

# MODELAMENTO HIDROGEOLÓGICO DO AQÜÍFERO ALUVIONÁRIO DE AMARO LANARI – VALE DO AÇO – MG.

Antônio Teixeira Cabral<sup>1</sup> & Celso de Oliveira Loureiro<sup>2</sup>

**Resumo:** Este trabalho apresenta o modelamento hidrogeológico conceitual e computacional do aquífero aluvionário do rio Piracicaba, situado no bairro de Amaro Lanari, da cidade de Coronel Fabriciano, no Vale do Aço de Minas Gerais. Atualmente o manancial é explorado a uma taxa média de 600 L/s para o suprir de água potável as cidades de Ipatinga, Cel. Fabriciano e Timóteo. Foram simulados 3 cenários de utilização em regime permanente: (1) na condição sem bombeamento; (2) bombeando na taxa atual de exploração de 600 L/s; e, (3) na condição de exploração máxima recomendável de 1200 L/s. No cenário com bombeamento de 600 L/s o rebaixamento foi de 3,6 m e no de 1200 L/s foi de 8 m. A área de influência do bombeamento e a zona de proteção do aquífero também foram determinadas. As distribuições de carga hidráulica, em planta, são apresentadas para os 3 cenários.

**Abstract:** This paper presents the conceptual and computational hydrogeological model of the alluvial aquifer of Piracicaba River, located at Amaro Lanari District, in Coronel Fabriciano City, Minas Gerais State – Brazil. Nowadays, this aquifer is exploited at an average rate of 600 L/s, in order to supply potable water for the communities of Ipatinga, Coronel Fabriciano and Timóteo. Three different utilization scenarios were simulated in steady-state condition: (1) no-pumping condition; (2) the current total pumping rate of 600 L/s; and, (3) the maximum possible pumping rate condition of 1200 L/s. The resulting drawdown was 3,6 m, for the 600 L/s pumping condition, and 8 m, for the 1200 L/s pumping scenario. The pumping influential area, as well as the respective aquifer protection zone, were also determined. The head profiles for the 3 scenarios were presented.

**Palavras – chaves:** modelamento hidrogeológico computacional; aquífero aluvionário; Vale do Aço.

---

<sup>1</sup> Engenheiro Químico, Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos – UFMG.

Endereço: Rua Martim Francisco, 334/801 – Gutierrez  
Belo Horizonte – MG – Brasil, CEP:30.430-220  
Telefone: (31) 3292-1665 / 9976-3606  
e-mail: cabral@desa.ufmg.br

<sup>2</sup> Ph.D., Professor do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG.

Endereço: Escola de Engenharia da UFMG  
DESA - Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental  
Av. do Contorno, 842 Centro – 7º Andar  
Belo Horizonte - MG 30.110-060  
Tel.: (31) 3238-1884 - Fax. (31) 3238-1879  
e-mail: celso@desa.ufmg.br

## INTRODUÇÃO

Suprir de água potável, em quantidade e qualidade, uma população urbana é uma tarefa nobre e de grande responsabilidade. Esta tarefa tem ficado cada vez mais difícil devido ao esgotamento de mananciais adequados para levar a cabo tal intento, seja por que eles estão se exaurindo, seja por que eles estão ficando cada vez mais alterados pela ação das atividades humanas, seja por que a população cresce em ritmo elevado. Estabelecer procedimentos que visem a exploração dos mananciais de forma racional, otimizada e a custo satisfatório, a proteção da qualidade de suas águas e a garantia de fornecimento passa a ser uma prioridade para aqueles nos quais recai esta responsabilidade.

As cidades de Ipatinga, Coronel Fabriciano e Timóteo, possuidoras de uma população da ordem de 400.000 habitantes, estão situadas no baixo vale do rio Piracicaba, numa região que ficou conhecida como Vale do Aço de Minas Gerais devido às atividades siderúrgicas e metalúrgicas ali desenvolvidas. Elas obtêm seu suprimento de água potável da exploração de um aquífero aluvionário do rio Piracicaba sendo operado sob a responsabilidade da Companhia de Saneamento de Minas Gerais – COPASA/MG (**Figuras 1 e 2**). Na **Figura 3** podemos ver a área de interesse em uma perspectiva Sul-Norte.

