

INFLUÊNCIA DO CUSTO DO RESERVATÓRIO ELEVADO NA OTIMIZAÇÃO DE SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Heber Pimentel Gomes¹; Jose Gomes da Silva²; e Saulo de Tarso Marques Bezerra¹

Resumo - Apresenta-se, neste trabalho, a análise da influência da inclusão do custo do reservatório elevado de montante no processo de otimização de sistemas de distribuição de água. O método de otimização considera no seu processo de cálculo, a variação das condições de operação (vazão, rugosidade das paredes internas das tubulações, tarifa de energia elétrica, etc) ao longo do alcance do projeto. A metodologia empregada se baseia na programação não linear, através do algoritmo dos gradientes reduzidos generalizados (GRG2), que tem como objetivo minimizar o custo total do sistema de distribuição (rede, energia de bombeamento e reservatório elevado de montante). O método foi aplicado para a rede de distribuição de Itororó, na Bahia - Brasil, e o dimensionamento econômico demonstrou que o custo do reservatório elevado, praticamente, não repercute no processo de otimização proposto.

Palavras chaves - Reservatório elevado, otimização, dimensionamento.

Abstract - This present work deals with the analysis of the influence performed by the inclusion of a upstream lifted water reservoir in the optimal process for water distribution. The optimal method takes into account the variation of the project's boundary conditions during its exploration. Variation of flows, roughness of pipe walls and energy unitary cost are considered during the period of the project's exploration. The method is based on a non-linear mathematical programming model, in order to obtain the minimal total cost of the pipe network/pumping station, taking into account the operational parameters variation with time. The optimum design solution was obtained by the algorithm of the Generalized Reduced Gradients (GRG2). The method was applied in the water supply system designed for the city of Itororó in the state of Bahia, Brazil. The economic dimensioning demonstrates that the cost of the lifted water reservoir does not have major influence in the optimization process.

Keywords: Lifted water reservoir, optimization, dimensioning

¹ Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento, Centro de Tecnologia Civil, UFPB. CEP 58050-900, João Pessoa, PB, Brasil. E-mail: heberp@uol.com.br e saulodetarso_civil@yahoo.com.br.

² Departamento de Engenharia Civil, CCT/UFPB. Campina Grande, PB, Brasil. E-mail: zecaufpb@uol.com.br.

INTRODUÇÃO

No dimensionamento econômico de redes de distribuição de água são usadas, atualmente, várias técnicas ou modelos de otimização, dentre as principais pode-se destacar: programação linear, programação não linear, programação dinâmica e algoritmo genético. Existem dezenas de trabalhos científicos já desenvolvidos com o objetivo de minimização dos custos de redes de abastecimento. Somente para citar alguns exemplos, dentre os inúmeros existentes, KARMELI et al. (1968) utilizou a programação linear para encontrar o menor custo de redes ramificadas; ALPEROVITZ e SHAMIR (1977), propuseram a utilização dessa técnica na minimização dos custos em redes malhadas; GESSLER e WALSKI (1985), desenvolveram o método WADISO, baseado na enumeração exaustiva das possíveis soluções do dimensionamento. A metodologia GRANADOS, baseada em princípios de programação dinâmica (GRANADOS, 1986), foi aplicada por GOMES e LEAL (2000) na otimização das redes malhadas. SAVIC e WALTERS (1997) aplicaram técnicas baseadas no Algoritmo Genético na resolução de diversos problemas relacionados à otimização de redes de abastecimento. O método PNL2000, desenvolvido por GOMES e FORMIGA (2001), utiliza o modelo da programação não linear para o dimensionamento ótimo de redes com suas estações elevatórias. Pode-se destacar, também, os trabalhos desenvolvidos por QUINDRY et al. (1981), SANTANA G. G. (1999) e LANSEY e MAYS (1989).

Os métodos de otimização desenvolvidos dimensionam o sistema rede/energia de bombeamento, considerando que as condições de operação do projeto são fixas ao longo de sua vida útil, principalmente, no que diz respeito à vazão demandada pelo sistema e as características das paredes internas das tubulações (rugosidade). No entanto, na prática, estas condições de operação variam ao longo da vida útil do projeto. Este aspecto está evidenciado em um trabalho de WALSKI (2001), no qual ele afirma que os métodos de otimização econômica de sistemas de distribuição não são aplicados pelas empresas de saneamento, dentre outros motivos, por não levarem em conta o aumento da vazão demandada ao longo da vida útil do projeto. Constata-se, também, que nos métodos, de dimensionamento econômico, existentes, não são discutidas as necessidades de se considerar ou não os custos da implantação do reservatório elevado.

Conclui-se, portanto, que uma metodologia que estude as variações dos parâmetros durante todo o alcance do projeto, e a inclusão dos custos do reservatório elevado de montante, representa mais fielmente a operação dos sistemas de distribuição de água. Assim sendo, o objetivo deste trabalho é verificar a influência do custo do reservatório elevado no processo de otimização, aplicando-se um método de otimização de sistemas de abastecimento que considera variáveis as condições de operação do projeto.

