e seleção de um algoritmo genético simples. Em cada geração, soluções são eliminadas e as selecionadas são classificadas para a recombinação. A cada nova solução, foi permitido efetuar no máximo uma mutação. No modelo apresentado, estas modificações aceleraram a convergência.

Em particular, na área de redes de distribuição de água, a utilização dos algoritmos genéticos tem trazido significativas contribuições para a escolha e definições de variáveis de projeto, tais como localização de válvulas e ponto de funcionamento de bombas, etc. REIS, PORTO e CHAUDHRY (1997) apresentaram um trabalho utilizando a técnica dos AG's, abordando o problema da localização apropriada das válvulas de controle em uma rede de distribuição de água, para se obter a máxima redução nas perdas numa determinada situação de demanda e nível de reservatório.

GAMBALE (2000) apresentou em revisão bibliográfica, uma análise crítica dos modelos de otimização e dos algoritmos de calibração de redes de distribuição de água até então desenvolvidos, comparando-os à técnica dos algoritmos genéticos.

SILVA, REIS, CALIMAN, PORTO e CHAUDHRY (2001) realizaram uma aplicação do método para a seleção de locais para coleta de dados de campo, com o propósito de calibração de modelos de redes de distribuição de água. O método foi aplicado em uma rede hipotética e em um setor da rede de distribuição de água da cidade de São Carlos/SP. Os

resultados obtidos para a rede teórica mostraram-se consistentes, mesmo partindo de estimativas distintas para os coeficientes de rugosidade a serem determinados pela calibração. Para uma rede real, foram obtidos resultados coerentes com os apresentados no trabalho original.

Com o objetivo de minimizar as perdas físicas de água em redes de distribuição, foi aplicado em São Carlos/SP, por CALIMAN et al (2001) o método dos algoritmos genéticos na determinação dos parâmetros do modelo hidráulico pressão x vazamento a um sub-setor da rede da cidade. A determinação dos referidos parâmetros foi realizada através do modelo inverso de minimização das diferenças entre valores observados em campo e previstos através de simulação hidráulica.

CELESTE et al (2001) aplicaram a técnica dos algoritmos genéticos para a calibração automática do modelo de precipitação-vazão *Tank Model* para a bacia do rio Ishite, localizada na cidade de Matsuyama, província de Ehime, no Japão. Todos os catorze parâmetros do modelo foram otimizados e os resultados indicaram que os AG's são eficazes e robustos na calibração do *Tank Model*.

Um outro exemplo é a aplicação do Modelo Muskingum para rios e canais, que pode ter certas limitações inerentes ao assumir linearidade na relação entre armazenamento em canais e volume afluente. Apesar de formas não lineares do Modelo Muskingum terem sido propostas, um método eficiente de calibração de parâmetros ainda não havia sido apresentada. MOHAN (1997) propôs a utilização dos algoritmos genéticos para estimar os parâmetros em dois modelos de fluxo não lineares de Muskingum. O desempenho desta abordagem foi comparado ao de outros métodos publicados, e o desempenho dos parâmetros gerados por algoritmos genéticos demonstrou ser melhor, resultando em um conjunto de variáveis com menor erro.

Depreende-se desta revisão bibliográfica, que o estado da arte continua avançando e que vários modelos matemáticos tem sido desenvolvidos para a otimização de redes esgotos, e que um grande número de aperfeiçoamentos tem sido feito em anos recentes. O problema de dimensionamento otimizado de redes de esgotos sanitários tem merecido atenção especial, embora existam muitos algoritmos e técnicas já largamente usadas.

3. OBJETIVOS

A proposta deste trabalho é a otimização de projetos de redes de esgotos a partir da técnica dos algoritmos genéticos.

A pesquisa tem como objetivo desenvolver e implementar um modelo hidráulico de otimização para o dimensionamento de mínimo custo de redes de esgotos, avaliando o comportamento e as variações da técnica dos algoritmos genéticos.

Visa, também, avaliar comparativamente a eficiência e a robustez do modelo proposto através de diversas simulações, analisando os resultados em relação à convergência, à qualidade do conjunto final de soluções e a solução "ótima" obtida.

4. METODOLOGIA

Um sistema de esgotamento sanitário é composto por um conjunto de tubulações, que esgotam uma demanda estimada a partir de uma fonte de contribuintes, e pode conter poços de visitas, terminais de limpeza, caixas de passagem, estações elevatórias e sifões. Devido à complexa interação entre estes componentes do sistema, identificar mudanças que melhorem o projeto pode ser difícil, mesmo para redes de médio porte. Por este motivo, ao longo do tempo, diversos métodos de simplificação foram sugeridos para reduzir a complexidade do problema original.

Em sua forma mais simples, o problema de otimização de projetos de esgotamento sanitário por gravidade será formulado da seguinte maneira: para um dado traçado de rede e uma demanda específica nas junções, busca-se uma combinação de pares de diâmetros e declividades de tubos que resulte num custo mínimo, e que atenda às seguintes restrições:

- a continuidade da vazão deve ser mantida em todos os nós e junções da rede;
- limitação de lâmina máxima deve ser satisfeita;
- limitação de diâmetro mínimo da rede;
- vazão mínima;
- declividade mínima e máxima;
- velocidade mínima e máxima;
- tensão média de cisalhamento.

O escoamento é considerado sempre em conduto livre ao longo da rede. Os engenheiros, durante a elaboração do projeto de uma rede nova ou de uma ampliação de rede existente, devem ainda garantir que a solução definida, atenda adequadamente as variações de vazão nas diversas situações, tais como atendimento da vazão máxima de projeto, vazão diária média, períodos de vazão mínima.

Diversos aspectos podem ser considerados na avaliação de um projeto, tais como possibilidades de ampliação, flexibilidade na operação, confiabilidade do atendimento e qualidade da água. No entanto, os custos de construção são o critério de maior relevância na verificação da viabilidade de um empreendimento. Os custos de implantação de um sistema abrangem a construção de rede coletora, ligações domiciliares, interceptores, estações de

bombeamento, linhas de recalque, estações de tratamento e emissários finais, além do consumo de energia que ocorre durante a vida útil do sistema.

O problema da otimização é não linear, pois além de atender aos critérios de avaliação propostos, deve satisfazer as condições hidráulicas de funcionamento do sistema, tais como vazão transportada, velocidade máxima e mínima de escoamento, lâminas mínimas e máximas e tensão média de cisalhamento. Tubos para coleta de esgotos são fabricados em uma série de valores discretos de diâmetros, o que introduz uma dificuldade adicional à busca do projeto ótimo.

Sendo a completa enumeração um processo inviável, algoritmos computacionais têm imitado certos princípios da natureza e vem se mostrando viáveis em certas áreas de aplicação, entre eles, os algoritmos genéticos, uma subclasse dos métodos de busca evolutivos-artificiais, baseado na seleção natural e em mecanismos de genética populacional, denominados programas evolucionários (PE's) (MICHALEWICZ, 1992).

Os algoritmos genéticos vasculham o espaço de busca, escolhendo aleatoriamente soluções, que serão combinadas sucessivamente, tendo seus resultados melhorados geração a geração através da imitação de mecanismos biológicos.

4.1 Formulação Hidráulica

Equação fundamental

Como nos condutos forçados, os cálculos em canais abertos estão baseados em equações de resistência, equações que ligam a perda de carga em um trecho à velocidade média, ou vazão, através de parâmetros geométricos e da rugosidade do perímetro molhado.

Para um trecho de canal com declividade de fundo I_0, tal que se possa tomar a altura d'água medida na vertical, as forças que atuam sobre o volume de controle ABCD, da Figura (4.1), são a componente da força da gravidade na direção do escoamento, as forças de pressão hidrostática e a força de cisalhamento nas paredes e fundo (PORTO, 1999).

Aplicando a 2ª lei de Newton ao volume de controle, tem-se:

$$\sum F_x = F_1 + W\text{sen}\alpha - F_2 - \tau_0 PL = 0 \qquad (4.1)$$

em que F_1 e F_2 são forças de pressão hidrostática; τ_0 é a tensão média de cisalhamento entre o fluído e o perímetro da seção em contato com o fluído; P é o perímetro da seção; W o peso de

fluído correspondente ao volume ocupado; L é a distância entre as seções de controle 1 e 2 e α é a inclinação do fundo.

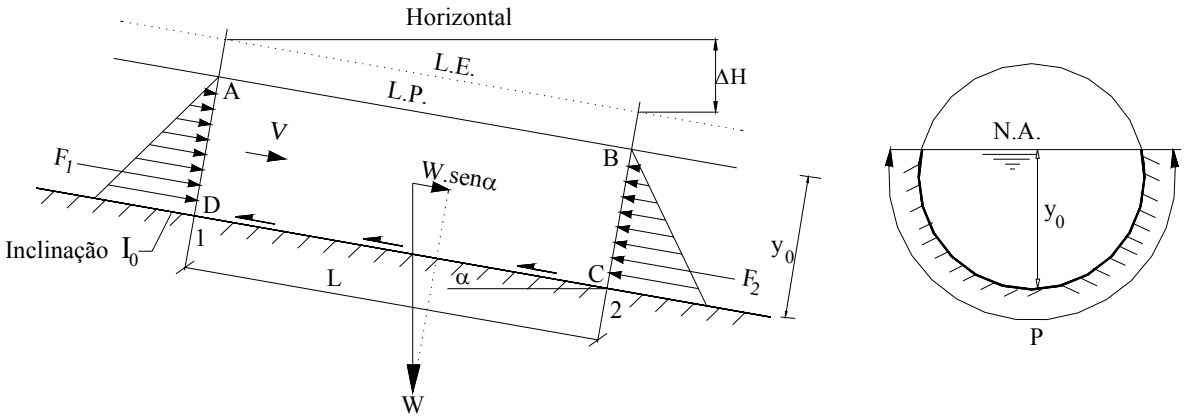

FIGURA 4.1. Forças que atuam sobre um volume controle ABCD.

Por hipótese, o escoamento é uniforme, resultando nas relações expressas nas equações (4.2) e (4.3):

$$y_1 = y_2 = y_0 \tag{4.2}$$

onde y_1, y_2, y_0 são as profundidades na seção 1, seção 2 e média, respectivamente. Assim,

$$F_1 = F_2 \tag{4.3}$$

A componente do peso do fluído é apresentada na equação (4.4).

$$W = \gamma AL \tag{4.4}$$

em que γ é o peso específico do fluído; A é a área molhada e P o perímetro molhado, que substituindo na equação (4.1) resulta em:

$$\gamma AL\,\mathrm{sen}\alpha = \tau_0 PL \tag{4.5}$$

e após simplificação:

$$\tau_0 = \gamma \frac{A}{P}\mathrm{sen}\alpha \therefore \tau_0 = \gamma R_h \mathrm{sen}\alpha \tag{4.6}$$

onde R_h é o raio hidráulico.

Para ângulos pequenos $(\alpha < 6^o)$, pode ser feita a aproximação:

$$\mathrm{sen}\alpha = \mathrm{tg}\alpha = \Delta H / L = I_0 \tag{4.7}$$

onde ΔH é o desnível horizontal, L é a distância entre as seções de controle 1 e 2, e I_0 é a declividade média.

Resultando em:

$$\tau_0 = \gamma R_h I_0 \tag{4.8}$$

A tensão de cisalhamento pode ainda ser escrita como:

$$\tau_0 = \frac{\rho f V^2}{8} \tag{4.9}$$

onde ρ é massa específica do fluido; V é a velocidade média do escoamento e f é o fator de atrito que é dado em função do número de Reynolds e da rugosidade relativa da parede.

Assumindo que o raio hidráulico seja o parâmetro que serve para levar em conta as diferenças de forma entre seções retas de tubos circulares e canais prismáticos, a equação (4.8) pode ser comparada com a equação (4.9), resultando na igualdade apresentada na equação (4.10).

$$\tau_0 = \frac{\rho f V^2}{8} = \gamma R_h I_0 \tag{4.10}$$

A equação (4.10) quando desenvolvida resulta em:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{R_h I_0} \tag{4.11}$$

Considerando:

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \tag{4.12}$$

resulta na equação (4.13), conhecida como fórmula de Chezy.

$$V = C\sqrt{R_h I_0} \tag{4.13}$$

onde C é o coeficiente de resistência ou coeficiente de rugosidade de Chézy, R_h é o raio hidráulico da seção e I_0 é a declividade média do canal.

A equação (4.13) é a equação fundamental do escoamento permanente e é indicada para os escoamentos turbulentos rugosos em canais.

Considerando ainda, a equação da continuidade:

$$Q = VA \tag{4.14}$$

onde Q é a vazão média; V é a velocidade média e A é a área molhada da seção transversal do canal.