O sistema produz em média 600 L/s e consta de 22 poços profundos e de uma estação de tratamento simplificado, onde é feita a cloração e filtração da água antes de sua distribuição (**Figura 4**). O principal agente de recarga deste aquífero é o rio Piracicaba, sabidamente possuidor de águas poluídas pelas atividades antrópicas desenvolvidas ao longo de suas margens (FEAM, 2000). Apesar de ser recarregado com águas poluídas, o aquífero consegue purificá-las e fornecer uma água de boa qualidade sem a necessidade de um tratamento convencional com floculação, decantação e filtração.

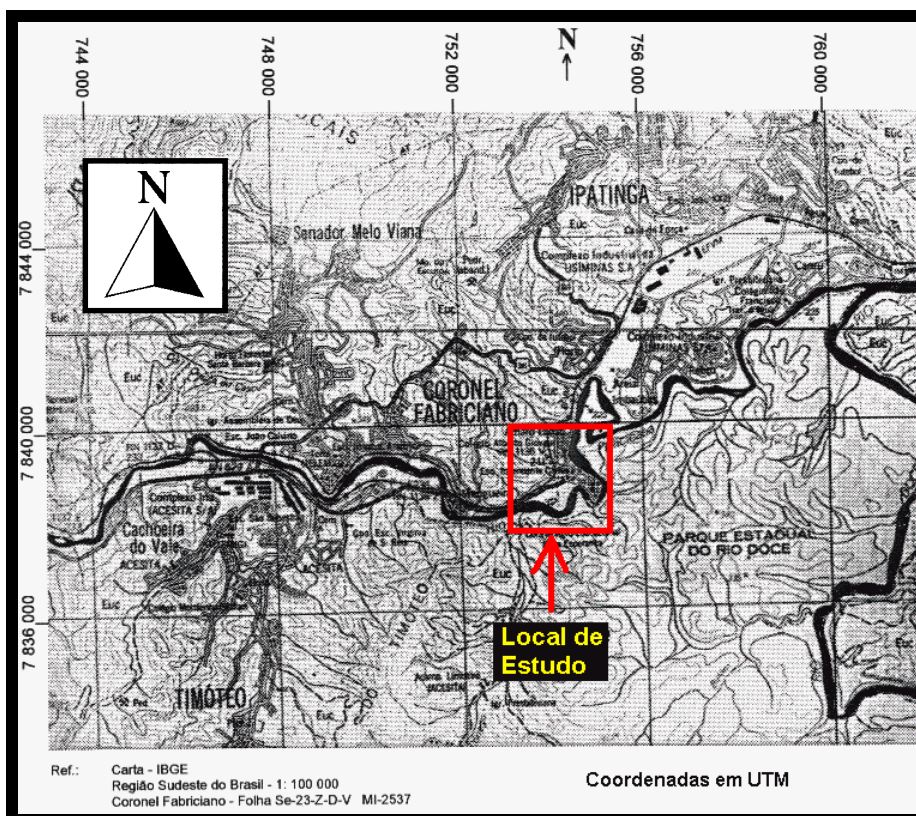


Figura 1 – Localização geográfica do Aquífero Aluvionário de Amaro Lanari. Município de Coronel Fabriciano, na região do baixo vale do rio Piracicaba.

Adaptado de LOUREIRO, 1995.

Contudo, torna-se necessário conhecer a hidrodinâmica deste aquífero sob a influência de um bombeamento tão intenso para que seja possível gerenciá-lo de modo eficaz nos aspectos de quantidade e qualidade da água produzida.