METODOLOGIA

Variação dos Parâmetros de Projeto ao Longo do Tempo

Rugosidade

Foi adotada a variação linear da rugosidade ao longo do tempo, sugerida por COLEBROOK e WHITE (1935 *apud* SHARP e WALSKI 1988). STREETER (1971), efetuou pequenas modificações na equação sugerida por Colebrook e White e apresentou uma

expressão para o cálculo da variação linear da rugosidade com o tempo, para tubos de ferro fundido, e é expressa por:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_o + \alpha t \quad (1)$$

Onde ε_t é altura da rugosidade no tubo após t anos, em mm; ε_o é a altura da rugosidade no tubo novo, no tempo zero, em mm; e α a taxa de crescimento da rugosidade, em mm/ano.

A rugosidade inicial “ ε_o ”, que depende do tipo de material da tubulação, é normalmente fornecida pelos fabricantes dos tubos. O coeficiente de crescimento da rugosidade “ α ” para tubos de ferro fundido pode ser determinado através de várias fórmulas que levam em consideração a qualidade da água a ser conduzida pela tubulação:

$$\text{Fórmula de Colebrook e White (1937): } \alpha = 2,54 \exp.(1,9 - 0,5\text{pH}); \quad (2)$$

$$\text{Fórmula sugerida por projetistas ingleses: } \alpha = 10^{(3,3 - 0,5\text{pH})}; \quad (3)$$

$$\text{Fórmula de Lamont: } \alpha = 3,05 \times 10^{-(2,08 + 0,28IL)} \quad (\text{sendo IL o índice de Langelier}) \quad (4)$$

Para tubos de plástico não há, na literatura disponível, uma referência sobre o valor de “ α ”. Pode-se então fazer uma analogia entre a equação de Hazen-William e a de Darcy-Weissbach (com o fator de atrito “ f ”, derivado da equação de Swamee & Jain); considerando, de acordo com AZEVEDO NETTO (1998), o valor do coeficiente de rugosidade “ C ” de Hazen-William, para tubos de plástico (PVC, polietileno, etc) de 140 para tubos novos e 130 para tubulações com 20 anos de utilização. Temos, portanto, o valor do coeficiente “ α ” (eq. 1) igual a 0,0146.

Perda de carga

O aumento da rugosidade interfere diretamente na perda de carga por atrito, que por sua vez, condicionará o dimensionamento das tubulações e da altura do reservatório elevado. Considerando variáveis os parâmetros coeficiente de atrito e a vazão, em um determinado trecho “i” da rede, para um tempo “t”, a fórmula de Darcy-Weissbach, passa a ser:

$$h_{fit} = 0,0827 f_{it} \cdot L_i \cdot \frac{Q_{it}^2}{D_i^5} \quad (6)$$

Onde h_{fit} é a perda de carga do trecho i, no tempo t, em m; f_{it} o coeficiente de atrito do trecho i, no tempo “t”, adimensional; D_i o diâmetro interno da tubulação do trecho i, em m; e Q_{it} a vazão do trecho “i”, no tempo “t”, em m³/s.

Vazão do projeto

A vazão de projeto, quando se considera a variação da população em função do tempo, pode ser calculada pela fórmula:

$$Q_{it} = \frac{P_t \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot q}{86400} \quad (7)$$

Onde P_t é a função de estimativa do crescimento da população a ser abastecida no ano t ; q a taxa de consumo per capita, em $m^3/\text{hab.dia}$; e k_1 e k_2 os coeficientes do dia e da hora de maior consumo, respectivamente.

Reservatório elevado

A verificação do efeito do custo da estrutura das fundações, dos pilares e do reservatório elevado, no dimensionamento econômico de projetos, é um problema complexo, tendo em vista a grande variedade de tipos de reservatórios e de estruturas existentes. Desta forma, neste trabalho sugere-se que seja conhecido previamente o projeto do reservatório a ser implantado, para assim, permite obter uma função representativa da variação do preço em função da altura dos pilares. O volume do reservatório elevado e sua forma geométrica são condições de contorno do processo de otimização.

Aspectos Econômicos

Custo unitário da energia (kWh)

O custo da energia consumida na operação da estação de bombeamento deverá variar a cada ano, de acordo com a taxa de aumento anual da energia “ e ”. A análise do custo de energia pode ser feita por meio da determinação do valor presente correspondente ao alcance do projeto. Quando se considera uma taxa de aumento anual de energia “ e ” e uma taxa de juros “ i ”, o valor presente do custo do kWh é:

$$p'_t = \frac{p(1+e)^{(t-1)}}{(1+i)^t} \quad (8)$$

Onde p é o custo do kWh no primeiro ano de operação do projeto; p_t é o custo do kWh no ano t de operação do projeto; p é o custo do kWh no primeiro ano de operação do projeto; p'_t é o valor presente do custo do kWh de um ano “ t ”, em relação à data do início de operação projeto.

Custo unitário de operação da estação de bombeamento

O custo anual unitário de operação da estação de bombeamento “ C_{ht} ” (custo anual por altura de impulsão H), é dado por:

$$C_{ht} = \frac{9,81}{\eta} n_{bt} p_t Q_t \quad (9)$$

Onde n_{bt} é o número de horas de bombeamento no ano t e η é o rendimento esperado do conjunto motor-bomba.