Podemos expressar a fórmula de Chézy, equação (4.13), em função da vazão do escoamento, tornando-se:

$$Q = CA\sqrt{R_h I_0} \tag{4.15}$$

Diferentes fórmulas de origem empírica são propostas para o cálculo do coeficiente C de Chézy, ligando-o ao raio hidráulico da seção. Uma relação simples, e atualmente a mais empregada, foi proposta por Manning em 1889, através da análise de resultados experimentais obtidos por ele e outros pesquisadores. A relação empírica é da forma:

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \tag{4.16}$$

Substituindo a equação (4.16) na equação (4.13), temos:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I_0^{1/2} \tag{4.17}$$

A equação (4.17) é denominada fórmula de Manning, válida para os escoamentos permanentes, uniformes e turbulentos rugosos, com grande número de Reynolds. Nestas condições, o coeficiente n de Manning permanece constante para uma rugosidade dada, enquanto o coeficiente de Chézy é proporcional à rugosidade relativa da seção R_h / n.

Na Tabela (4.1) são apresentados os valores do coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning para vários tipos de revestimentos em canais artificiais e em cursos d'água naturais.

Combinando a equação (4.15) com a equação (4.16), chega-se a:

$$\frac{nQ}{\sqrt{I_0}} = AR_h^{2/3} \tag{4.18}$$

Esta equação será a equação fundamental para o presente trabalho.

TABELA 4.1 – Valores do coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning.

Natureza das Paredes	Condições			
	Muito Boas	Boas	Regu-lares	Más
Tubos de ferro fundido sem revestimento.	0,0120	0,0130	0,0140	0,0150
Idem, com revestimento de alcatrão.	0,0110	0,0120	0,0130	---
Tubos de ferro galvanizado.	0,0130	0,0140	0,0150	0,0170
Tubos de bronze ou de vidro.	0,0090	0,0100	0,0110	0,0130
Condutos de barro vitrificado, de esgotos.	0,0110	0,0130	0,0150	0,0170
Condutos de barro , de drenagem.	0,0110	0,0120	0,0140	0,0170
Alvenaria de tijolos com argamassa de cimento condutos de esgoto, de tijolos.	0,0120	0,0130	0,0150	0,0170
Superfícies de cimentado alisado.	0,0100	0,0110	0,0120	0,0130
Superfícies de argamassa de cimento.	0,0110	0,0120	0,0130	0,0150
Tubos de concreto.	0,0120	0,0130	0,0150	0,0160
Condutos e aduelas de madeira.	0,0100	0,0110	0,0120	0,0130
Calhas de prancha de madeira aplainada.	0,0100	0,0120	0,0130	0,0140
idem, não aplainada.	0,0110	0,0130	0,0140	0,0150
idem, com pranchões.	0,0120	0,0150	0,0160	---
Canais com revestimento de concreto.	0,0120	0,0140	0,0160	0,0180
Alvenaria de pedra argamassada.	0,0170	0,0200	0,0250	0,0300
Alvenaria de pedra seca.	0,0250	0,0330	0,0330	0,0350
Alvenaria de pedra aparelhada.	0,0130	0,0140	0,0150	0,0170
Calhas metálicas lisas (semicirculares).	0,0110	0,0120	0,0130	0,0150
idem, corrugadas.	0,0230	0,0250	0,0280	0,0300
Canais de terra, retilíneos e uniformes.	0,0170	0,0200	0,0230	0,0250
Canais abertos em rocha, lisos e uniformes.	0,0250	0,0300	0,0330	0,0350
Canais abertos em rocha, irregulares, ou de paredes de pedra irregulares e mal-arrumadas.	0,0350	0,0400	0,0450	---
Canais dragados.	0,0250	0,0280	0,0300	0,0330
Canais curvilíneos e lamosos.	0,0230	0,0250	0,0280	0,0300
Canais com leito pedregoso e vegetação nos taludes.	0,0250	0,0300	0,0350	0,0400
Canais com fundo de terra e taludes empedrados.	0,0280	0,0300	0,0330	0,0350
ARROIOS E RIOS				
1. Limpos, retilíneos e uniformes.	0,0250	0,0280	0,0300	0,0330
2. Como em 1., porém com vegetação e pedras.	0,0300	0,0330	0,0350	0,0400
3. Com meandros, bancos e poços poucos profundos, limpos	0,0350	0,0400	0,0450	0,0500
4. Como em 3., águas baixas, declividade fraca.	0,0400	0,0450	0,0500	0,0550
5. Como em 3., com vegetação e pedras.	0,0330	0,0350	0,0400	0,0450
6. Como em 4., com pedras.	0,0450	0,0500	0,0550	0,0600
7. Com margens espraiadas, pouca vegetação.	0,0500	0,0600	0,0700	0,0800
8. Com margens espraiadas, muita vegetação.	0,0750	0,1000	0,1250	0,1500

Fonte : PORTO (1999).

Cálculo de canais em regime uniforme

Os parâmetros do termo do lado esquerdo da equação fundamental para cálculo de canais em regime uniforme, equação (4.18), são necessários para o dimensionamento da seção, enquanto o lado direito é meramente geométrico. Evidentemente, escolhida uma

determinada forma geométrica, existirá mais de uma combinação entre os elementos da seção (largura de fundo, altura d'água, etc.) que satisfaça a equação. Deste modo, o cálculo de canais em regime uniforme é predominantemente um problema geométrico (PORTO,1999).

Para uma seção transversal de forma conhecida, pode ser definida uma variável λ, como sendo uma dimensão característica da seção, em função da qual são dadas as outras dimensões para que se possa desenhar a seção. É sempre possível expressar a área molhada da seção e o raio hidráulico da mesma em função de λ, na forma:

$$A = \alpha\lambda^2 \tag{4.19}$$

$$R_h = \beta\lambda \tag{4.20}$$

onde A é a área molhada; R_h é o raio hidráulico; α e β são chamados parâmetros de forma da seção e λ uma dimensão característica da seção.

Fixada a forma geométrica da seção do canal, α e β são determinados e valem para uma infinidade de seções de mesma forma geométrica.

Substituindo as equações (4.19) e (4.20) na fórmula de Manning (equação 4.18), temos:

$$\frac{nQ}{\sqrt{I_0}} = \alpha\lambda^2(\beta\lambda)^{2/3} \tag{4.21}$$

$$\frac{nQ}{\sqrt{I_0}} = (\alpha\beta^{2/3})\lambda^{8/3} \tag{4.22}$$

A partir da equação (4.22) podemos expressar λ a partir de dois coeficientes, o primeiro denominado coeficiente de forma, que considera as características geométricas da seção, e o segundo denominado coeficiente dinâmico que considera os demais parâmetros de dimensionamento, conforme as equações (4.23) e (4.24).

$$K = \left(\alpha\beta^{2/3}\right)^{3/8} \tag{4.23}$$

$$M = \left(\frac{nQ}{\sqrt{I_0}}\right)^{3/8} \tag{4.24}$$

onde M é o coeficiente dinâmico, e K é coeficiente de forma.

Resultando:

$$\lambda = \frac{M}{K} \tag{4.25}$$

O valor do coeficiente de forma K da seção pode ser calculado e tabelado para diversas formas geométricas usadas em projetos de canais.

Propriedades geométricas do canal de seção circular

Para as seções circulares, utilizadas usualmente em projetos de redes de esgotos sanitários, um desenvolvimento adimensional análogo pode ser realizado.

De acordo com a notação utilizada na figura (4.2), serão apresentadas as principais relações geométricas da seção circular (equações 4.26 a 4.31).

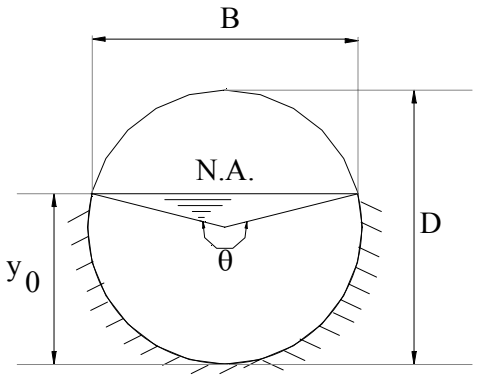

FIGURA 4.2. Seção transversal do canal circular.

$$A = D^2 \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \tag{4.26}$$

$$P = \frac{\theta D}{2} \tag{4.27}$$

$$R_h = \frac{D(1 - \text{sen}\theta / \theta)}{4} \tag{4.28}$$

$$y_0 = \frac{D(1 - \cos\theta / 2)}{2} \tag{4.29}$$

$$\theta = 2\arccos(1 - 2y_0 / D) \tag{4.30}$$

$$B = D\text{sen}\theta / 2 \tag{4.31}$$

onde, onde A é a área molhada, D é o diâmetro da seção circular, θ é o ângulo em radianos, P é o perímetro molhado, R_h é o raio hidráulico, y_0 é a altura da lâmina e B é a largura da linha d'água.

Sendo a dimensão característica da seção circular λ escolhida como sendo o diâmetro da seção D, temos:

$$\lambda = D \tag{4.32}$$

Pode-se determinar os parâmetros de forma α e β, a partir das equações (4.19) e (4.20) como sendo:

$$A = \alpha D^2 = D^2 \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \therefore \alpha = \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \tag{4.33}$$

$$R_h = \beta D = D \frac{(1 - \text{sen}\theta/\theta)}{4} \therefore \beta = \frac{(1 - \text{sen}\theta/\theta)}{4} \tag{4.34}$$

E o coeficiente de forma da seção circular (K_1) é dado por:

$$K_1 = \left(\alpha \beta^{2/3}\right)^{3/8} = \left\{ \left[\frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \right] \left[\frac{(1 - \text{sen}\theta/\theta)}{4} \right]^{2/3} \right\}^{3/8} \tag{4.35}$$

Assim, substituindo na equação (4.25), a equação (4.32) e o coeficiente K_1 referentes a seção circular, de modo condensado, temos:

$$D = \frac{M}{K_1} \tag{4.36}$$

Atribuindo-se valores à relação de y_0 / D, lâmina d'água relativa, pode-se tabelar os correspondentes valores de θ, pela equação (4.30), e os valores de K_1, pela equação (4.35). A partir destes valores foi montada a Tabela (4.2).

TABELA 4.2 – Valores do coeficiente de forma K_1 para canais circulares.

y_0/D	K_1	y_0/D	K_1	y_0/D	K_1
0,010	0,024	0,340	0,383	0,670	0,591
0,020	0,042	0,350	0,391	0,680	0,596
0,030	0,058	0,360	0,399	0,690	0,600
0,040	0,073	0,370	0,407	0,700	0,604
0,050	0,087	0,380	0,415	0,710	0,608
0,060	0,101	0,390	0,422	0,720	0,612
0,070	0,114	0,400	0,430	0,730	0,616
0,080	0,127	0,410	0,437	0,740	0,620
0,090	0,139	0,420	0,444	0,750	0,624
0,100	0,151	0,430	0,451	0,760	0,627
0,110	0,163	0,440	0,458	0,770	0,631
0,120	0,175	0,450	0,465	0,780	0,634
0,130	0,186	0,460	0,472	0,790	0,637
0,140	0,197	0,470	0,479	0,800	0,640
0,150	0,208	0,480	0,485	0,810	0,643
0,160	0,218	0,490	0,492	0,820	0,646
0,170	0,229	0,500	0,498	0,830	0,649
0,180	0,239	0,510	0,504	0,840	0,651
0,190	0,249	0,520	0,511	0,850	0,653
0,200	0,259	0,530	0,517	0,860	0,655
0,210	0,269	0,540	0,523	0,870	0,657
0,220	0,279	0,550	0,528	0,880	0,659
0,230	0,288	0,560	0,534	0,890	0,660
0,240	0,297	0,570	0,540	0,900	0,661
0,250	0,306	0,580	0,546	0,910	0,662
0,260	0,316	0,590	0,551	0,920	0,663
0,270	0,324	0,600	0,556	0,930	0,664
0,280	0,333	0,610	0,562	0,940	0,664
0,290	0,342	0,620	0,567	0,950	0,664
0,300	0,350	0,630	0,572	0,960	0,663
0,310	0,359	0,640	0,577	0,970	0,661
0,320	0,367	0,650	0,582	0,980	0,659
0,330	0,375	0,660	0,586	0,990	0,656

Fonte: PORTO (1999).

4.2 Modelo de Otimização

Como mencionado anteriormente, o princípio técnico e hidráulico, bem como a importância do custo de projeto de uma rede de esgotos, podem ser incorporados em um modelo matemático de programação (ELIMAM, CHARALAMBOUS e GHOBRIAL, 1989).

Considere uma rede de esgotos com as seguintes quantidades: NS de poços de visita de montante na rede; NL de trechos na rede; NM de poços de visita (pode ser expresso também como NL+1); e E_i como conjunto de todos os trechos que contribuem ao poço de visita i.

A figura (4.3) mostra a geometria de dois trechos consecutivos, bem como a definição de muitas variáveis e parâmetros usados na formulação.

Todas elevações são medidas sempre em relação ao mesmo nível referência e D_i, UC_i, DC_i, GL_i, são diâmetro da tubulação, elevação do coletor a montante, elevação do coletor a jusante e elevação do terreno a montante do trecho i, respectivamente.