Um modo satisfatório de fazer isto é elaborando um modelo computacional que permita acomodar e simular todos os aspectos relevantes do escoamento subsuperficial da água pelo solo. Para fazer isto, neste modelamento foi usado o software MODFLOW (MCDONALD, 1988) contido num pacote computacional comercial que possui um pré e um pós-processamento dos dados de entrada e saída respectivamente, facilitando em muito o trabalho de implementação e análise dos resultados do modelo computacional. O MODFLOW é um software de modelamento tri-dimensional do escoamento regional de água subterrânea e foi desenvolvido pelo “USGS - United States Geological Survey” e tem sido amplamente utilizado diretamente para estudos de escoamento em aquíferos [ANDERSON, 1992]. Nele, a equação diferencial do escoamento é resolvida com soluções numéricas utilizando o método das diferenças finitas.

## O MODELAMENTO MATEMÁTICO.

Um modelo é qualquer artifício de que se lança mão para representar uma aproximação de uma situação real. Um modelo matemático pode simular de modo indireto o escoamento das águas subterrâneas usando a equação governante tida como a representação dos processos físicos que ocorrem no sistema, junto com as equações que descrevem as cargas ou fluxos nas fronteiras do modelo. Para situações que evoluem com o tempo, é necessário ter também a equação que descreva a distribuição inicial das cargas (ANDERSON, 1992).

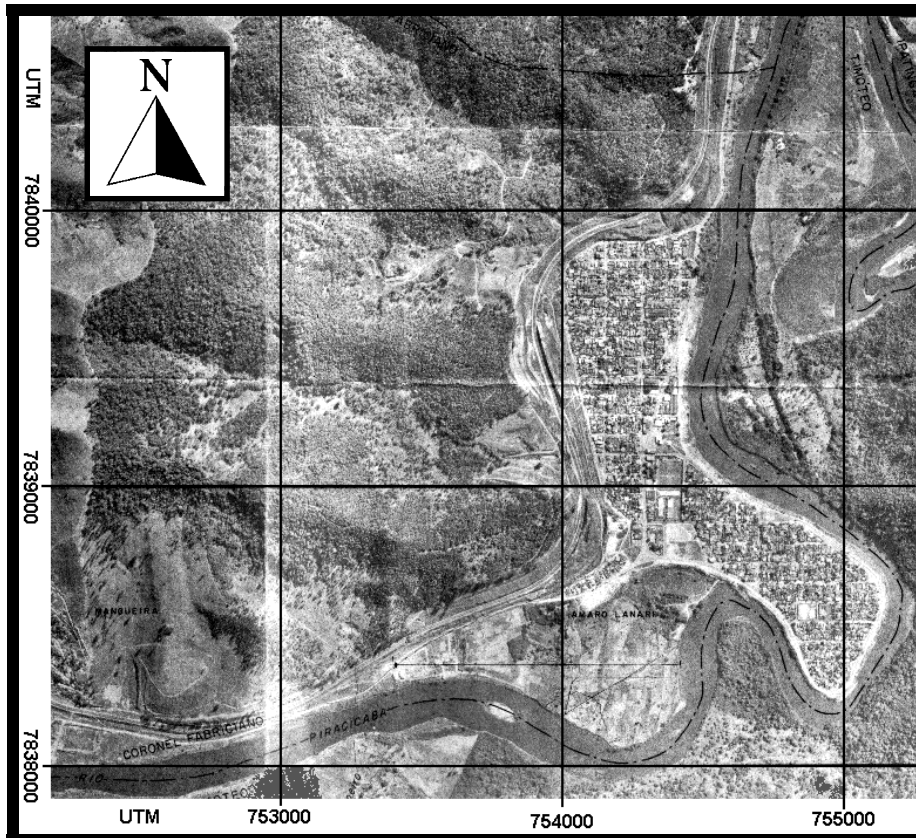


Figura 2 – Ortofoto da área de interesse, mostrando o trecho do rio Piracicaba e a formação aluvionária do bairro Amaro Lanari.