Custos de investimento e de operação

Nos projetos de sistemas de distribuição há os custos de investimento, que são fixos e incidem no início do projeto, e os de operação, que são variáveis e incidem ao longo do tempo, durante a vida útil do projeto. Os custos fixos e os variáveis podem ser representados pelo diagrama de fluxo de caixa da Fig. 1, onde “ I ” representa os custos fixos de

investimentos das instalações, realizados na data $t = 0$, enquanto que C_{h1} , $C_{h2}, \dots, C_{h(t-1)}$, C_{ht} são os custos anuais unitários da energia (custo anual por altura manométrica de bombeamento, H), nos anos 1, 2, ..., $(t - 1)$ e t .

Para a obtenção do custo total é necessário somar os custos fixos aos de operação. Como estes custos incidem em tempos diferentes é preciso transformá-los em uma forma de despesa unificada que permita a avaliação conjunta dos mesmos. Existem três formas de somar os custos que incidem em tempos distintos: através do valor presente de todos os custos envolvidos, do valor futuro (montante) no final do alcance e através das anuidades. Neste trabalho optou-se por indicar a análise econômica através do valor presente do projeto. Assim, considera-se que as despesas fixas com investimento (I), são realizadas na data $t = 0$, e, a partir daí, começam a ser realizadas as despesas variáveis com a operação da estação de bombeamento ($C_{ht} \cdot H$), as quais são anuais, devendo-se converter seus valores a valores presentes relativos à data $t = 0$. Tem-se o seguinte diagrama de fluxo, conforme mostra a Fig.1.

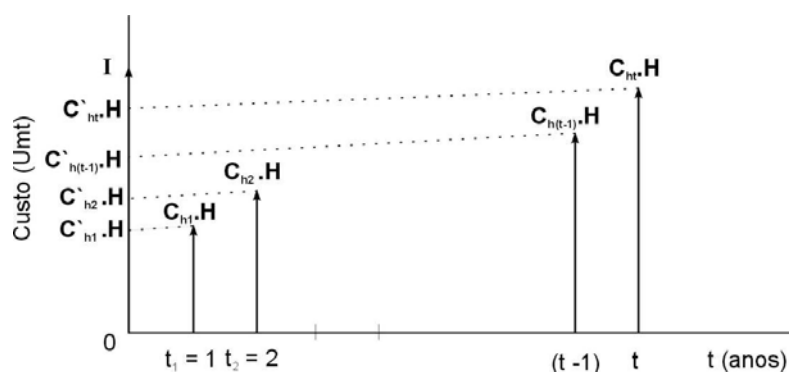


Figura 1 - Representação dos valores presentes dos custos fixos e variáveis

O valor presente (C'_{hT}) dos custos anuais unitários de operação da estação de bombeamento do projeto, na data $t = 0$, mais os custos com investimento, será, portanto:

$$C'_{hT} = I + \frac{9,81}{\eta} \left[\sum_{t=1}^n (n_{bt} \cdot Q_t \cdot p'_t) \right] H \quad (10)$$

DESENVOLVIMENTO DO MÉTODO

O método de otimização econômica proposto está baseado no *modelo matemático da programação não linear*, cuja função objetivo corresponde à minimização dos custos totais de investimento e operação do sistema de abastecimento de água. As variáveis de decisão do modelo são os diâmetros dos trechos e a altura do reservatório elevado, enquanto que as vazões, velocidades e perdas de carga nos trechos, como as cotas piezométricas nos nós da rede são variáveis de estado. O modelo matemático estará sujeito a um conjunto de restrições, relativas ao equilíbrio hidráulico da rede, assim como às pressões e velocidades admissíveis no sistema de abastecimento.

O método desenvolvido está dividido em duas etapas. Na primeira é realizado um dimensionamento inicial, onde os diâmetros encontrados são valores contínuos que não coincidem com os calibres comerciais. Diante disto é necessário executar uma segunda etapa para ajustar os valores dos diâmetros encontrados na primeira etapa aos valores comerciais disponíveis no mercado. Na segunda etapa, para cada trecho da rede, o diâmetro ótimo encontrado inicialmente (primeira etapa) será substituído pelos seus consecutivos comerciais (superior e inferior). Desta forma, na segunda etapa do método os diâmetros serão fixos e as variáveis de decisão serão os comprimentos dos sub-trechos de cada trecho da rede. Partindo-se dos ajustes nos diâmetros é formulada uma nova função objetivo e novas restrições. Os efeitos das variações dos parâmetros são levados em consideração nas duas etapas do método. No desenvolvimento do método considera-se que:

- a) o coeficiente de rugosidade das tubulações varia linearmente com o tempo, conforme estudos de Colebrook e White;
- b) as perdas de carga são calculadas pela fórmula de Darcy-Weissbach;
- c) os coeficientes de atrito são variáveis, e serão calculados pela equação 1;
- d) a variação da vazão do projeto é calculada em função da variação da população que será abastecida a cada ano, durante todo o alcance do projeto;
- e) o reservatório como sendo de concreto armado e seu custo em função da altura dos pilares;
- f) a análise econômica é feita através do valor presente, considerando-se a variação do número de horas de bombeamento, da vazão do projeto e do custo da energia; e
- g) por se tratar de um problema de otimização, optou-se por adotar as características de cálculo do método PNL2000 (GOMES e FORMIGA, 2001).