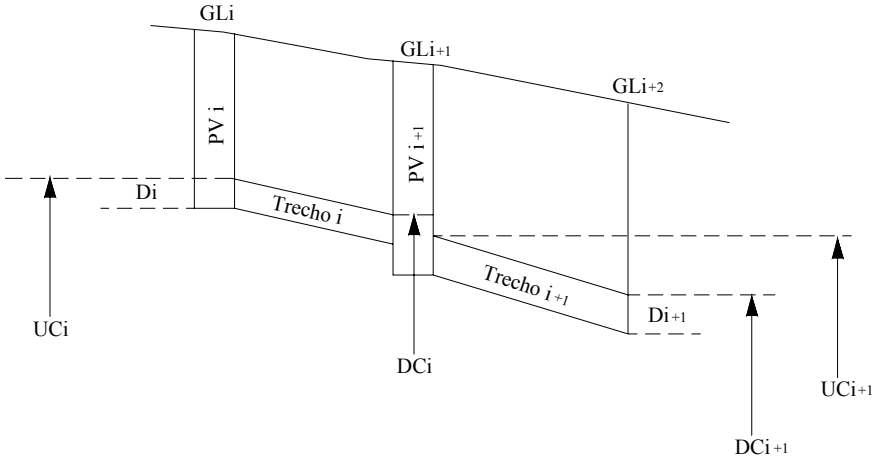

FIGURA 4.3. Geometria de dois trechos consecutivos de uma rede de esgotos.

O modelo consiste de uma função objetivo que inclui custo de materiais, escavação, poços de visitas, bem como as restrições.

Função Objetivo

O custo total de uma rede de esgotos C_T é apresentado por ELIMAM, CHARALAMBOUS e GHOBRIAL (1989) é dado pela equação (4.37).

$$C_T = C_C + C_{PV} \tag{4.37}$$

onde C_C é o custo dos coletores e C_{PV} é o custo dos poços de visita que são definidos pelas equações (4.38) e (4.39) respectivamente.

$$C_c = \sum_{k=1}^{NL}\left(\sum_{i=0}^{p}\left(\sum_{j=0}^{q} a_{ij} D^j\right) h^i\right) L_k \tag{4.38}$$

onde NL é o número de trechos; a_{ij} é um coeficiente obtido através de regressão linear; p e q são parâmetros que dependem do grau do polinômio utilizado na regressão; e ainda D, h, L, diâmetro, profundidade média e o comprimento do trecho respectivamente.

$$C_{PV} = \sum_{k=1}^{NL+1} C_{PVk} \tag{4.39}$$

onde C_{PV} custo total dos poços de visita; NL+1 é o número de poços de visita; C_{PVk} custo unitário do poço de visita k, que é obtido pelos valores constantes da Tabela (4.5).

Baseado nos dados observados por CHARALAMBOUS e ELIMAM (1990), a expressão de custos a seguir representa a função objetivo a ser minimizada:

$$C_T = \sum_{k=1}^{NL} \left(\sum_{i=0}^{3} \left(\sum_{j=0}^{3} a_{ij} D_k^{\,j} \right) h_k^{\,i} \right) L_k + \sum_{k=1}^{NL+1} C_{PVK} \tag{4.40}$$

Os coeficientes de custos a_{ij}, são determinados por regressão usando dados fornecidos por ELIMAM, CHARALAMBOUS e GHOBRIAL (1989) e também por MAGALHÃES (1995) são apresentados na Tabela (4.4). Estes coeficientes foram obtidos a partir dos dos custos da rede coletora, apresentados na Tabela (4.3), e dos custos dos poços de visita, apresentados na Tabela (4.5).

TABELA 4.3. Custos unitários – rede coletora.

D	**Custo (US$ / metro rede coletora)**				
(mm)	**h = 2,0 m**	**h = 3,0 m**	**h = 4,5 m**	**h = 6,0 m**	**h = 8,0 m**
100	40,82	53,34	75,64	102,52	176,48
150	45,36	58,59	82,04	110,58	188,13
200	52,67	66,61	91,21	121,43	202,55
250	65,92	80,56	106,31	138,20	222,89
300	81,67	97,01	123,90	157,49	245,75
350	107,77	123,84	151,86	187,14	278,96
375	116,05	132,54	161,25	197,52	291,51
400	124,93	141,69	170,87	207,81	303,22
450	183,79	201,99	233,43	273,73	376,28

Fonte: MAGALHÃES (1995).

TABELA 4.4. Coeficientes a_{ij} para funções de custo ajustadas

j	**i**			
	0	**1**	**2**	**3**
0	-29,3185	28,92595	-5,42286	0,524836
1	0,338185	0,045221	-0,0063	7,81E-04
2	-0,00149	-1,15E-04	1,66E-05	-1,97E-06
3	3,29E-06	1,60E-07	-2,30E-08	2,75E-09

Fonte: MAGALHÃES (1995).

TABELA 4.5. Custos unitários – poço de visita e inspeção.

D	Custo (US$ / unidade de PV ou PI)				
(mm)	h = 2,0 m	h = 3,0 m	h = 4,5 m	h = 6,0 m	h = 8,0 m
100	556,00	556,00	1.461,00	1.636,00	2.054,00
150	556,00	556,00	1.461,00	1.636,00	2.054,00
175	556,00	556,00	1.461,00	1.636,00	2.054,00
200	769,00	844,00	1.461,00	1.636,00	2.054,00
250	769,00	844,00	1.461,00	1.636,00	2.054,00
300	769,00	844,00	1.461,00	1.636,00	2.054,00
350	1.131,00	1.288,00	1.633,00	1.822,00	2.282,00
375	1.131,00	1.288,00	1.633,00	1.822,00	2.282,00
400	1.131,00	1.288,00	1.633,00	1.822,00	2.282,00
450	1.131,00	1.288,00	1.633,00	1.822,00	2.282,00

Fonte: MAGALHÃES (1995).

Restrições

A seguir são apresentadas as restrições a serem satisfeitas no modelo desenvolvido:

- para todos os trechos da rede devem ser estimadas as vazões de início e fim de plano (Q_i e Q_f) e a continuidade da vazão deve ser mantida em todos os poços de visita.

- as lâminas d'água (y/D), devem ser sempre calculadas admitindo o escoamento em regime uniforme e permanente, sendo o seu valor máximo, para vazão fim de plano, igual ou inferior a 75% do diâmetro do coletor, permitindo assim, a circulação de ar, fazendo com que inexista anaerobiose prejudicial às redes, e, prevendo uma folga para vazões de contribuições clandestinas.

- a tensão média de cisalhamento (τ_0), apresentada na equação (4.8), deverá ser superior a 1,0 Pa, calculada sempre com o valor da vazão de início de plano (Q_i) e atendendo a uma lâmina mínima de 20% do diâmetro do coletor. O atendimento desta restrição é uma medida preventiva contra a geração de sulfetos e deposição de materiais sólidos na tubulação.

- no caso da vazão mínima (Q_{min}), apesar da recomendação da NBR 9649 ser 1,5 L/s em qualquer trecho, será utilizado o valor de 2,2 L/s, pois foi o valor adotado por BRAGA (1982) e MAGALHÃES (1995), para permitir comparação dos resultados.

- o diâmetro mínimo (D_{min}) a ser empregado não poderá ser inferior ao diâmetro nominal (DN) 150 mm (BRAGA (1982), MAGALHÃES (1985)), apesar da NBR 9649 admitir diâmetros a partir de 100mm.

$$D_i \geq D_{min}, \; i = 1,2,....NL \tag{4.41}$$

onde D é o diâmetro e NL o número de trechos.

- o limite para velocidade média de escoamento na tubulação é de 5,0 m/s, buscando assim prevenir erosão por abrasão das paredes internas do tubo.

- quando a velocidade final for maior que a velocidade crítica, a maior lâmina admissível é de 50% do diâmetro do coletor.

$$v_c = 6(gR_h)^{0,5} \tag{4.42}$$

onde v_c é a velocidade crítica, g é a aceleração da gravidade e R_h é o raio hidráulico.

- A cota do fundo da tubulação de saída nos poços de visita será tal que o nível d'água seja menor ou igual ao nível mais baixo nas tubulações de entrada, para as vazões de final de plano.

- O recobrimento mínimo (AC_{min}) a ser considerado é de 1,20m.

$$GL_i - UC_i \geq AC_{min}, \; i=1,2,.....NM \tag{4.43}$$

onde GL é a elevação do terreno, UC é a elevação do coletor a montante e NM, o número de poços de visita.

- A profundidade máxima da vala $AD_{máx}$ é de 6,0m, isto é, o diâmetro acrescido do recobrimento não poderá exceder 6,0m.

$$GL_i - (UC_i - D_i) \leq AD_{max}, \; i = 1,2,.....NM \tag{4.44}$$

onde GL é a elevação do terreno, UC é a elevação do coletor, D é o diâmetro e NM, o número de poços de visita.

- Ligando as restrições entre os trechos de entrada e saída de um poço de visita i; a elevação da geratriz superior do trecho de saída deverá ser menor ou igual que a elevação da geratriz superior do trecho de entrada:

$$UC_{i+1} \leq DC_j, \; i = NS,.....NL\text{-}1 \text{ e } j \in E_{i+1} \tag{4.45}$$

onde UC é a elevação do coletor a montante, DC é a elevação do coletor a jusante, NS é o número de poços de visita a montante, NL é o número de trechos e E é o conjunto de todos os trechos que afluem ao poço de visita.

- A elevação do fundo do trecho de chegada deverá ser maior ou igual do que a elevação do fundo do trecho de jusante:

$$UC_{i+1} - D_{i+1} \geq DC_j - D_j \text{, i = NS,....., NL-1 e } j \in E_{i+1} \quad (4.46)$$

4.3 Algoritmos Genéticos

Os Algoritmos Genéticos (AG´s) são métodos de busca estocástica que imitam matematicamente os mecanismos de evolução natural da espécie. Diferem das técnicas de busca convencionais, pois iniciam o processo gerando um conjunto inicial de soluções possíveis, aleatoriamente, denominadas como "população". Cada indivíduo desta população é intuitivamente denominado "cromossomo" e constitui uma representação completa de solução para o problema. O cromossomo é um *string*, cujas características ou "genes" podem ser codificadas através de representação binária ou real. Os cromossomos tendem a evoluir-se gradativamente, através de sucessivas iterações, produzindo novas gerações de indivíduos, mais aptos ou capazes em termos da função de aptidão (GEN e CHENG, 1997).

Durante cada geração, os cromossomos são avaliados através da função objetivo e de aptidão, que permite sua classificação e ordenação enquanto solução.

A função aptidão representa uma medida que avalia a capacidade de sobrevivência de um elemento da população durante o processo de evolução. Com isso, cada elemento da população terá sua medida de aptidão, que servirá como elemento de classificação dessas soluções, indicando as chances de reprodução de cada um (CHEUNG, 2002).

Uma nova geração é formada pelo processo de seleção, segundo a qual os cromossomos que resultem em altos valores da função objetivo e/ou aptidão, possuam elevada probabilidade de serem preservados para a próxima geração. Em seguida, baseado na aptidão dos indivíduos, os melhores são selecionados para serem recombinados para que seja obtida a geração seguinte. Por exemplo, se dois cromossomos são x = (x_1,x_2) = 1111 1111 e y = (y_1,y_2) = 0000 0000, o resultado do cruzamento dos dois pode ser: z = 1100 0000 e w = 0011 1111.

A probabilidade de um cromossomo da população inicial ser selecionado para produzir os indivíduos das gerações seguintes, depende do resultado da função objetivo e/ou

aptidão que ele produz. O indivíduo com melhor aptidão terá probabilidade maior de ser selecionado que os de baixa aptidão, resultando em uma geração com média de adequação melhor que a geração anterior. Após várias gerações, o algoritmo poderá convergir para a sua solução ótima ou sub-ótima do problema.

A mutação é outro operador que também desempenha um papel importante na fase de reprodução, não tendo, porém, um efeito dominante. A mutação altera um *bit* de um ou mais indivíduos de uma geração. Por exemplo, o cromossomo original $x = (x_1,x_2) = 1111\ 1111$ após a mutação pode ficar: $x = (x_1,x_2) = 1110\ 1111$. Porém, se a probabilidade de mutação for muito alta isto pode levar a um processo aleatório não convergente.

Apesar de seguirem uma estrutura geral, diversas são as possibilidades de implementação dos AG's, em termos da sistemática de representação das soluções, dos operadores genéticos e dos parâmetros a serem adotados, tais como as probabilidades de recombinação e mutação, o número de indivíduos da população de soluções, critério de convergência. A descrição geral pode ser aplicada a todas elas no que diz respeito à suas características principais são:

Tamanho da população e número de gerações

O tamanho da população (N) afeta tanto o desempenho como a eficiência dos algoritmos genéticos. Ao se adotar uma população pequena o desempenho é insatisfatório, pois a mesma não é capaz de fornecer um exemplo apropriado do espaço de busca (GREFENSTETTE, 1986). Uma grande população, apesar de desejável por evitar a convergência prematura a uma solução sub-ótima, pode resultar em tempo de processamento inaceitável com uma taxa de convergência excessivamente lenta. O tamanho da população pode variar entre 10 e 500 indivíduos, com incrementos de 50 unidades. Neste experimento, tomando por base os trabalhos de SAVIC e WALTERS (1997), que utilizou uma população de 50 elementos em suas simulações, foram realizadas simulações para populações variando entre 50 e 500 indivíduos.