Escala 1:10.000 – Código 36-16-03 – Coronel Fabriciano 2 – Ano 1989 – CEMIG.

Um modelo matemático pode ser resolvido de modo analítico ou de modo numérico. A solução analítica de um modelo normalmente envolve simplificações que podem invalidar a sua aplicação a determinadas situações em que estas simplificações não são permitidas. A solução numérica, por seu lado, permite acomodar de modo bem mais satisfatório os detalhes de uma situação real.

A equação matemática que se resolve para obter a representação do comportamento hidrodinâmico do escoamento em um meio poroso é:

$$S_s \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_{zz} \frac{\partial H}{\partial z} \right) \pm Q \quad (1)$$

Onde: K = condutividade hidráulica (L/T)  
H = carga hidráulica (L/T)  
SS = armazenamento específico (1/L)  
T = tempo (T)  
x,y,z = coordenadas (L)  
Q = fonte ou sumidouro por unidade de vol. do meio por unidade de tempo ( $L^3/L^3 \cdot T$ )



Figura 3 – Perspectiva Sul-Norte da área de interesse. Escala vertical exagerada em 5x.  
(Branco = aluvião / Azul marinho = rio Piracicaba. / Verde = morro).

O modelo hidrogeológico desenvolvido neste trabalho é do tipo preditivo (ANDERSON, 1992), pois será calibrado e usado para prever uma situação diferente daquela da calibração. Ele poderá ser utilizado para avaliar muitas outras situações em condições diferentes, desde que respeitados os limites da calibração.

Um modelamento é uma excelente ajuda para organizar e sintetizar os dados levantados em campo, mas é importante reconhecer que o modelamento é somente um dos componentes da avaliação hidrogeológica não sendo um fim em si mesmo (ANDERSON, 1992). Depois de realizado um modelamento e colhidas as informações das simulações efetuadas, é necessário dar a estas informações as suas posições e relevâncias dentro do contexto amplo da análise que está sendo efetuada bem como avaliar as conseqüências das decisões que podem ser tomadas baseando-se nestas informações.