Os resultados do processo de otimização, através do modelo da programação não linear, foram obtidos com a utilização do método do Gradiente Reduzido Generalizado (GRG2), desenvolvido por LASDON et al (1984). Foi desenvolvido um programa computacional em ambiente de programação Borland Delphi 6, tendo sido utilizada uma função de minimização da ferramenta Solver, do aplicativo Excel, que está implementada em uma DLL (Biblioteca de Vínculo Dinâmico);

Formulação Matemática do Método

Primeira etapa: dimensionamento inicial

Função objetivo

$$C(D_i, Q_{it}, H) = \sum_{i=1}^m L_i F(P_{D_i}) + \frac{9,81}{\eta} \left[\sum_{t=1}^n (n_{bt} \cdot Q_{it} \cdot p'_t) \right] H + F(P_{CE}) C_{unit} \quad (11)$$

Onde $C(D_i, Q_{it}, H)$ é o valor presente do custo total do sistema; m é o número de trechos da rede; L_i é o comprimento do trecho i da rede, em m ; $F(P_{D_i})$ é a função da variação do preço

unitário da tubulação do trecho i com o seu diâmetro, em R\$/m; n é o alcance do projeto, em anos; $F(P_{CE})$ a função de variação do volume de concreto estrutural do reservatório elevado versus a altura do pilar; e C_{unit} é o custo unitário do m^3 do concreto estrutural, em R\$/ m^3 .

Restrições

A solução ótima a ser obtida deve satisfazer um conjunto de restrições hidráulicas, que são inerentes ao problema físico de redes malhadas de abastecimento, são elas:

- a) Pressões mínimas e máximas nos nós;
- b) Conservação de energia nos anéis;
- c) Continuidade nos nós;
- d) Velocidades mínima e máxima nos trechos; e
- e) Diâmetros mínimos e máximos nos trechos.

Segunda etapa - dimensionamento definitivo

Função objetivo

Como nesta segunda etapa são adotados dois diâmetros comerciais para cada trecho, a função objetivo passa a ser:

$$C(L_{ij}, Q_{it}, H) = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^2 L_{ij} P_{D_{ij}} + \left(\sum_{t=1}^n C'_{ht} \right) H + F(P_{CE}) C_{unit} \quad (12)$$

Onde L_{ij} é o comprimento ocupado pelo diâmetro D_j , no trecho i considerado, em m; $P_{D_{ij}}$ é o preço unitário do tubo de diâmetro D_j , no trecho i , em R\$/m; e j o número de sub-trechos em cada trecho da rede.

A função objetivo tem como variáveis de decisão os comprimentos dos sub-trechos L_{ij} e a altura de bombeamento “H”, sendo que as vazões nos trechos continuam sendo variáveis de estado do processo de otimização.

Restrições

Além das restrições “a”, “b”, “c” & “d” da primeira etapa a solução encontrada deve ainda satisfazer a mais duas:

- f) Soma do comprimento dos sub-trechos igual ao comprimento do trecho; e
- g) Não negatividade dos comprimentos dos sub-trechos.

ESTUDO DE CASO

Pretende-se calcular o custo mínimo, de investimento e operação, do sistema de abastecimento de água da cidade de Itororó, na Bahia, adaptado de PORTO (1998), considerando-se, também, a variação do custo do reservatório elevado. A Fig. 2 mostra o esquema da rede de distribuição, os sentidos dos escoamentos admitidos para as vazões e as numerações dos nós e dos trechos.

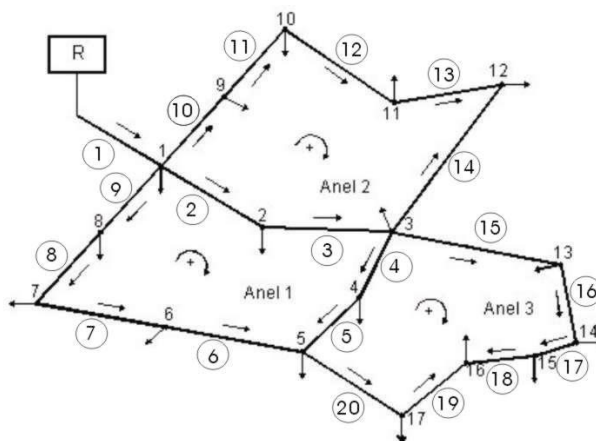


Figura 2 - Esquema da rede de distribuição

A Tabela 1 contém as demandas de vazões e as cotas do terreno nos nós dos anéis da rede e a Tabela 2 encontra-se os comprimentos dos trechos da rede de distribuição. Os dados do projeto são: tubos de PVC rígido, cujas características e custos são mostrados na Tabela 3; pressão mínima requerida nos nós de 15 mca; velocidade máxima da água de 3,5 m/s; velocidade mínima da água de 0,2 m/s; viscosidade cinemática da água a 20°C de $1,007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$; rendimento esperado do conjunto motor-bomba de 75%; alcance do projeto de 25 anos; bombeamento diário ao final do alcance do projeto de 20 horas; taxa de juro anual de 10 %; taxa de aumento anual de energia de 6 %; custo da tarifa de energia de 0,134 R\$/kWh; rugosidade inicial dos tubos de PVC de 0,01 mm; coeficientes do dia de 1,2 e da hora de maior consumo de 1,5; consumo per capita da população de 0,150 m³/hab.dia; população estimada da cidade de Itororó no ano de 1991 de 17.980, e de 2000 de 19.799; reservatório elevado de concreto armado, com custo unitário de 950,00 R\$/m³; volume estimado de 16 m³ de concreto para um reservatório elevado com capacidade para 50 m³.