Critério de parada

Existem vários critérios de parada para os algoritmos. Os algoritmos podem ser encerrados quando todos os elementos em uma geração forem idênticos, ou quando a diferença entre os valores da função objetivo para os elementos da população esteja em um intervalo de tolerância (BUCKLES, 1994).

Um outro critério de parada é fixar um número de gerações e considerar o melhor resultado desta geração. Este foi o critério utilizado por SAVIC e WALTERS (1997) e também o critério utilizado neste trabalho. Para definir o numero ideal foram testadas simulações com 150 a 2000 gerações.

Probabilidade de recombinação

A probabilidade de recombinação (P_c) controla a freqüência com a qual o operador de recombinação é aplicado. Em cada nova geração (N P_c) elementos sofrem recombinação. Quanto mais altas a taxa de recombinação, mais rapidamente novas estruturas são introduzidas na população. Se uma taxa de recombinação é excessivamente alta, elementos de bom desempenho são descartados mais rapidamente do que a seleção pode produzir aprimoramentos. Ainda se a taxa é muito baixa a busca pode estagnar devido à uma baixa taxa de exploração. GREFENSTETT (1986) sugere uma variação entre 0,25 e 1,00 com incrementos de 0,05. Neste trabalho foram aplicados e avaliados valores de $P_c \in (0,60;1,00)$ sugerido por SAVIC e WALTERS (1997).

Probabilidade de mutação

Mutação é o operador de busca secundário que acelera a variabilidade populacional. Após a seleção, cada indivíduo poderá sofrer uma alteração aleatória em um de seus componentes, sendo a probabilidade de ocorrência da mesma considerada igual a P_m. É sugerido por GREFENSTETT (1986) uma variação entre 0,0 e 1,0. Neste trabalho porém serão feitas simulações que estabelece $P_m \in (0;0,3)$.

Escala

O valor da função objetivo, para cada indivíduo da população, é obtido a partir da soma dos custos que formam a rede. A simulação do diâmetro e profundidades para cada uma dessas soluções indica a exeqüibilidade da mesma. A função aptidão acrescenta à função objetivo, a avaliação exeqüibilidade da solução, e representa uma medida que avalia a capacidade de sobrevivência de um elemento da população durante o processo de evolução. Com isso, cada elemento da população, terá sua medida de aptidão que servirá como elemento de classificação dessas soluções indicando as chances de reprodução de cada um. Várias alternativas têm sido propostas para definir o valor da aptidão. A mais simples iguala a aptidão à função objetivo (avaliação). Porém, os valores da função objetivo podem assumir

números negativos e alguns algoritmos de seleção, como roda roleta, não funcionarão. Com isso, deve-se buscar outro procedimento de seleção, como por exemplo, seleção por torneio ou aplicar algum procedimento de parametrização.

Estratégia de seleção

São definidas duas estratégias de seleção, a seleção pura e a elitista. Na seleção pura, a escolha dos indivíduos e o número de vezes que o mesmo será recombinado, obedecem a uma relação direta com o seu desempenho. Na estratégia elitista, os melhores indivíduos de uma geração passam para a seguinte. Neste trabalho foram simuladas e comparadas as duas estratégias.

Restrições e penalidades

GEN e CHENG (1997) discutem que o problema central, para aplicação de algoritmos genéticos na otimização é a definição do critério de consideração das restrições, e levantam propostas para trabalhar com elas. Também MICHALEWICZ (1992) abordou com ênfase este assunto.

Segundo estes pesquisadores, as técnicas existentes podem ser classificadas em:

- estratégias de reparação: considera tomar um cromossomo infactível e gerar um factível por algum procedimento. Para problemas de otimização combinatorial torna-se fácil aplicar o processo de reparação. No entanto, esta técnica requer um procedimento de reparação determinística e pode ser tão complexo quanto resolver o problema original.

- estratégias de modificação dos operadores genéticos: baseia-se em representar um problema específico e operadores genéticos para manter o indivíduo na região factível. Alguns autores (MICHALEWICZ, 1992) apontam que tal técnica é confiável.

- estratégias de rejeição: descarta todos os cromossomos infactíveis criados pelo processo evolucionário. O método trabalha bem quando o espaço de busca é convexo, porém, sua desvantagem está no descarte destes cromossomos infactíveis, que podem conter melhores informações que alguns cromossomos factíveis.

- estratégias de penalidades: faz com que um problema com restrições seja tratado como sem restrições, pela associação de uma função penalidade. Estas funções são incorporadas à função objetivo gerando uma única função a ser otimizada. Têm a vantagem de considerar as soluções infactíveis, pois algumas podem fornecer informações úteis sobre a

busca da solução ótima. Por outro lado, para problemas com muitas restrições, soluções infactíveis podem tomar lugar em grande parte da população e neste caso, soluções factíveis podem ser difíceis de serem encontradas.

A técnica de penalidade é a técnica mais comum utilizada para trabalhar soluções infactíveis nos AG's, considerando problemas com restrições (GEN e CHENG, 1997). Esta foi a estratégia utilizada neste trabalho.

Esta técnica nos AG's é utilizada para encontrar uma certa quantidade de soluções infactíveis em cada geração, tal que os operadores genéticos buscam a solução ótima nos espaços factíveis e infactíveis. As soluções infactíveis não são rejeitadas, pois algumas podem fornecer informações úteis sobre a solução ótima, havendo a possibilidade inclusive de contribuir para a obtenção de algumas soluções factíveis.

A inclusão da penalidade na validação da função objetivo, equação (4.40), utilizada neste trabalho, é apresentada na equação (4.47).

$$C_T = \sum_{k=1}^{NL}\left(\sum_{i=0}^{3}\left(\sum_{j=0}^{3} a_{ij} {D_k}^{j}\right){h_k}^{i}\right)L_k + \sum_{k=1}^{NL+1} C_{PVK} + p_1\left(\sum_{k=1}^{NL}\max[y_k / D_k - 0{,}75;0]\right) + p_2\left(\sum_{k=1}^{NL}\max[1{,}00 - \tau_k;0]\right) \quad (4.47)$$

onde NL é o número de trechos; a_{ij} são coeficientes adimensionais; D é o diâmetro; h é a profundidade média da vala; L é o comprimento; C_{PV} é o custo do poço de visita; NL+1 é o número de poços de visita; p_1 e p_2 são os fatores que multiplicam a penalidade; y é a lâmina de água; τ é tensão média de cisalhamento. A expressão $\max[y_k / D_k - 0{,}75;0]$ indica que será considerado o valor máximo obtido entre ($y_k / D_k - 0{,}75$ e 0) e assim sucessivamente.

Os fatores p_1 e p_2 que multiplicam a penalidade são escolhidos de forma a conduzir os valores nominais de penalidades à mesma escala dos custos básicos da rede. O maior problema ao determinar o termo penalidade é justamente conseguir um equilíbrio entre a preservação de informações (aproveitar soluções infactíveis) e a pressão de seleção (rejeitar algumas soluções). Outro objetivo deste fator é se tornar mais severo à medida que se processam as gerações do método. Foi sugerido em SAVIC e WALTERS (1997) a seguinte função, que permite o aumento gradual da penalidade:

$$p_i = \varphi_i \left(\frac{n_{ger}}{n_{ger}^{max}} \right)^k \qquad (4.48)$$

onde, φ_t é a constante de multiplicação da penalidade; n_{ger} é o número da geração; n_{ger}^{max} é o número máximo de gerações e k é um parâmetro (foi considerado k=0,8, sugerido por SAVIC e WALTERS, 1997). Ao final das simulações das gerações o fator de multiplicação p_i deve assumir um valor através do qual nenhuma solução infactível assuma um valor maior que as soluções factíveis do problema.

Aptidão do elemento e escala

O valor da função objetivo (equação 4.40) para cada indivíduo da população é obtido a partir da soma do custo da tubulação e dos poços de visitas que forma a rede. A simulação dos diâmetros e declividades e o cálculo das lâminas, tensão média de cisalhamento, recobrimentos e continuidade para cada uma dessas soluções indica a exeqüibilidade da mesma. Conforme apresentado anteriormente, a função aptidão acrescenta, à função objetivo (equação 4.47), a avaliação da exeqüibilidade da solução, e representa uma medida que avalia a capacidade de sobrevivência de um elemento da população durante o processo de evolução.

A classificação pode ser feita através de uma ordenação das soluções de forma decrescente ou crescente às suas aptidões, respectivamente ao problema de maximização ou minimização. Várias alternativas têm sido propostas para definir o valor da aptidão.

Neste trabalho foi utilizado o seguinte procedimento de parametrização das soluções:

$$f_i = \sqrt{f(D_1, S_1, D_2, S_2, \cdots D_N, S_N)_{máximo} \times 1{,}2 - f(D_1, S_1, D_2, S_2, \cdots D_N, S_N)_i} \qquad (4.49)$$

4.4 Linguagem de Programação e Equipamento Computacional

Para a realização das simulações propostas, foram desenvolvidos programas utilizando-se o aplicativo Borland DELPHI versão 5.0, que utiliza a linguagem de programação PASCAL.

O equipamento utilizado foi um computador com processador Pentium III 650 MHz da Intel, com 256 Mb de memória RAM e disco rígido com 9,4 Gb de capacidade.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com o objetivo de testar e avaliar o desempenho dos algoritmos genéticos e a eficiência do modelo hidráulico proposto, a técnica foi aplicada para a obtenção de um projeto de mínimo custo para uma rede exemplo.

Rede hipotética

Esta rede exemplo consiste de uma configuração hipotética, composta de 18 trechos e 19 poços de visita, descrita inicialmente por BRAGA (1982), e também utilizada por MAGALHÃES (1995) em seus trabalhos, e os dados são apresentados na figura (5.1).

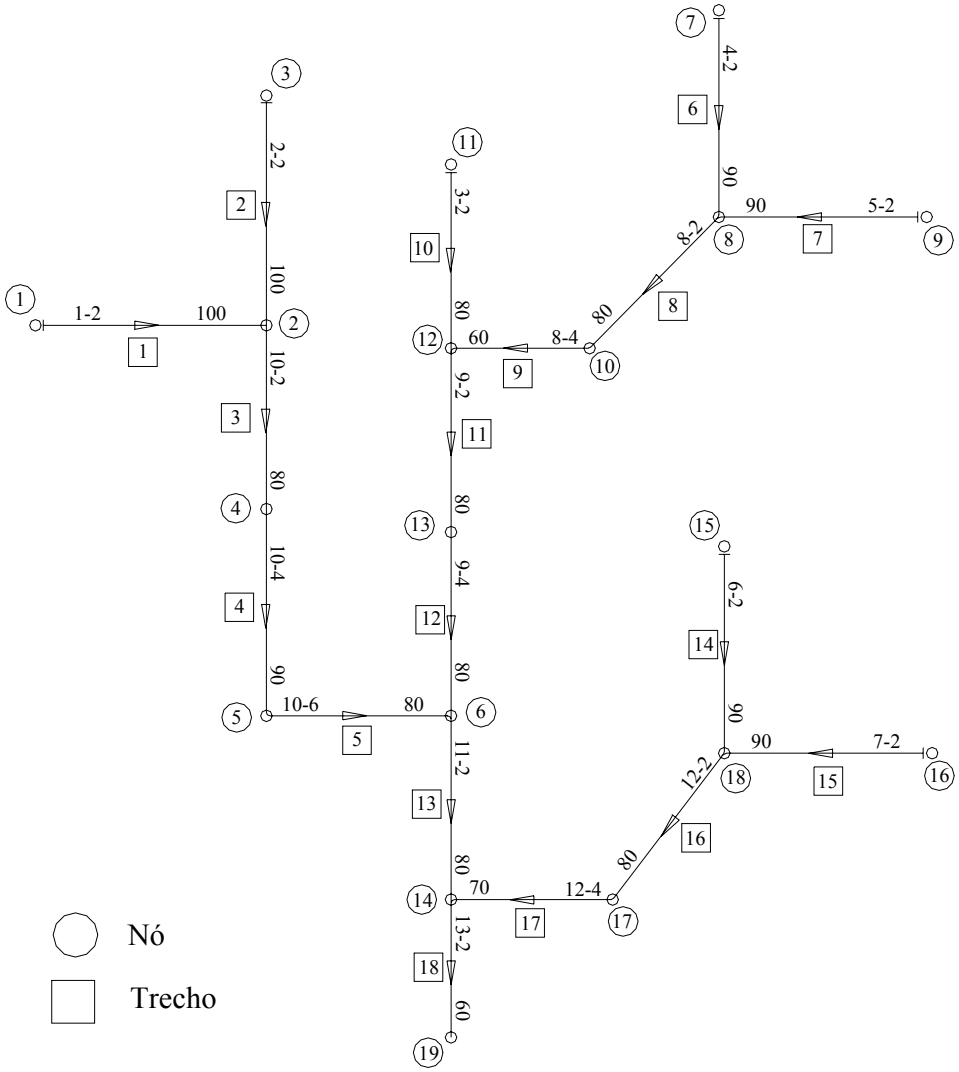

FIGURA 5.1 – Rede hipotética.