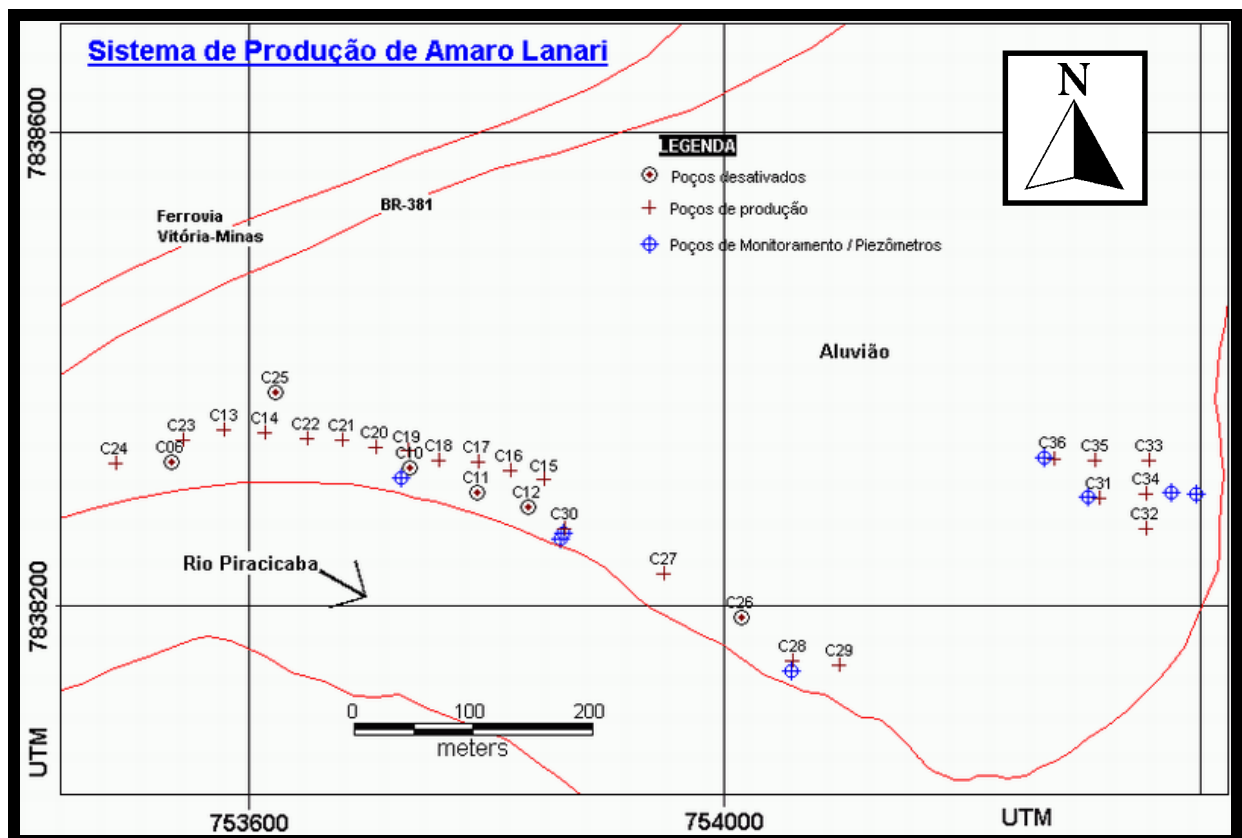


Figura 4 – Localização dos poços de produção e poços de monitoramento em Amaro Lanari.

## AS CARACTERÍSTICAS REGIONAIS

A bacia hidrográfica do rio Doce constitui-se basicamente em uma área rebaixada e dissecada denominada Depressão do rio Doce, resultado do aprofundamento e alongamento dos vales dos rios mais expressivos da bacia, incluindo aí o rio Piracicaba. [ LOUREIRO, 1995]

Apresenta-se em forma de um anfiteatro que se desenvolve e afunda-se ao atravessar a região do planalto do leste de Minas. Caracteriza-se como uma área aplainada, recoberta por depósitos de cobertura relativamente espessos e tem sua origem relacionada a processos erosivos fluviais efetuados em climas úmidos. Desse modo, planícies fluviais colmatadas, rampas de colúvio, lagos de barragem natural e colinas com declividade média são comuns na área considerada.

Esta unidade é circundada pelos planaltos dissecados do Grupo Sul e Leste de Minas constituindo, juntos, as unidades geomorfológicas mais importantes da área.

Na porção mais oriental da bacia, ainda no domínio de dissecação, ocorrem Tabuleiros Terciários - terrenos planos e elevados de origem sedimentar - que são atravessados pelo rio Doce e representam antigo nível de erosão.

Entre os sedimentos quaternários destacam-se as aluviões recentes, terraços aluviais antigos e coluviões representados por depósitos que ocorrem no leito, nas margens rasas e nos locais onde há quebra de velocidade da corrente, tais como praias e nas áreas de corredeiras e cachoeiras. Na fase

das enchentes, esses depósitos das margens rasas e dos leitos são obrigatoriamente remobilizados e acrescidos de mais material diverso, devido a maior competência dos rios.

## **O MODELO HIDROGEOLÓGICO CONCEITUAL**

O aquífero de Amaro Lanari caracteriza-se por um depósito aluvionário quaternário formado em ambas as margens do rio e localizado sobre o leito rochoso alterado do embasamento cristalino do Período Pré-Cambriano, sendo a faixa situada na margem esquerda e a região dos morros que está atrás dela, as áreas de interesse para o modelamento. Esta faixa da aluvião tem uma largura variável de 300 a 700 metros e uma área aproximada de 1,68 km<sup>2</sup> (LOUREIRO, 1995)

A topografia da aluvião apresenta-se bastante plana em toda sua extensão. A sua elevação média é de 224 metros com variação de 3 metros. A faixa aluvionária possui levantamentos planialtimétricos que possibilitaram a obtenção de uma superfície topográfica digital. Contudo, a região dos morros atrás dela não possui nenhum levantamento de altitude. Sua topografia foi estimada com base em observações de fotografias estereoscópicas, de propriedade da COPASA/MG e, também, em visitas ao local.