Tabela 1 - Vazões e cotas dos nós da rede de distribuição

Nó	Vazão (l/s)	Cota (m)	Nó	Vazão (l/s)	Cota (m)
R	-	222,0	9	3,73	211,5
1	6,17	220,5	10	2,26	213,5
2	2,33	215,6	11	3,49	205,5
3	4,65	210,4	12	7,46	208,8
4	1,71	210,5	13	6,21	215,5
5	5,31	209,5	14	4,96	212,6
6	4,28	213,2	15	9,83	207,5
7	4,20	218,5	16	5,20	219,4
8	3,03	230,7	17	1,48	220,5

Tabela 2 - Comprimentos dos trechos

Trecho	Comprimento (m)	Trecho	Comprimento (m)	Trecho	Comprimento (m)
1	324	8	227	15	254
2	124	9	167	16	263
3	184	10	166	17	133
4	206	11	152	18	321
5	103	12	168	19	105
6	202	13	177	20	169
7	134	14	225		

Tabela 3 - Diâmetros nominais, internos, custos dos tubos e de implantação

DN	Diâmetro interno (mm)	Custo do tubo (R\$/m)	Custo de montagem (R\$/m)	Custo de implantação (R\$/m)
50	53,4	6,07	23,37	29,44
75	75,6	12,24	24,26	36,50
100	108,4	20,30	25,03	45,33
150	156,4	33,80	26,89	60,69
200	204,2	57,62	28,78	86,40
250	252,0	88,50	30,45	118,95
300	299,8	122,24	32,21	154,45
400	432,0	207,05	35,64	242,69
500	535,0	319,44	38,62	358,06

A partir dos custos e dos diâmetros constantes na Tabela 3, determinou-se a função que relaciona o custo de implantação da tubulação, $F(P_{D_i})$, com o seu diâmetro, D_i :

$$F(P_{D_i}) = 0,3073 (D_i)^{1,09} \quad (13)$$

A estimativa do custo do concreto da estrutura da torre (constituída de reservatório, pilares e fundações), variando-se as alturas dos pilares, foi feita considerando um reservatório circular com capacidade para 50 m³, apoiado em 6 pilares de seções transversais retangulares, variando as suas dimensões a cada 5 m de aumento da altura do pilar (Tabela 4). Para as sapatas se adotou seção quadrada de 1,0 m x 1,0 m e 0,25 m de altura média, para pilares com 5 m de altura, aumentando-se o seu volume em 20%, para cada aumento de 5 m nas alturas dos pilares. Desta forma, calculou-se o volume de concreto dos pilares e das fundações para um número representativo de alturas dos pilares, conforme a Tabela 5.

Tabela 4 - Seções transversais versus altura do reservatório

Altura (m)	Seção transversal (m)	Altura (m)	Seção transversal (m)	Altura (m)	Seção transversal (m)
0 - 5	0,20 x 0,20	15 - 20	0,40 x 0,40	25 - 30	0,65 x 0,65
5 - 10	0,30 x 0,30	20 - 25	0,50 x 0,50	30 - 35	0,80 x 0,80
10 - 15	0,35 x 0,35				

Tabela 5 - Volume do concreto da estrutura versus altura do pilar

Altura H (m)	Volume V_{p+f} (m ³)	Altura H (m)	Volume V_{p+f} (m ³)	Altura H (m)	Volume V_{p+f} (m ³)	Altura H (m)	Volume V_{p+f} (m ³)
7	5,6	16	17,9	23	37,6	30	79,8
10	7,2	18	19,9	25	40,6	31	123,5
13	11,7	20	21,8	26	69,6	33	131,2
15	13,2	21	34,6	28	74,7	35	138,9

Com os dados da Tabela 5 fez-se um ajuste de curvas, obtendo a curva da Fig. 3 e a função da equação 14.

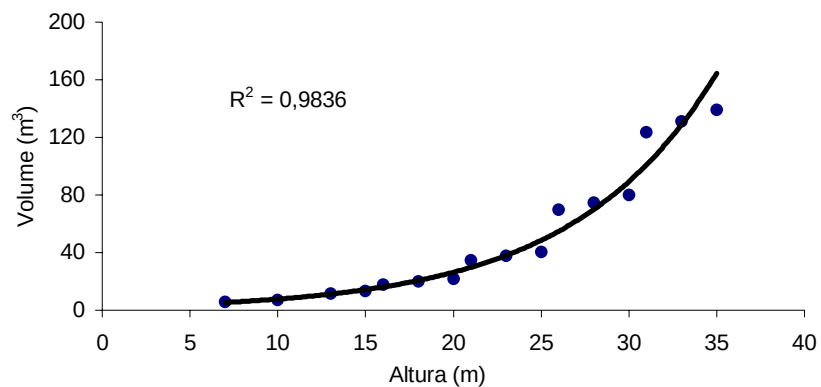


Figura 3 - Curva de ajuste da altura do pilar versus volume de concreto estrutural

$$V_{p+f} = 2,293 e^{0,1221 H} \quad (14)$$

Logo, a função de variação do custo do concreto estrutural do reservatório elevado é:

$$F(P_{CE}) = V_r + V_{p+f} = V_r + 2,293 e^{0,1221 H} \quad (15)$$

Onde V_r é o volume de concreto do reservatório elevado, em m³.