TABELA 5.1. Dados da Rede Exemplo.

Trecho	Extensão (m)	n*	Vazão Início de Plano (m^3/s)	Vazão Final de Plano (m^3/s)	Cota Terreno Jusante (m)	Cota Terreno Montante (m)
1-2	100	0,013	0,002200	0,004000	200	200
2-2	100	0,013	0,002200	0,004000	200	200
10-2	80	0,013	0,005600	0,011200	200	200
10-4	90	0,013	0,007400	0,014000	200	200
10-6	80	0,013	0,009000	0,018000	200	200
3-2	80	0,013	0,002200	0,003200	200	200
4-2	90	0,013	0,002200	0,003600	200	200
5-2	90	0,013	0,002200	0,003600	200	200
8-2	80	0,013	0,005200	0,011200	200	200
8-4	60	0,013	0,006400	0,012800	200	200
9-2	80	0,013	0,009600	0,019200	200	200
9-4	80	0,013	0,010400	0,020800	200	200
11-2	80	0,013	0,021800	0,0436000	200	200
6-2	90	0,013	0,002200	0,003600	200	200
7-2	90	0,013	0,002200	0,003600	200	200
12-2	80	0,013	0,005200	0,010400	200	200
12-4	70	0,013	0,00660	0,013200	200	200
13-2	60	0,013	0,02960	0,059200	200	200

* n é o coeficiente de Manning. Fonte: MAGALHÃES (1995) adaptada.

Na rede exemplo, apresentada na figura (5.1), as variáveis de decisão do problema são os diâmetros e as declividades dos 18 trechos de tubulação, que podem assumir cada um, qualquer dos 7 diâmetros discretos relacionados na Tabela (5.2), e que variam de 150 a 450mm e também 7 declividades discretas relacionadas na Tabela (5.3) que variam de 0,003 a 0,009 m/m, com incremento de 0,001.

TABELA 5.2. Diâmetros discretos.

Diâmetros (mm)						
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
150	200	250	300	350	400	450

TABELA 5.3. Declividades discretas.

Declividades (m/m)						
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009

Composição da função custo

O agrupamento dos dados visa o desenvolvimento de uma função custo para cálculo da rede coletora. Nesta função desenvolvida, estão inclusos: os custos de canteiro de obras; serviços técnicos; serviços preliminares; escavação em qualquer terreno exceto rocha; transporte de material escavado; jazida do material do aterro; assentamento; fornecimento de material; aterro sem controle do grau de compactação; fundações com solo da própria vala; e foi obtida através de regressão linear através dos dados obtidos por BRAGA (1982) e MAGALHÃES (1995) que desenvolveram funções com dados fornecidos pela SABESP conforme apresentados nas Tabelas (4.3), (4.4) e (4.5).

As considerações de custos utilizadas para os serviços que foram considerados na rede coletora foram os seguintes:

- o custo de canteiro é um percentual sobre o valor do custo referente à construção civil;

- nos serviços técnicos foram considerados: locação, cadastro, sondagem, projetos complementares;

- nos serviços preliminares foram considerados: limpeza de faixa; tapume; sinalização; passadiços; e travessias;

- no item movimento de terra foi considerado: escavação em qualquer terreno exceto rocha; aterro sem controle do grau de compactação; transporte do material escavado; e jazida;

- nos itens fornecimento e assentamento foram considerados tubos de PVC;

- os itens escoramento, esgotamento, fundações e estruturas, pavimentação e ligações domiciliares não foram considerados, pois permanecem praticamente inalterados em todas as soluções, conforme definido por BRAGA (1982) e MAGALHÃES (1995). Esta consideração, porém, poderá acrescentar pequenas variações nos custos, pois a profundidade de vala influenciará nos custos de escoramento e esgotamento, e também uma maior largura de vala, ocasionará aumento nos custos de fundações, estruturas e pavimentação. No caso das ligações

domiciliares a profundidade da vala alteraria a profundidade do ramal necessário para a ligação, alterando assim o seu custo;

Considerações sobre os parâmetros utilizados nos algoritmos genéticos

Neste estudo, o método dos algoritmos genéticos foi aplicado utilizando-se números reais para a representação dos indivíduos ou cromossomos, e para que os mesmos sejam gerados foram obtidos aleatoriamente números inteiros variando de 1 a 7 e que correspondem a cada um dos diâmetros e de cada declividades disponíveis. Assim será criado um indivíduo $x = (D_1, S_1, D_2, S_2, D_3, S_3, D_4, S_4 ....., D_{17}, S_{17}, D_{18}, S_{18})$ onde D_1 a D_{18} são os diâmetros e S_1 a S_{18} são as declividades dos trechos 1 a 18.

Conforme apresentado no item (4.3) existem diversas possibilidades de implementação dos AG's em termos da sistemática de representação das soluções (binária ou real), número de indivíduos da população, número de iterações, estratégias de seleção, probabilidades de recombinação e mutação. A definição de cada um destes critérios foi feita através de análise comparativa e gráfica a partir de diversas simulações.

O primeiro parâmetro definido foi a estratégia de seleção, que neste trabalho foi a elitista conforme os resultados apresentados na figura (5.2), onde as simulações com a estratégia elitista apresentaram resultados melhores. Como pode-se notar, a simulação sem elitismo levará um número bem maior de iterações para obter um resultado igual a com elitismo. Com 50 iterações com elitismo, já se obteve resultado melhor que para 2000 iterações sem elitismo.

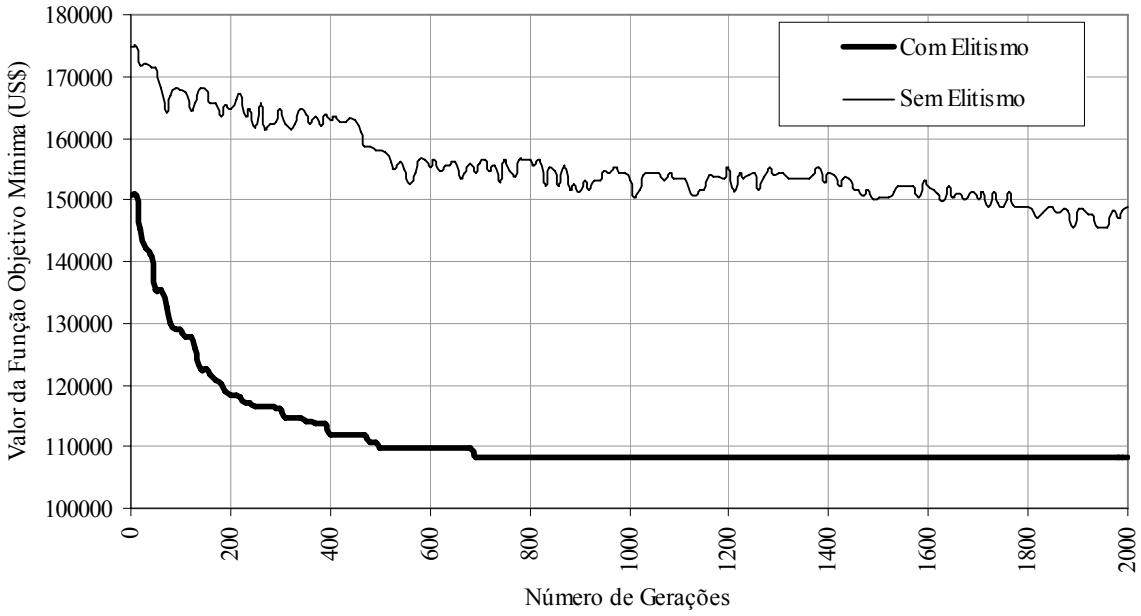

FIGURA 5.2 – Simulação para definição da estratégia de seleção a ser utilizada.

Foram realizadas, então, simulações para obter o número de elementos da população e o número de gerações a serem utilizados.

Para definir o número de gerações, foram realizadas várias simulações com 2000 gerações cada uma, onde se observou decréscimo no valor mínimo da função objetivo até a geração de número 700, aproximadamente. A figura (5.3) mostra uma representação típica de uma simulação com 300 elementos de população e 2000 gerações. Baseando-se nestas considerações, concluiu-se serem suficientes 1000 gerações para obtenção de resultados satisfatórios.

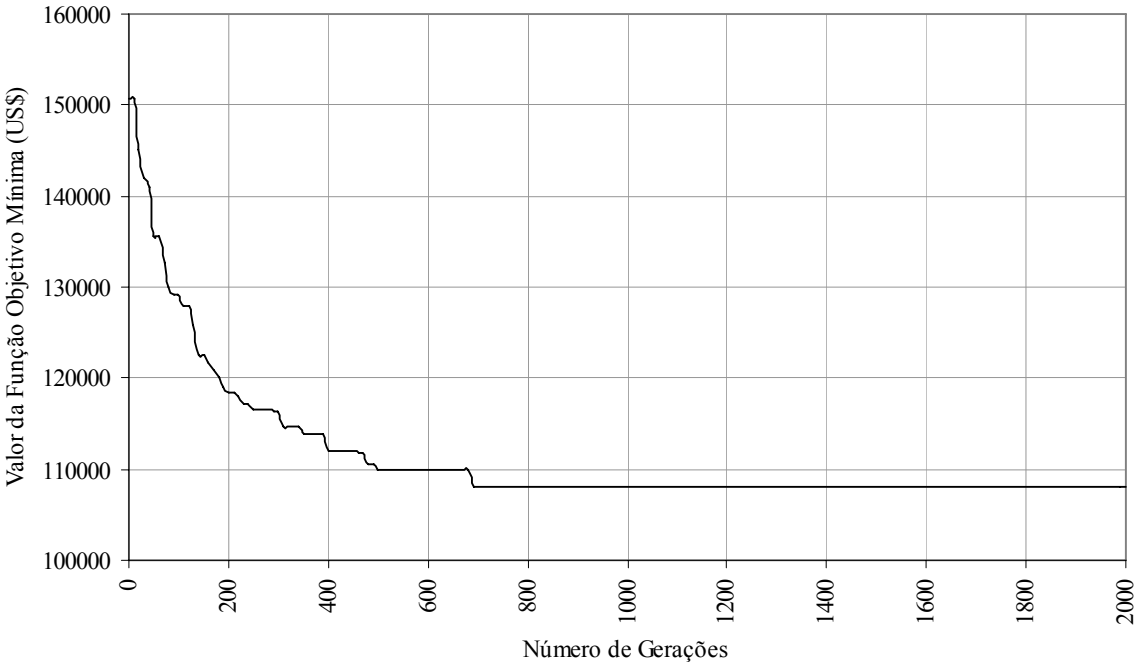

FIGURA 5.3 – Simulação típica com 2000 gerações (rede exemplo).

Para definição do número de elementos da população (N) foram realizadas simulações com a população variando de 50 a 500 elementos com incrementos de 50 elementos. Foram realizadas 3 simulações para cada valor de população e considerado o valor médio obtido. Foi observado que, com populações abaixo de 100 elementos, não foram obtidos valores satisfatórios da função objetivo, ver figura (5.4), isto é, os resultados foram muito irregulares, não houve uma constância. Foram obtidos valores satisfatórios com uma população a partir 100 elementos. A ampliação da população só apresentou melhora significativa na qualidade da solução encontrada por volta de 300 elementos, quando as 3 simulações deram uma média de US$ 108.205 e atingiu a um mínimo de US$ 107.198. Após 300 elementos não houve melhora nos resultados, ficando sempre oscilando em torno US$ 108.000, portanto não havendo melhoria e aumentando o tempo de processamento desnecessariamente. Adotou-se portanto, uma população de 300 elementos para este experimento.

A probabilidade de recombinação dos elementos selecionados que resultou em melhores resultados foi a taxa de recombinação P_c = 0,90. Também foram testados probabilidades de recombinação variando de 0,60 à 0,95, variando em 0,05 em 0,05.

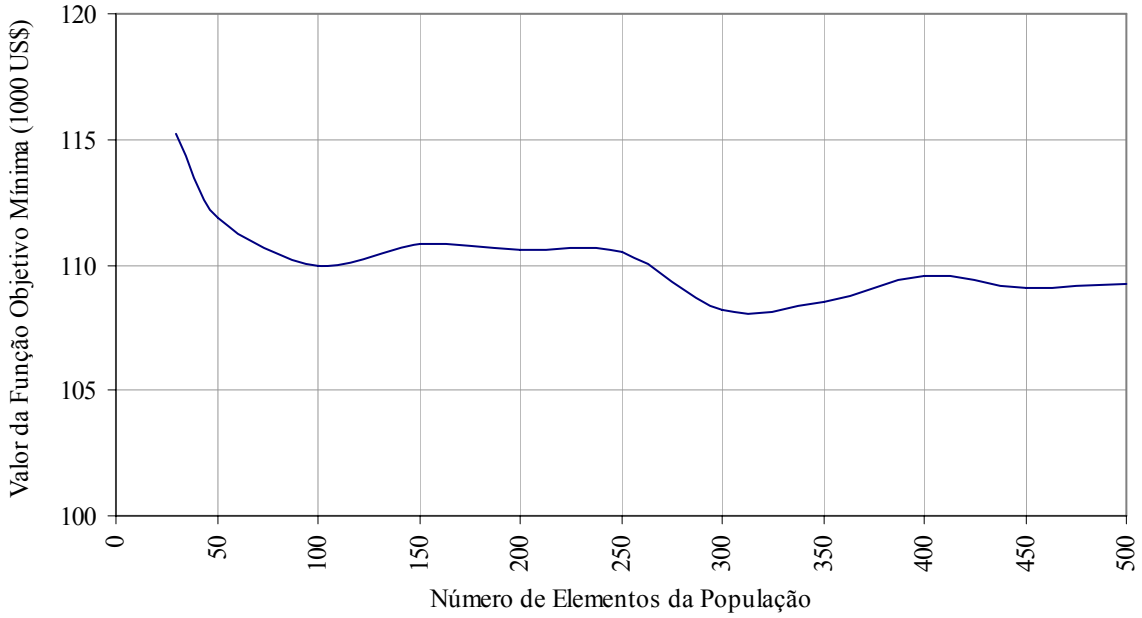

FIGURA 5.4 – Variação do valor da função objetivo mínima com o número de elementos da população.