O perfil litoestratigráfico da aluvião, obtido com base nas descrições dos furos de instalação dos poços de produção (GEOSOL, 1994; CORNER, 1978; COPASA, 2002) e de monitoramento é constituído por uma camada superficial argilosa de 1 a 4 metros seguida de uma camada de areia média a grosseira, bastante homogênea até a profundidade em que encontra os embasamento cristalino por volta de 40 m abaixo da superfície.

A condutividade hidráulica avaliada para a camada arenosa da aluvião nos testes de bombeamento realizados logo após a instalação dos poços de produção indicaram um valor médio de  $1,3 \times 10^{-2}$  m/s. Na calibração efetuada para um regime de bombeamento médio de 600 L/s distribuído pelos 22 poços de produção e utilizando a piezometria medida nestes poços e nos poços de monitoramento, os valores de condutividade hidráulica que mais bem ajustaram os valores medidos e calculados da carga hidráulica foram de  $K_X = K_Y = 6,12 \times 10^{-4}$  m/s e  $K_Z = 6,12 \times 10^{-5}$  m/s, o que caracteriza uma anisotropia 1:10 com relação à direção vertical.

Tabela 1 – Dados do poços de monitoramento e de produção.

ID.	Cota da superfície do solo (m)	Distância da margem do rio (m)	Cota do Nível Estático (m)	Cota do Embasamento (m)	Espessura da aluvião.	Prof.Total do poço (m)	Cota superior do primeiro filtro. (m)	Cota inferior do primeiro filtro. (m)	Cota superior do segundo filtro. (m)	Cota inferior do segundo filtro. (m)
C13	227.5	45.6	218.9	186.6	40.9	37.0	209.2	196.0	–	–
C14	227.5	42.5	218.0	188.4	39.1	34.0	210.8	197.6	–	–
C15	224.1	46.5	219.0	184.1	40.0	34.0	207.9	198.0	–	–
C16	224.6	43.9	218.8	186.6	38.0	32.0	205.9	196.1	–	–
C17	226.0	43.3	218.9	189.0	37.0	33.0	206.6	196.7	–	–
C18	225.3	34.7	219.1	188.3	37.0	32.0	210.6	197.4	–	–
C19	225.1	36.7	218.6	186.1	39.0	31.5	210.4	197.2	–	–
C20	225.3	34.9	218.4	194.8	30.5	35.0	211.1	201.2	199.1	195.8
C21	225.3	37.5	219.2	194.3	31.0	37.0	210.8	194.3	–	–
C22	225.4	37.6	218.2	191.4	34.0	34.0	210.0	196.8	–	–
C23	225.7	41.7	217.5	193.7	32.0	32.0	213.8	203.8	–	–
C24	226.9	32.5	218.3	195.9	31.0	31.0	218.4	208.5	–	–
C27	226.1	30.5	218.9	184.1	42.0	47.0	211.8	202.2	195.0	191.1
C28	223.4	20.9	218.8	183.4	40.0	45.0	213.1	204.4	–	–
C29	223.0	28.5	218.3	183.0	40.0	44.0	211.7	205.3	193.3	187.1
C30	224.9	16	217.1	184.9	40.0	43.0	210.6	197.9	–	–
C31	221.5	102.2	218.2	181.5	40.0	45.0	210.2	197.6	–	–
C32	221.5	61.6	218.2	181.5	40.0	38.0	210.2	197.6	–	–
C33	221.3	61.1	218.0	181.3	40.0	33.0	208.0	195.4	–	–
C34	221.5	63.2	218.2	181.5	40.0	40.0	208.2	198.1	197.1	194.0
C35	221.2	106.2	217.9	181.2	40.0	40.0	207.9	196.4	–	–
C36	221.1	140.8	218.3	181.1	40.0	40.0	205.8	194.1	–	–
PZ01	225.7	12.2	–	–	–	12.0	215.7	213.7	–	–
PZ02	224.8	11	–	–	–	12.0	214.8	212.8	–	–
PZ03	224.8	5.5	–	–	–	12.0	214.8	212.8	–	–
PZ04	223.2	10.5	–	–	–	12.0	213.2	211.2	–	–
PZ05	221.0	149	–	–	–	12.0	211.0	209.0	–	–
PZ06	221.3	112	–	–	–	12.0	211.3	209.3	–	–
PZ07	221.8	42.1	–	–	–	12.0	211.8	209.8	–	–
PZ08	220.6	21.2	–	–	–	12.0	210.6	208.6	–	–