Dimensionamento do sistema

Primeira etapa: dimensionamento inicial

Função objetivo

$$C(D_i, Q_{it}, H) = \sum_{i=1}^{20} L_i F(P_{D_i}) + \frac{9,81}{\eta} \left[\sum_{t=1}^{25} (n_{bt} \cdot Q_t \cdot p'_t) \right] H + F(P_{CE}) C_{unit} \quad (16)$$

A função de estimativa da população da cidade de Itororó para um ano “t” do alcance do projeto (a partir do ano de 2000) obtida através do método do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), é dada por:

$$P_t^I = 19.757 + 186,07 t$$

No final do alcance do projeto, a população da cidade de Itororó (t = 25) é de 24.409 habitantes. A vazão média prevista para abastecer Itororó ao final do alcance do projeto será:

$$Q_{25}^I = 0,313 \times 10^{-5} \times 24.409 = 0,0763 \text{ m}^3/\text{s}$$

O coeficiente de bombeamento é:

$$K_B = \frac{20}{0,0763} = 262,12 \text{ h}/(\text{m}^3/\text{s})$$

O custo unitário da energia no ano t será:

$$p_t = \frac{0,134(1,06)^{(t-1)}}{(1,10)^t}$$

A função objetivo é:

$$\begin{aligned} C(D_i, Q_{it}, H) = & [324 \times 0,3073 D_1^{1,09} + 124 \times 0,3073 D_2^{1,09} + 184 \times 0,3073 D_3^{1,09} + 206 \times \\ & 0,3073 D_4^{1,09} + 103 \times 0,3073 D_5^{1,09} + 202 \times 0,3073 D_6^{1,09} + 134 \times 0,3073 D_7^{1,09} + 227 \times \\ & 0,3073 D_8^{1,09} + 167 \times 0,3073 D_9^{1,09} + 166 \times 0,3073 D_{10}^{1,09} + 152 \times 0,3073 D_{11}^{1,09} + 168 \times \\ & 0,3073 D_{12}^{1,09} + 177 \times 0,3073 D_{13}^{1,09} + 225 \times 0,3073 D_{14}^{1,09} + 254 \times 0,3073 D_{15}^{1,09} + 263 \times \\ & 0,3073 D_{16}^{1,09} + 133 \times 0,3073 D_{17}^{1,09} + 321 \times 0,3073 D_{18}^{1,09} + 105 \times 0,3073 D_{20}^{1,09} + 169 \times \\ & 0,3073 D_{20}] + \frac{9,81}{\eta} \left[\sum_{t=1}^{25} (n_{bt} \cdot Q_t \cdot p_t') \right] H + [V_r + 2,293 e^{0,1221 H}] \end{aligned} \quad (17)$$

Restrições

- a) Pressão mínima nos nós
- b) Conservação da energia nos anéis
- c) Continuidade nos nós
- d) Velocidades mínima e máxima
- e) Restrições de diâmetros

Tabela 6 - Resultados da primeira etapa do dimensionamento

Trechos	Dimensionamento sem o reservatório		Dimensionamento com o reservatório	
	Diâmetro (mm)	Diâmetros internos Comerciais (mm)	Diâmetro (mm)	Diâmetros internos Comerciais (mm)
1	324,69	352,0 - 299,8	343,11	352,0 - 299,8
2	202,90	156,4 - 204,2	203,87	156,4 - 204,2
3	200,42	156,4 - 204,2	203,18	156,4 - 204,2
4	115,55	53,4 - 75,6	102,41	75,6 - 108,4
5	109,46	53,4 - 75,6	96,78	75,6 - 108,4
6	53,40	75,6 - 108,4	53,40	53,4 - 75,6
7	77,82	108,4 - 156,4	81,30	75,6 - 108,4
8	94,00	108,4 - 156,4	92,14	75,4 - 108,4
9	176,10	156,4 - 204,2	189,98	156,4 - 204,2
10	90,89	75,6 - 108,4	88,78	75,6 - 108,4
11	80,91	75,6 - 108,4	84,03	75,6 - 108,4
12	73,27	53,4 - 75,6	73,33	53,4 - 75,6
13	53,40	53,4 - 75,6	53,40	53,4 - 75,6
14	53,40	53,4 - 75,6	53,40	53,4 - 75,6
15	149,26	156,4 - 204,2	164,20	156,4 - 204,2
16	133,27	108,4 - 156,4	150,50	108,4 - 156,4
17	117,87	108,4 - 156,4	135,89	108,4 - 156,4
18	53,40	75,6 - 108,4	89,43	75,6 - 108,4
19	87,60	53,4 - 75,6	54,71	53,4 - 75,6
20	99,36	53,4 - 75,6	72,91	53,4 - 75,6

Segunda etapa: dimensionamento definitivo

Na segunda etapa, cada trecho da rede será ocupado pelos dois diâmetros comerciais. As variáveis de decisão da segunda etapa serão os comprimentos dos sub-trechos da rede, e a altura manométrica de bombeamento.