O valor da probabilidade de mutação foi considerado de 0,30, pois analisando os resultados das simulações e sua convergência, verificou-se que nas primeiras 200 gerações, ocorreu uma queda rápida do custo mínimo até o patamar de aproximadamente US$ 115.000, independente do valor da taxa de mutação considerado, indicando que nesta etapa o processo é dominado pela seleção e pela recombinação. A partir deste patamar, o processo começa a sofrer maior influência do valor utilizado para a probabilidade de mutação. As simulações com melhores resultados foram aquelas com probabilidade de mutação mais alta, em torno de 0,30. A avaliação dos efeitos da mutação foi bastante importante. A partir do patamar de 500 gerações, a recombinação tende a repetir elementos sendo significativo o efeito da mutação para propiciar elementos novos e auxiliar a recombinação.

Por ser um problema com restrições, foi utilizada a estratégia de penalidades para se obter as soluções factíveis. As soluções infactíveis não foram rejeitadas, pois algumas podem fornecer informações úteis sobre a solução ótima, havendo a possibilidade inclusive de contribuir para a obtenção de algumas soluções factíveis.

A penalidade na validação da função objetivo, utilizada neste trabalho, é apresentada conforme a equação (5.1), possuindo dois termos, um para penalizar a lâmina e outro para penalizar a tensão média de cisalhamento:

$$P = p_1 \sum_{k=1}^{NL} \max[y_k / D_k - 0{,}75;0] + p_2 \sum \max[1{,}00 - \tau_k;0] \qquad (5.1)$$

onde NL é o número de trechos; y é a lâmina de água; D é o diâmetro; p_1 e p_2 são os fatores que multiplicam a penalidade e são dados pela equação 4.47; τ é tensão média de cisalhamento. A expressão $\max[y_k / D_k - 0{,}75;0]$ indica que será considerado o valor máximo obtido entre ($y_k / D_k - 0{,}75$ e 0) e assim sucessivamente.

Para cálculo de p (ver equação 4.47) foi utilizado o valor de k de 0,8 sugerido por SAVIC e WALTERS (1997) e o de φ foi desmembrado para cada termo da penalidade e chamado de p_1 e p_2, ficando com valor de 500000 para a lâmina e de 50000 para a tensão média de cisalhamento, respectivamente. Para chegar a esses valores foram realizadas diversas simulações, com a variação destes valores, de forma que houvesse um equilíbrio na convergência do diâmetro e das declividades, de uma forma que resultasse em diminuição de custos e que um indivíduo não dominasse rapidamente toda a população, trabalhando assim com uma diversidade maior.

Portanto a equação de penalidade resultará com a seguinte forma:

$$P = \sum_{i=1}^{iit} \left(\left(\frac{i}{iit} \right)^{0,8} \left(\sum_{k=1}^{NL} \max[y_k / D_k - 0{,}75;0] * 500000 + \max[1{,}00 - \tau_k;0] * 50000 \right) \right) \qquad (5.2)$$

onde i é o número da geração e iit é o número máximo de gerações.

Definidos os parâmetros dos algoritmos genéticos, deu-se início às simulações em busca da solução ótima para a rede exemplo.

Simulações

Com o número da população definido em 300 indivíduos, o número de gerações como sendo 1000 e a função penalidade conforme a equação (5.2), foram realizadas as simulações para estes parâmetros e chegou-se a solução de menor custo apresentada na Tabela (5.4). Foram também acrescentados na tabela os dados referentes às soluções ótimas encontradas por BRAGA (1982) e por MAGALHÃES (1995), bem como mais três soluções factíveis que foram encontradas pelo programa e que resultaram em economia em relação aos trabalhos anteriores.

Pode-se notar que o algoritmo genético trabalhou com diâmetros maiores e declividades menores no caso dos trechos 3,8 e 9; e com declividade maior e diâmetro menor no trecho 13, isto demonstra sua eficiência em trabalhar com duas possibilidades de minimização de custos: reduzir/aumentar diâmetros e aumentar/reduzir escavação.

Outro trecho que mostra a eficiência do algoritmo genético é o trecho 17 onde, na solução ótima, foi encontrada uma solução que diminuiu o diâmetro e aumentou a declividade do trecho para chegar na solução ótima, nas outras 3 soluções, obtidas pelo algoritmo genético, ele manteve o diâmetro em 200mm e declividades menores, isto demonstra que ele pode tanto aumentar o diâmetro para diminuir a declividade quanto diminuir o diâmetro e aumentar a declividade, chegando a realmente um mínimo.

Outro aspecto também observado é que o algoritmo genético levará em consideração o mínimo custo sempre contando com toda a rede e não trecho a trecho, o que viabiliza soluções melhores, pois o par declividade-diâmetro adotado para um trecho poderá influir no resultado não só do trecho de jusante, e sim mais trechos, esta será a grande vantagem em relações aos outros métodos.

TABELA 5.4. Conjunto de soluções otimizadas obtidas para a rede exemplo.

Trecho	**L (m)**	**Solução Ótima** Braga (1982)		**Solução Ótima** Magalhães(1995)		**Solução Ótima**		**Solução 1**		**Solução 2**		**Solução 3**	
		D (mm)	**Decliv (m/m)**	**D (mm)**	**Decliv (m/m)**	**D (mm)**	**Decliv (m/m)**	**D (mm)**	**Decliv (m/m)**	**D (mm)**	**Decliv (m/m)**	**D (mm)**	**Decliv (m/m)**
1	100	150	0,006	150	0,006	150	0,005	150	0,005	150	0,004	150	0,008
2	100	150	0,006	150	0,006	150	0,005	150	0,004	150	0,005	150	0,007
3	80	150	0,008	150	0,007	200	0,004	200	0,003	200	0,005	200	0,003
4	90	200	0,003	200	0,003	200	0,004	200	0,004	200	0,003	200	0,003
5	80	200	0,002	200	0,004	200	0,005	200	0,008	200	0,007	200	0,004
6	90	150	0,006	150	0,006	150	0,004	150	0,004	150	0,005	150	0,006
7	90	150	0,006	150	0,006	150	0,004	150	0,004	150	0,005	150	0,006
8	80	150	0,008	150	0,006	200	0,003	200	0,003	200	0,004	150	0,006
9	60	150	0,003	150	0,058	200	0,003	200	0,005	200	0,004	200	0,003
10	80	150	0,006	150	0,006	150	0,005	150	0,004	150	0,005	150	0,007
11	80	250	0,002	200	0,004	200	0,005	200	0,004	200	0,004	200	0,004
12	80	250	0,004	200	0,006	200	0,007	200	0,006	250	0,003	200	0,007
13	80	250	0,031	300	0,002	250	0,007	250	0,008	250	0,008	250	0,007
14	90	150	0,006	150	0,006	150	0,005	150	0,006	150	0,006	150	0,006
15	90	150	0,006	150	0,006	150	0,007	150	0,005	150	0,006	150	0,008
16	80	150	0,008	150	0,006	150	0,006	150	0,007	150	0,008	150	0,007
17	70	150	0,003	150	0,009	150	0,009	200	0,006	200	0,005	200	0,006
18	60	250	0,013	300	0,004	300	0,007	300	0,007	300	0,006	300	0,006
Custo Total (US$)		**115.034,45**		**113.778,21**		**107.197,98**		**108.067,59**		**110.148,95**		**110.899,59**	

Nas Tabelas (5.5), (5.6), (5.7) e (5.8), estão apresentados os resultados referentes as soluções ótimas encontradas através dos algoritmos genéticos, onde foram respeitadas todas as restrições impostas ao problema; e na Tabela (5.9) está apresentada a tabela de resultados obtida por MAGALHÃES (1995). Por estas tabelas é possível avaliar, onde realmente pode ter otimizado a rede. Nota-se que os trechos 5, 11, 12 e 13 foram os que mais contribuíram para a diminuição de custos obtidas, e avaliando a configuração da rede exemplo pode-se notar que estes trechos são os trechos centrais e quaisquer alterações em suas configurações alteram seus trechos de jusante e montante, e sua otimização assim, torna-se mais difícil. Nos outros métodos de otimização, as simulações são trecho a trecho e somente depois de definido um trecho, o seguinte é calculado, não havendo portanto uma avaliação da rede de uma forma global, isto é, todos os trechos simultaneamente.

TABELA 5.5. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução ótima

Trecho	**L** (m)	**Qi** **In**(L/s) **Fin**(L/s)	**Cota Ter** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Cota Col** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Prof. PV** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Decliv.** (m/m)	**Diâm.** (mm)	**y/D** **Inicial** **Final**	**Vel.** **In.** (m/s) **Fin.**(m/s)	**Vel.** **Crítica** (m/s)	**Tensão** **Trativa** (Pa)	**Custo do** **Coletor** (US$)	**Custo PV** (US$)	**Custo** **Total** (US$)
1	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 198,00	1,50 2,00	0,005	150	0,31 0,42	0,48 0,56	3,44	1,30641	4.687,88	556,00	5.243,88
2	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 198,00	1,50 2,00	0,005	150	0,31 0,42	0,48 0,56	3,44	1,30641	4.687,88	556,00	5.243,88
3	80	5,6 11,2	200,00 200,00	198,00 197,68	2,00 2,32	0,004	200	0,36 0,52	0,56 0,67	4,26	1,56629	5.601,41	769,00	6.370,41
4	90	7,4 14,8	200,00 200,00	197,68 197,32	2,32 2,68	0,004	200	0,41 0,63	0,60 0,72	4,47	1,75502	6.301,64	844,00	7.145,64
5	80	9 18,0	200,00 200,00	197,32 196,92	2,68 3,08	0,005	200	0,43 0,66	0,69 0,81	4,53	2,26864	5.601,47	844,00	6.445,47
6	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 198,14	1,50 1,86	0,004	150	0,33 0,42	0,44 0,50	3,44	1,0955	4.219,09	556,00	4.775,09
7	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 198,14	1,50 1,86	0,004	150	0,33 0,42	0,44 0,50	3,44	1,0955	4.219,09	556,00	4.775,09
8	80	5,2 10,4	200,00 200,00	198,14 197,90	1,86 2,10	0,003	200	0,37 0,55	0,49 0,59	4,32	1,20903	4.361,70	769,00	5.130,70
9	60	6,4 12,8	200,00 200,00	197,90 197,72	2,10 2,28	0,003	200	0,41 0,62	0,52 0,62	4,47	1,31538	4.201,11	844,00	5.045,11
10	80	2,2 3,2	200,00 200,00	198,50 198,10	1,50 1,90	0,005	150	0,31 0,37	0,48 0,53	3,28	1,30641	3.750,30	556,00	4.306,30
11	80	9,6 19,2	200,00 200,00	197,72 197,32	2,28 2,68	0,005	200	0,45 0,70	0,70 0,82	4,57	2,32703	5.601,47	844,00	6.445,47
12	80	11,2 22,4	200,00 200,00	197,32 196,76	2,68 3,24	0,007	200	0,45 0,69	0,83 0,97	4,56	3,2399	5.601,47	844,00	6.445,47
13	80	21,8 43,6	200,00 200,00	196,76 196,20	3,24 3,80	0,007	250	0,46 0,73	0,98 1,14	5,14	4,16344	8.303,69	1.461,00	9.764,69
14	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 198,05	1,50 1,95	0,005	150	0,31 0,40	0,48 0,55	3,36	1,30641	4.219,09	556,00	4.775,09
15	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,87	1,50 2,13	0,007	150	0,28 0,36	0,54 0,62	3,25	1,70248	4.219,09	556,00	4.775,09
16	80	5,2 10,4	200,00 200,00	197,87 197,39	2,13 2,61	0,006	150	0,47 0,73	0,65 0,75	3,99	2,1462	4.936,99	556,00	5.492,99
17	70	6,6 13,2	200,00 200,00	197,39 196,76	2,61 3,24	0,009	150	0,47 0,75	0,80 0,93	4,00	3,26387	4.319,87	556,00	4.875,87
18	60	29,6 59,2	200,00 200,00	196,20 195,78	3,80 4,22	0,007	300	0,42 0,64	1,05 1,25	5,50	4,65375	7.219,74	1.461,00 1.461,00	8.680,74 1.461,00
												Custo Total		**107.197,98**

Pode-se notar que todas as restrições de lâmina máxima, tensão de cisalhamento média ou tensão trativa, continuidade de vazão, vazão mínima e velocidade máxima foram atendidas e que os valores de lâmina e de tensão trativa, chegaram ao limite, por exemplo: nos trechos 11, 13, 16 e 17 com valores de 0,70;0,73;0,73;0,75 respectivamente, para o caso das lâminas, e os trechos 6 e 7 para o caso da tensão trativa, com valor de 1,0955 para os dois trechos.