Um valor típico de 0,3 foi atribuído ao coeficiente de armazenamento ou porosidade efetiva, S, (FREEZE, 1979), ainda que este parâmetro só tenha relevância em situação transiente de escoamento, o que não foi o caso de nenhum dos cenários simulados neste trabalho.

O substrato cristalino, na região sob o rio, foi considerado como estando a um nível constante na cota de 180 m. Já, no contato entre a aluvião e os morros situados ao Norte, ele foi considerado como estando, em um nível também constante, numa cota de 210 m. Entre estes dois pontos, foi considerado que existe uma variação linear. Com isto, a camada de material arenoso da aluvião vai diminuindo de espessura à medida que se aproxima do seu contorno ao Norte.

Com relação a esta região dos morros, situados ao Norte da aluvião, não existem dados de qualquer natureza sobre a sua litoestratigrafia ou da espessura da camada de solo. Esta região foi estimado possuir uma camada de colúvio que varia de 10 metros no ponto de maior altitude (330 m)



que cresce linearmente à medida que a altitude diminui até atingir um valor de 15m ao encontrar a aluvião (225m).

Tabela 2 – Modelo hidrogeológico conceitual – Parâmetros considerados e seus valores

Item	Parâmetro	Valor	Unidade
1	Espessura da camada da aluvião.	10 – 45	m
2	Espessura da camada de colúvio nos morros	10 – 15	m
3	Cota do substrato rochoso na aluvião	180 – 215	m
4	Cota do substrato rochoso na região dos morros	215 - 320	m
5	Cota média da superfície da aluvião.	224	m
6	Cota mínima e máxima da região dos morros.	225 – 330	m
7	Gradiente hidráulico do rio Piracicaba na área de interesse.	1,129	m/km
8	Nível da água no rio Piracicaba:  Cota à montante: Cota à jusante:	221,49	m
		214,61	
9	Extensão do rio Piracicaba na área de interesse.	6,1	Km
10	Condutividade hidráulica média dos materiais aluvionários.  $K_X = K_Y =$ $K_Z =$	$6,12 \times 10^{-4}$	m/s
		$6,12 \times 10^{-5}$	
11	Condutividade hidráulica média do colúvio dos morros.  $K_X = K_Y =$ $K_Z =$	$1,0 \times 10^{-6}$	m/s
		$1,0 \times 10^{-7}$	
12	Condutividade hidráulica média da camada de colmatção sob o rio.  $K_X = K_Y = K_Z =$	$6,12 \times 10^{-5}$	m/s
13	Porosidade total, n, do material da aluvião.	0,35	–
14	Porosidade efetiva, $n_e$ , ou coeficiente de armazenamento, S.	0,30	–
15	Espessura da camada saturada da aluvião, h.	5 – 40	m
16	Armazenamento específico, $S_S$ ; ( $S_S = S/h$ ).	0,06 – 0,0075	1/m
17	Recarga superficial devida à infiltração pluviométrica na aluvião.	500	mm/ano
18	Recarga superficial devida à infiltração pluviométrica nos morros.	150	mm/ano
19	Extensão lateral total da aluvião.	6,1	m
20	Densidade aparente média dos materiais da aluvião.	1,7	g/cm <sup>3</sup>