A Tabela 7 mostra os resultados do dimensionamento (ótimo) da segunda etapa do método (definitivo). A altura manométrica ótima do sistema foi de 25,40 m, correspondendo a uma cota piezométrica de 247,4 m, sem considerar o reservatório; e 25,23 m considerando o reservatório. Sem considerar o reservatório, o custo mínimo obtido do sistema de abastecimento foi de R\$ 511.694,49, dos quais R\$ 211.549,17 correspondem ao custo de implantação da rede e R\$ 300.145,32 ao custo atualizado da energia de bombeamento; enquanto, incluindo o reservatório obteve-se os valores de R\$ 582.027,93, R\$ 221.358,49 e R\$ 298.072,48, respectivamente, sendo de R\$ 62.596,96 o custo do reservatório.

Análise dos Resultados

Analisando-se os resultados finais obtidos na resolução deste estudo de caso, através do método desenvolvido, considerando o custo do concreto estrutural do reservatório elevado, obteve-se:

- uma pequena redução de 0,67% na altura manométrica;
- os diâmetros sofreram pequenas alterações em alguns trechos, resultando em um acréscimo no custo de implantação em torno de 4,64 %;
- o custo de energia elétrica sofreu uma redução de 0,69%; e
- o custo total do projeto teve um aumento de R\$ 70.333,44, sendo que o custo do reservatório elevado foi de R\$ 62.596,96.

A figura 4 apresenta as alturas manométricas resultadas do dimensionamento para a variação do custo unitário do volume do concreto do reservatório de \$ 500,00 a \$ 2.000,00; nota-se que a altura do reservatório varia de 24,36 a 24,72 m, o que na prática, indica que o custo do reservatório não influencia nos resultados do dimensionamento ótimo.

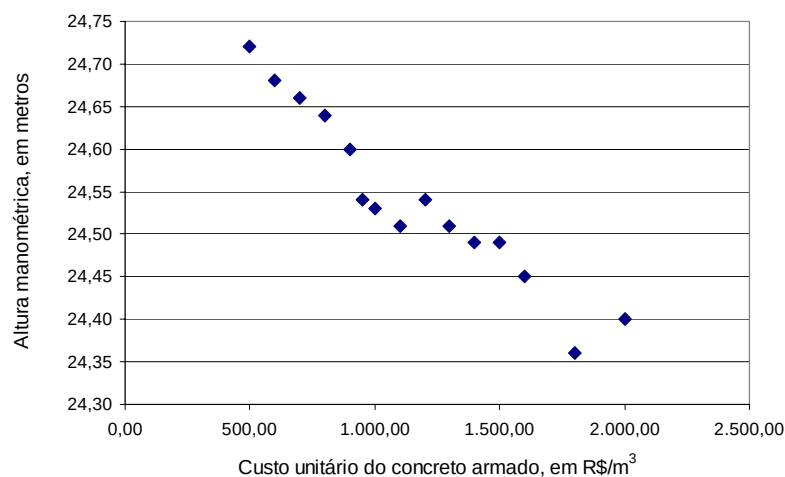


Figura 4 - Altura manométrica versus o custo unitário do volume do concreto estrutural

Tabela 7 - Solução do dimensionamento ótimo da rede de distribuição de água de Itororó-BA

Trechos	Dimensionamento sem o reservatório			Dimensionamento com o reservatório		
	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)
1	76,30	299,8	324	324,00	299,8	284
	76,30	432,0	0	324,00	432,0	40
2	50,95	156,4	0	124,00	156,4	0
	50,95	204,2	124	124,00	204,2	124
3	48,62	156,4	0	184,00	156,4	15
	48,62	204,2	184	184,00	204,2	169
4	15,45	108,4	80	206,00	75,6	0
	15,45	156,4	126	206,00	108,4	206
5	13,74	108,4	55	103,00	75,6	0
	13,74	156,4	48	103,00	108,4	103
6	-1,43	53,4	166	202,00	53,4	158
	-1,43	75,6	36	202,00	75,6	44
7	2,85	75,6	134	134,00	75,6	106
	2,85	108,4	0	134,00	108,4	28
8	7,05	75,6	91	227,00	75,6	73
	7,05	108,4	136	227,00	108,4	154
9	10,08	156,4	165	167,00	156,4	104
	10,08	204,2	2	167,00	204,2	63
10	9,11	75,6	120	166,00	75,6	118
	9,11	108,4	46	166,00	108,4	48
11	5,38	75,6	144	152,00	75,6	112
	5,38	108,4	8	152,00	108,4	40
12	3,12	53,4	105	168,00	53,4	119
	3,12	75,6	63	168,00	75,6	49
13	-0,37	53,4	162	177,00	53,4	147
	-0,37	75,6	15	177,00	75,6	30
14	7,83	53,4	13	225,00	53,4	12
	7,83	75,6	212	225,00	75,6	213
15	20,68	108,4	0	254,00	156,4	178
	20,68	156,4	254	254,00	204,2	76
16	14,47	108,4	157	263,00	108,4	0
	14,47	156,4	106	263,00	156,4	263
17	9,51	108,4	133	133,00	108,4	35
	9,51	156,4	0	133,00	156,4	98
18	-0,32	53,4	239	321,00	75,6	132
	-0,32	75,6	82	321,00	108,4	189
19	5,52	75,6	105	105,00	53,4	105
	5,52	108,4	0	105,00	75,6	0
20	7,00	75,6	0	169,00	53,4	0
	7,00	108,4	169	169,00	75,6	169
Altura =				25,40	25,23	
Cota piezométrica de cabeceira (mca) =				247,40	247,23	