TABELA 5.6. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução 1

Trecho	**L** (m)	**Qi** **In**(L/s) **Fin**(L/s)	**Cota Ter** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Cota Col** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Prof. PV** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Decliv.** (m/m)	**Diâm.** (mm)	**y/D** **Inicial** **Final**	**Vel.** **In.** (m/s) **Fin.**(m/s)	**Vel.** **Crítica** (m/s)	**Tensão** **Trativa** (Pa)	**Custo do** **Coletor** (US$)	**Custo PV** (US$)	**Custo** **Total** (US$)
1	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 198,00	1,50 2,00	0,005	150	0,31 0,42	0,48 0,56	3,44	1,30641	4.687,88	556,00	5.243,88
2	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 198,10	1,50 1,90	0,004	150	0,33 0,45	0,25 0,30	3,51	1,0955	4.687,88	556,00	5.243,88
3	80	5,6 11,2	200,00 200,00	198,00 197,76	2,00 2,24	0,003	200	0,38 0,57	0,51 0,61	4,37	1,24634	5.601,41	769,00	6.370,41
4	90	7,4 14,8	200,00 200,00	197,76 197,40	2,24 2,60	0,004	200	0,41 0,63	0,62 0,73	4,47	1,75502	6.301,58	844,00	7.145,64
5	80	9 18,0	200,00 200,00	197,40 196,76	2,60 3,24	0,008	200	0,38 0,57	0,84 1,01	4,36	3,30196	5.601,41	844,00	6.445,47
6	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 198,14	1,50 1,86	0,004	150	0,33 0,42	0,25 0,29	3,44	1,0955	4.219,09	556,00	4.775,09
7	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 198,14	1,50 1,86	0,004	150	0,33 0,42	0,25 0,29	3,44	1,0955	4.219,09	556,00	4.775,09
8	80	5,2 10,4	200,00 200,00	198,14 197,90	1,86 2,10	0,003	200	0,37 0,55	0,50 0,60	4,32	1,20903	4.361,70	769,00	5.130,70
9	60	6,4 12,8	200,00 200,00	197,90 197,60	2,10 2,40	0,005	200	0,36 0,53	0,64 0,77	4,28	1,97572	4.201,05	844,00	5.045,11
10	80	2,2 3,2	200,00 200,00	198,50 198,18	1,50 1,82	0,004	150	0,33 0,40	0,25 0,28	3,36	1,0955	3.750,30	556,00	4.306,30
11	80	9,6 19,2	200,00 200,00	197,60 197,28	2,40 2,72	0,004	200	0,48 0,76	0,66 0,77	4,62	1,94378	5.601,41	844,00	6.445,47
12	80	11,2 22,4	200,00 200,00	197,28 196,80	2,72 3,20	0,006	200	0,47 0,73	0,80 0,94	4,60	2,86171	5.601,41	844,00	6.445,47
13	80	21,8 43,6	200,00 200,00	196,76 196,12	3,24 3,88	0,008	250	0,45 0,69	1,66 1,95	5,10	4,636	8.303,57	1.461,00	9.764,69
14	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,96	1,50 2,04	0,006	150	0,29 0,38	0,29 0,33	3,30	1,50812	4.219,09	556,00	4.775,09
15	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 198,05	1,50 1,95	0,005	150	0,31 0,40	0,27 0,31	3,36	1,30641	4.219,09	556,00	4.775,09
16	80	5,2 10,4	200,00 200,00	197,96 197,40	2,04 2,60	0,007	150	0,45 0,69	0,39 0,46	3,95	2,42983	4.936,99	556,00	5.492,99
17	70	6,6 13,2	200,00 200,00	197,40 196,98	2,60 3,02	0,006	200	0,35 0,51	0,70 0,84	4,23	2,31224	4.901,23	844,00	5.745,29
18	60	29,6 59,2	200,00 200,00	196,12 195,70	3,88 4,30	0,007	300	0,42 0,64	2,47 2,92	5,50	4,65375	7.219,55	1.461,00 1.461,00	10.141,93
												Custo Total		**108.067,59**

TABELA 5.7. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução 2

Trecho	**L** (m)	**Qi** **In**(L/s) **Fin**(L/s)	**Cota Ter** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Cota Col** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Prof. PV** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Decliv.** (m/m)	**Diâm.** (mm)	**y/D** **Inicial** **Final**	**Vel.** **In.** (m/s) **Fin.**(m/s)	**Vel.** **Crítica** (m/s)	**Tensão** **Trativa** (Pa)	**Custo do** **Coletor** (US$)	**Custo PV** (US$)	**Custo** **Total** (US$)
1	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 198,10	1,50 1,90	0,004	150	0,33 0,45	0,44 0,52	3,51	1,0955	4.687,88	556,00	5.243,88
2	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 198,00	1,50 2,00	0,005	150	0,31 0,42	0,48 0,56	3,44	1,30641	4.687,88	556,00	5.243,88
3	80	5,6 11,2	200,00 200,00	198,00 197,60	2,00 2,40	0,005	200	0,33 0,49	0,61 0,73	4,18	1,86896	5.601,41	769,00	6.370,41
4	90	7,4 14,8	200,00 200,00	197,60 197,33	2,40 2,67	0,003	200	0,45 0,69	0,54 0,64	4,57	1,39356	6.301,58	844,00	7.145,58
5	80	9 18,0	200,00 200,00	197,33 196,77	2,67 3,23	0,007	200	0,39 0,59	0,78 0,93	4,41	2,96876	5.601,41	844,00	6.445,41
6	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 198,05	1,50 1,95	0,005	150	0,31 0,40	0,48 0,55	3,36	1,30641	4.219,09	556,00	4.775,09
7	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 198,05	1,50 1,95	0,005	150	0,31 0,40	0,48 0,55	3,36	1,30641	4.219,09	556,00	4.775,09
8	80	5,2 10,4	200,00 200,00	198,05 197,73	1,95 2,27	0,004	200	0,34 0,50	0,55 0,66	4,21	1,51876	5.601,41	769,00	6.370,41
9	60	6,4 12,8	200,00 200,00	197,73 197,49	2,27 2,51	0,004	200	0,38 0,57	0,58 0,69	4,37	1,6548	4.201,05	844,00	5.045,05
10	80	2,2 3,2	200,00 200,00	198,50 198,10	1,50 1,90	0,005	150	0,31 0,37	0,48 0,53	3,28	1,30641	3.750,30	556,00	4.306,30
11	80	9,6 19,2	200,00 200,00	197,49 197,17	2,51 2,83	0,004	200	0,48 0,76	0,65 0,75	4,62	1,94378	5.601,41	844,00	6.445,41
12	80	11,2 22,4	200,00 200,00	197,17 196,93	2,83 3,07	0,003	250	0,40 0,61	0,60 0,71	4,97	1,62118	6.443,25	844,00	7.287,25
13	80	21,8 43,6	200,00 200,00	196,77 196,13	3,23 3,87	0,008	250	0,45 0,69	1,03 1,21	5,10	4,636	8.303,57	1.461,00	9.764,57
14	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,96	1,50 2,04	0,006	150	0,29 0,38	0,51 0,59	3,30	1,50812	4.219,09	556,00	4.775,09
15	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,96	1,50 2,04	0,006	150	0,29 0,38	0,51 0,59	3,30	1,50812	4.219,09	556,00	4.775,09
16	80	5,2 10,4	200,00 200,00	197,96 197,32	2,04 2,68	0,008	150	0,43 0,66	0,72 0,85	3,91	2,70471	4.936,99	556,00	5.492,99
17	70	6,6 13,2	200,00 200,00	197,32 196,97	2,68 3,03	0,005	200	0,37 0,54	0,64 0,76	4,30	2,001	4.901,23	844,00	5.745,23
18	60	29,6 59,2	200,00 200,00	196,13 195,77	3,87 4,23	0,006	300	0,44 0,67	1,00 1,17	5,56	4,11295	7.219,55	2.922,00	10.141,55
												Custo Total		**110.148,28**

TABELA 5.8. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução 3

Trecho	**L** (m)	**Qi In**(L/s) **Fin**(L/s)	**Cota Ter Mont**(m) **Jus** (m)	**Cota Col Mont**(m) **Jus** (m)	**Prof. PV Mont**(m) **Jus** (m)	**Decliv.** (m/m)	**Diâm.** (mm)	**y/D Inicial Final**	**Vel. In.** (m/s) **Fin.**(m/s)	**Vel. Crítica** (m/s)	**Tensão Trativa** (Pa)	**Custo do Coletor** (US$)	**Custo PV** (US$)	**Custo Total** (US$)
1	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 197,70	1,50 2,30	0,008	150	0,27 0,37	0,57 0,67	3,28	1,89074	4.687,88	556,00	5.243,88
2	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 197,80	1,50 2,20	0,007	150	0,28 0,39	0,54 0,64	3,32	1,70248	4.687,88	556,00	5.243,88
3	80	5,6 11,2	200,00 200,00	197,70 197,46	2,30 2,54	0,003	200	0,38 0,57	0,50 0,60	4,37	1,24634	5.601,47	844,00	6.445,47
4	90	7,4 14,8	200,00 200,00	197,46 197,19	2,54 2,81	0,003	200	0,45 0,69	0,54 0,64	4,57	1,39356	6.301,64	844,00	7.145,64
5	80	9 18,0	200,00 200,00	197,19 196,87	2,81 3,13	0,004	200	0,46 0,72	0,64 0,74	4,59	1,89605	5.601,47	844,00	6.445,47
6	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,96	1,50 2,04	0,006	150	0,29 0,38	0,51 0,59	3,30	1,50812	4.219,09	556,00	4.775,09
7	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,96	1,50 2,04	0,006	150	0,29 0,38	0,51 0,59	3,30	1,50812	4.219,09	556,00	4.775,09
8	80	5,2 10,4	200,00 200,00	197,96 197,48	2,04 2,52	0,006	150	0,47 0,73	0,65 0,75	3,99	2,1462	4.936,99	556,00	5.492,99
9	60	6,4 12,8	200,00 200,00	197,48 197,30	2,52 2,70	0,003	200	0,41 0,62	0,52 0,62	4,47	1,31538	4.201,11	844,00	5.045,11
10	80	2,2 3,2	200,00 200,00	198,50 197,94	1,50 2,06	0,007	150	0,28 0,34	0,54 0,60	3,17	1,70248	3.750,30	556,00	4.306,30
11	80	9,6 19,2	200,00 200,00	197,30 196,98	2,70 3,02	0,004	200	0,48 0,76	0,65 0,75	4,62	1,94378	5.601,47	844,00	6.445,47
12	80	11,2 22,4	200,00 200,00	196,98 196,42	3,02 3,58	0,007	200	0,45 0,69	0,83 0,97	4,56	3,2399	7.379,30	1.461,00	8.840,30
13	80	21,8 43,6	200,00 200,00	196,42 195,86	3,58 4,14	0,007	250	0,46 0,73	0,98 1,14	5,14	4,16344	8.303,69	1.461,00	9.764,69
14	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,96	1,50 2,04	0,006	150	0,29 0,38	0,51 0,59	3,30	1,50812	4.219,09	556,00	4.775,09
15	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,78	1,50 2,22	0,008	150	0,27 0,35	0,57 0,65	3,21	1,89074	4.219,09	556,00	4.775,09
16	80	5,2 10,4	200,00 200,00	197,78 197,22	2,22 2,78	0,007	150	0,45 0,69	0,68 0,80	3,95	2,42983	4.936,99	556,00	5.492,99
17	70	6,6 13,2	200,00 200,00	197,22 196,80	2,78 3,20	0,006	200	0,35 0,51	0,68 0,82	4,23	2,31224	4.901,29	844,00	5.745,29
18	60	29,6 59,2	200,00 200,00	195,86 195,50	4,14 4,50	0,006	300	0,44 0,67	1,00 1,17	5,56	4,11295	7.219,74	2.922,00	10.141,74
												Custo Total		**110.899,59**

TABELA 5.9. Planilha de cálculo da rede coletora – Solução ótima (MAGALHÃES,1995)