CONCLUSÕES

O método desenvolvido neste trabalho buscou incorporar, na sua função objetivo de minimização dos custos do sistema de distribuição de água, a variação das condições de operação do projeto ao longo do tempo: vazão demandada, número de horas de bombeamento, rugosidade das tubulação, tarifa de energia e a variação do custo do concreto estrutural do reservatório elevado, procurando representar a operação ao longo da vida útil do projeto.

De acordo com os resultados do estudo conclui-se que a inclusão do custo estrutural do reservatório, praticamente, não influencia nos resultados do dimensionamento otimizado dos sistemas de distribuição de água. Pode-se deduzir que a obtenção da solução ótima do dimensionamento do sistema, composto pela rede de distribuição e a energia de bombeamento, não é influenciada pelo custo da estrutura básica do reservatório elevado (fundação e pilares).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALPEROVITS, E.; SHAMIR, U. - Design of optimal water distribution system. *Water Resources Research*, Ago. Vol, 13, nº 6, 900. New York, NY, USA, 1977, 885 p.
- AZEVEDO NETTO J. M. A et al. *Manual de hidráulica*. 8. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda. 1998, 669 p.
- GESSLER, J.; WALSKY, T. M. *Technical Report EL-85-11: Water Distribution System Optimization*. U.S. Army Corps Engineers, Washington, DC, USA, 1985.
- GOMES H. P. e LEAL, A. F. Dimensionamento de redes urbanas de abastecimento de água a partir do método Granados. In: *Congresso Latinoamericano de Hidráulica*. 19., Córdoba, 2000.
- GOMES, H. P. e FORMIGA, K. T. - PNL 2000 - Método Prático de Dimensionamento Econômico de Redes Malhadas de Abastecimento de Água. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, 2001, vol. 6, no 4, p. 91 - 108.
- GOMES, H. P. e FORMIGA, K. T. - PNL2000 - Método Prático de Dimensionamento Econômico de Redes Malhadas de Abastecimento de Água. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, 2001, v.6, n.4, p.91-108.
- GRANADOS, Alfredo. *Infraestructuras de Regadíos – Redes Colectivas de Riego a Presión*. Servicio de Publicación de E. T. S. I. de Caminos de la Universidad politécnica de Madrid, Espanha, 1990.
- KARMEI, D., GADISH, Y.; MEYERS, S. *Design of Optimal Water Distribution Networks*. Journal of Pipeline Division, ASCE, Vol. 94, Nº 10, p. 1-10., New York, NY USA, New York, NY, USA, 1968.
- LANSEY, K. E.; MAYS, L. W. Optimization model for water distribution system design. *Journal of the Hydraulic Engineers*, v. 115, n. 10, p. 1401-1418, 1989.

- LASDON, L. S.; WARREN, A. D. e RATNER, M. S. *GRG2 User's Guide*. University of Texas at Austin, Austin Tex, USA, 1984.
- PORTO, R. M. *Hidráulica Básica*. S. Carlos, Publicação EESC-USP, 1998, 519p.
- QUINDRY, G. E. et al. Optimization of looped water distribution systems. Journal of the Environmental Engineering Division, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, v. 107, n. EE4, p. 665-679, 1981.
- SANTANA, G. C. *Otimização da Operação de Sistemas de Distribuição de Água Abastecidos por Bombeamento e Reservatórios de Regularização*, Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Elétrica e Computação, UNICAMP, Campinas, 184p, 1999.
- SAVIC, D. A., WALTERS, G. A. Genetic Algorithms for Least-cost Desing of Water Distribution Netwoks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 123(2), p. 67-77, 1997.
- SHARP, W. W. e WALSKI, T. M. Predicting roughness in water mains. *Journal AWWA*, p.34-40, 1988.
- SILVA, J. G. da. *Otimização de sistemas de abastecimento de água considerando variáveis as condições de contorno do projeto*. 2003. Tese (Doutorado em Recursos Naturais), Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2003.
- STREET, V. L. *Fluid Mechanics*. Mc Graw-Hill, New York, 1971.
- WALSKI, T. M. The wrong paradigm, why water distribution optimization doesn't work. *Journal of Water Resources Planning and Management*. v.123, n.3, p.203-205, 2001.