Trecho	**L** (m)	**Qi** **In**(L/s) **Fin**(L/s)	**Cota Ter** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Cota Col** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Prof. PV** **Mont**(m) **Jus** (m)	**Decliv.** (m/m)	**Diâm.** (mm)	**y/D** **Inicial** **Final**	**Vel.** **In.** (m/s) **Fin.**(m/s)	**Vel.** **Crítica** (m/s)	**Tensão** **Trativa** (Pa)	**Custo do** **Coletor** (US$)	**Custo PV** (US$)	**Custo** **Total** (US$)
1	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 197,89	1,50 2,11	0,0061	150	0,29 0,40	0,51 0,61	3,37	1,53	4.685,94	556,00	5.241,94
2	100	2,2 4,0	200,00 200,00	198,50 197,89	1,50 2,11	0,0061	150	0,29 0,40	0,51 0,61	3,37	1,53	4.685,94	556,00	5.241,94
3	80	5,6 11,2	200,00 200,00	197,83 197,31	2,17 2,69	0,0065	150	0,47 0,75	0,68 0,79	4,00	2,36	4.936,37	556,00	5.492,37
4	90	7,4 14,8	200,00 200,00	197,28 197,04	2,72 2,96	0,0027	200	0,46 0,72	0,53 0,61	4,59	1,29	6.299,70	844,06	7.143,76
5	80	9 18,0	200,00 200,00	197,03 196,74	2,97 3,26	0,0036	200	0,47 0,75	0,61 0,71	4,62	1,75	7.380,98	844,06	8.225,04
6	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,95	1,50 2,05	0,0061	150	0,29 0,38	0,51 0,59	3,29	1,53	4.217,35	556,00	4.773,35
7	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,95	1,50 2,05	0,0061	150	0,29 0,38	0,51 0,59	3,29	1,53	4.217,35	556,00	4.773,35
8	80	5,2 10,4	200,00 200,00	197,89 197,44	2,11 2,56	0,0056	150	0,47 0,75	0,63 0,73	4,00	2,03	4.936,37	556,00	5.492,37
9	60	6,4 12,8	200,00 200,00	197,44 193,93	2,56 6,07	0,0585	150	0,47 0,75	0,78 0,90	4,00	3,08	3.702,28	556,00	4.258,28
10	80	2,2 3,2	200,00 200,00	198,50 198,01	1,50 1,99	0,0061	150	0,29 0,35	0,51 0,57	3,22	1,53	3.748,75	556,00	4.304,75
11	80	9,6 19,2	200,00 200,00	196,90 196,57	3,10 3,43	0,0041	200	0,47 0,75	0,65 0,76	4,62	1,99	7.380,98	1.461,12	8.842,10
12	80	11,2 22,4	200,00 200,00	196,57 196,12	3,43 3,88	0,0056	200	0,47 0,75	0,76 0,89	4,62	2,71	7.380,98	1.461,12	8.842,10
13	80	21,8 43,6	200,00 200,00	196,04 195,85	3,96 4,15	0,0024	300	0,47 0,75	0,66 0,77	5,65	1,77	9.627,95	1.461,18	11.089,13
14	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,95	1,50 2,05	0,0061	150	0,29 0,38	0,51 0,59	3,29	1,53	4.217,35	556,00	4.773,35
15	90	2,2 3,6	200,00 200,00	198,50 197,95	1,50 2,05	0,0061	150	0,29 0,38	0,51 0,59	3,29	1,53	4.217,35	556,00	4.773,35
16	80	5,2 10,4	200,00 200,00	197,89 197,44	2,11 2,56	0,0056	150	0,47 0,75	0,63 0,73	4,00	2,03	4.936,37	556,00	5.492,37
17	70	6,6 13,2	200,00 200,00	197,44 196,81	2,56 3,19	0,0090	150	0,47 0,75	0,80 0,93	4,00	3,27	4.319,33	556,00	4.875,33
18	60	29,6 59,2	200,00 200,00	195,85 195,58	4,15 4,42	0,0045	300	0,47 0,75	0,90 1,04	5,65	3,26	7.220,96	1.461,18 1.461,18	10.143,32
												Custo Total		**113.778,20**

6. CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido é um passo preliminar para a implementação dos conceitos de otimização em projetos de redes reais. Espera-se que as técnicas desenvolvidas nesta pesquisa sejam aplicadas em uma próxima fase do estudo.

Uma rede de esgotos, além de ser parte vital do sistema de esgotamento sanitário, representa o maior custo de investimento do conjunto de obras de engenharia, havendo assim, a necessidade de se buscar o máximo aproveitamento do capital investido.

Com a disponibilidade atual de microcomputadores, tornou-se possível o desenvolvimento de projetos de redes de esgotos com a aplicação de técnicas modernas de otimização. Entre estas técnicas, destaca-se a aplicação dos algoritmos genéticos, que têm se mostrado eficiente para a solução de problemas não lineares.

Este trabalho apresenta um modelo para otimização de projetos de redes de esgotos, com a utilização dos algoritmos genéticos. Teve como objetivos implementar e comprovar a eficiência de um modelo de otimização para o dimensionamento de mínimo custo, e avaliar o comportamento e as variações dos parâmetros da técnica dos algoritmos genéticos.

Uma rede exemplo foi estudada. As simulações realizadas nesta rede, com uma configuração teórica, apresentaram resultados melhores aos obtidos por outros pesquisadores, com reduções da ordem de 5.8% a 6.8% o que demonstra a viabilidade do modelo.

A técnica dos algoritmos genéticos permitiu obter, após um número fixo de gerações, além da solução de mínimo custo, um conjunto final de soluções que torna possível ao tomador de decisões escolher entre alternativas com similaridade de preço, considerando na análise outros critérios de avaliação.

O modelo demonstrou-se apropriado para o dimensionamento de redes de esgotos, e a técnica dos algoritmos genéticos mostrou-se uma ferramenta eficaz na obtenção do projeto otimizado.

Finalmente, embora não considerados neste trabalho, estudos podem ser desenvolvidos para incluir uma interface mais amigável, estações de bombeamento e otimização de traçado.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARGAMAN, Y.; SHAMIR, U.; SPIVAK, E. - **Design of optimal sewerage systems**. Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE, v.99, n.5, p.703-716, Out., 1973.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1986). NBR 9649 – **Projeto de Redes Coletoras de Esgotos Sanitários: procedimento**. Rio de Janeiro.

AZEVEDO NETTO, J.M. – **Manual de hidráulica**. 8ª ed., São Paulo, Editora Edgard Blucher, 2000.

BRAGA, Florindo dos Santos. - **Otimização de custos aplicada ao processo de dimensionamento de redes de esgotos sanitários**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1982. 250p.

BUCKLES, BILL P. **Genetic Algoritms.** IEEE Computer Society Press, Los Alamitos, California, 1994.

CALIMAN. R.O.; REIS, L.F.R.; SILVA, F.G.B.; PORTO, R.M.; CHAUDHRY, F.H. – **Determinação dos parâmetros do modelo pressão x vazamento para um sub-setor da cidade de São Carlos, SP,. Com a utilização de algoritmos genéticos.** Trabalho apresentado no XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Aracaju. 2001.

CELESTE, A.B.; SUZUKI, K.;WATANABE, M. e SANTANA, C.W.S. – **Calibração automática do tank model via algoritmos genéticos.** Trabalho apresentado no XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Aracaju. 2001.

CHARALAMBOUS, C.; ELIMAM, A.A. - **Heuristic design of sewer networks**, Journal Environmental Engineering, ASCE, v.116, n.6, p.1181-1199, Nov./Dez., 1990.

CHEUNG, P.B. **Curso de introdução aos algoritmos genéticos.** Mar., 2002.

DAJANI, J.S. – **Network evaluation of wastewater collection economics.** Tese (PhD) - North Western University, Evaston, Illinois,1971.

DAJANI, J.S.; GEMMEL, R.S.; MORLOK, E.K. - **Optimal design of urbam wastewater collection networks**. Journal of the Sanitary Engineering Division, ASCE, v.98, n.6, p.853-867, Dez. 1972.

DAJANI, J.S.; GEMMEL, R.S. – **Economic guidelines for public utilities planning.** Journal of the urban planning and development division, ASCE, v.99, n.2, p.171-182, Set., 1973.

DAJANI, J.S.; HASIT, Y. – **Capital cost minimization of drainage networks.** Journal of environmental engineering division, ASCE, v.100, n.2, p.325-337, Abr., 1974.

DAJANI, J.S.; HASIT, Y.; McCULLERS, S.D. – **Mathematical programming in sewer networks design.** Engineering Optimization, Great Britain, v.3, p.27-35, 1977.

DANDY, G.C.; SIMPSON, A.R.; MURPHY, L.J. - **An improved genetic algorithm for pipe network optimization.** Water Resources Research, v.32, n.2, p.449-458. Fev., 1996.

DESHER, D.P.; DAVIS, P.K. - **Desingning sanitary sewers with microcomputers**. Journal Environmental Engineering, ASCE, v.112, n.6, p.993-1007, Dez., 1986.

ELIMAM, A.A.; CHARALAMBOUS, C.; GHOBRIAL, F.H. - **Optimum design of large sewer networks**. Journal Environmental Engineering, ASCE, v.115, n.6, p.1171-1190, Dez., 1989.

GAMBALE, S.R. - **Aplicação de algoritmo genético na calibração de redes de água.** Dissertação de Mestrado POLI/USP. 2000.

GEN,M.; CHENG, R. - **Genetic Algorithms and Engineering Design.** New York, John Wiley & Sons, INC. 1997.

GREFENSTETTE, J.J. - **Optimization of control parameters for genetic algorithm**. IEEE (Institute of Electrical and Electronics Engineers) Transactions on Systems, Man and Cybernetic, v.16, n. 1, p.122-128. 1986.

GOLDBERG, D. - **Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning.** Addison-Wesley, Reading, MA, 1989.

GOLDBERG, D., KUO, C.H. – **Genetic algorithms in pipeline optimization.** Journal of Computing in Civil Enginnering, Vol.1, nº 2. Abril 1987.

GUPTA, A.; MEHNDIRATTA, S.L.; KHANNA, P. – **Gravity wastewater collection systems optimization.** Journal Environmental Engineering, ASCE, v.109,n.5,p.1195-1209, Out., 1983.

HOLLAND, M.E. – **Computer model of wastewater collection systems.** Harvard, Water Resources Group, Harvard University, Cambridge, Mass., 1966.

KULKARNI, V.S.; KHANNA, P. - **Pumped wastewater collection systems optimization**. Journal Environmental Engineering, ASCE, v.111, n.5, p.589-601, Oct. 1985.

LIEBMAN, J.C. - **A heuristic aid for the design of sewer networks**. Journal of the Sanitary Enginnering Division, ASCE, v.93, n.4, p.81-90, Ago., 1967.

MAGALHÃES, Carlos Augusto de Carvalho. - **Dimensionamento dos sistemas de esgotos sanitários de grande porte via redução de custos**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995. 195p.

MAYS, L.W.; YEN, B.C. – **Optimal design of branched sewer system.** Water Resources Research, Urbana, Illinois, v.11, n.1, p.37-47, Fev., 1975.

MERRIT, L.B.; BOGAN, R.H. – **Computer – based optimal design of sewers systems.** Journal of the Environmental Engineering Division, v.99, n.1, p.35-53, Fev., 1973.

MICHALEWICZ, Z. - **Genetic Algorithm + Data Structures = Evolution Programs.** 2ªed., New York, Springer-Verlag. 1992.

MOHAN, S. – **Parameter estimation of nonlinear Muskingum Models using genetic algorithm.** Journal of Hydraulic Engineering, Vol.123, nº 2, p. 137-142. Fevereiro1997

MOHAN, D.M.; KHANNA, P. **Modified formula gives better sewer design.** Water and Sewage Works, p.20-22 e 24, 1979.

MONTESINOS, P.; GARCIA-GUZMAN, A.; AYUSO, J. L. **Water distribution network optimization using a modified genetic algorithm.** Water Resources Research, Vol. 35, nº 11, p. 3467-3474. Novembro 1999.

PORTO, R.M. – **Hidraúlica básica.** 2ª Ed., São Carlos:EESC-USP, 1999.

REIS, L.F.R.; PORTO, R.M.; CHAUDHRY, F.H.- **Optimal location of control valves in pipe netwoks by genetic algorithm.** Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 123, nº 6, p.317-326. Novembro/Dezembro 1997.

SAVIC, Dragan A.; WALTERS, Godfrey A. **- Genetic algorithm for least-cost design of water distribution networks.** Journal of Water Resources Planning and Management, v. 123, n.2, p. 67-77, Mar./Abr., 1997.

SILVA, F.G.B.; REIS, L.F.R.; CALIMAN. R.O.; PORTO, R.M.; CHAUDHRY, F.H. – **Aplicação de método de determinação da rede de amostragem ótima para calibração de sistemas de distribuição de água de abastecimento através de algoritmos genéticos (AGs).** Trabalho apresentado no XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Aracaju. 2001.

SIMPSON, Angus R.; DANDY, Graeme C.; MURPHY, Laurence J. - **Genetic algorithms compared to other techniques for pipe optimization.** Journal of Water Resurces Planning and Management, Vol. 120, nº 4, p.423-444. Julho/Agosto 1994.

VELON, J.P. – **Sewer cost – estimation model: an aplication.** Dissertação (MSc) North Western University, Evaston, Illinois, 1971.

WALSH, S.; BROWN, L.C. – **Least cost method for sewer design.** Journal of the Environmental Engineer Division, ASCE, v.99, n.3, p.333-345, Jun., 1973.