À esta camada de colúvio foi atribuído um valor de condutividade hidráulica de  $1,0 \times 10^{-6}$  m/s nas direções horizontais (X e Y) e de  $1,0 \times 10^{-7}$  m/s na direção vertical (Z) caracterizando uma anisotropia de 1:10. Estes valores foram os maiores valores com os quais ainda se conseguiu que esta camada de colúvio apresentasse uma espessura mínima de saturação nos pontos mais elevados. Isto foi buscado a fim que fosse possível computar toda a recarga devida à precipitação atmosférica nesta área, uma vez que o código utilizado no modelamento (MODFLOW) só atribui recarga à células ativas, ou seja, àquelas células que possuem alguma espessura de camada saturada. Com isto, pode-se estimar a contribuição máxima desta área para a aluvião.

Em Setembro de 1998, foi feito um levantamento para o nivelamento da base de todos os poços de Amaro Lanari e também do Nível d'água do rio Piracicaba. Nesta ocasião, o NA do rio em frente ao poço C24 foi medido em 220,171 m e em frente ao poço C33 foi medido em 218.737 m, o que resultou em um gradiente de 1.129 m/km.

A recarga devida à precipitação pluviométrica foi considerada como sendo um terço da precipitação média anual para a área da aluvião e de um décimo para a área dos morros. A precipitação média anual foi avaliada em 1500 mm/ano (LOUREIRO, 1995), o que resultou em uma recarga média de 500 mm/ano para a aluvião e de 150 mm/ano para a região dos morros.

Na região de contato do rio com a aluvião, foi considerado que exista uma camada de colmatação de 1 metro de espessura tendo uma condutividade hidráulica 10 vezes menor que a da aluvião. As **Tabelas 1 e 2** resumem os dados poços de produção e monitoramento instalados em Amaro Lanari, os parâmetros e os valores que foram considerados na construção do modelo conceitual.

## **O MODELO HIDROGEOLÓGICO COMPUTACIONAL**

Uma avaliação prévia, utilizando um modelo que contemplava toda a bacia de contribuição, ou seja, a porção aluvionária mais os morros adjacentes, numa situação de bombeamento contínuo, a uma taxa de 600 L/s, mostrou que a área de influência do bombeamento está restrita à porção do aquífero em que estão instalados os poços de produção e que o aporte de água das outras áreas para esta é muito pouco significativo (menor que 4%). Por esta razão, optou-se por utilizar somente esta porção do aquífero onde estão instalados os poços de produção como o domínio de modelamento com a intenção de se obter um maior detalhamento da região onde o escoamento é mais intenso.

A dimensão deste segmento da aluvião é de 1150 m por 850 m e foi dividida em 160 colunas por 86 linhas. Nas regiões mais distantes dos poços, a dimensão das células ficou com 20 m por 20 m. Esta discretização horizontal foi refinada na região próxima aos poços, chegando a uma dimensão de 2,5 m por 2,5 m nas células que contêm os poços de produção. A **Figura 5** mostra a malha de discretização vertical, a localização do rio e as células inativas.

A dimensão vertical foi dividida em 20 camadas. A discretização vertical na região da aluvião foi feita de modo a se ter um detalhamento da distribuição vertical da carga hidráulica em um nível satisfatório que não comprometesse os procedimentos de calibração. A calibração mostrou-se bastante sensível à discretização vertical devido à intensidade do fluxo e à pequena extensão do domínio nesta direção. Os contornos do modelo hidrodinâmico são mostrados na **Tabela 2**.

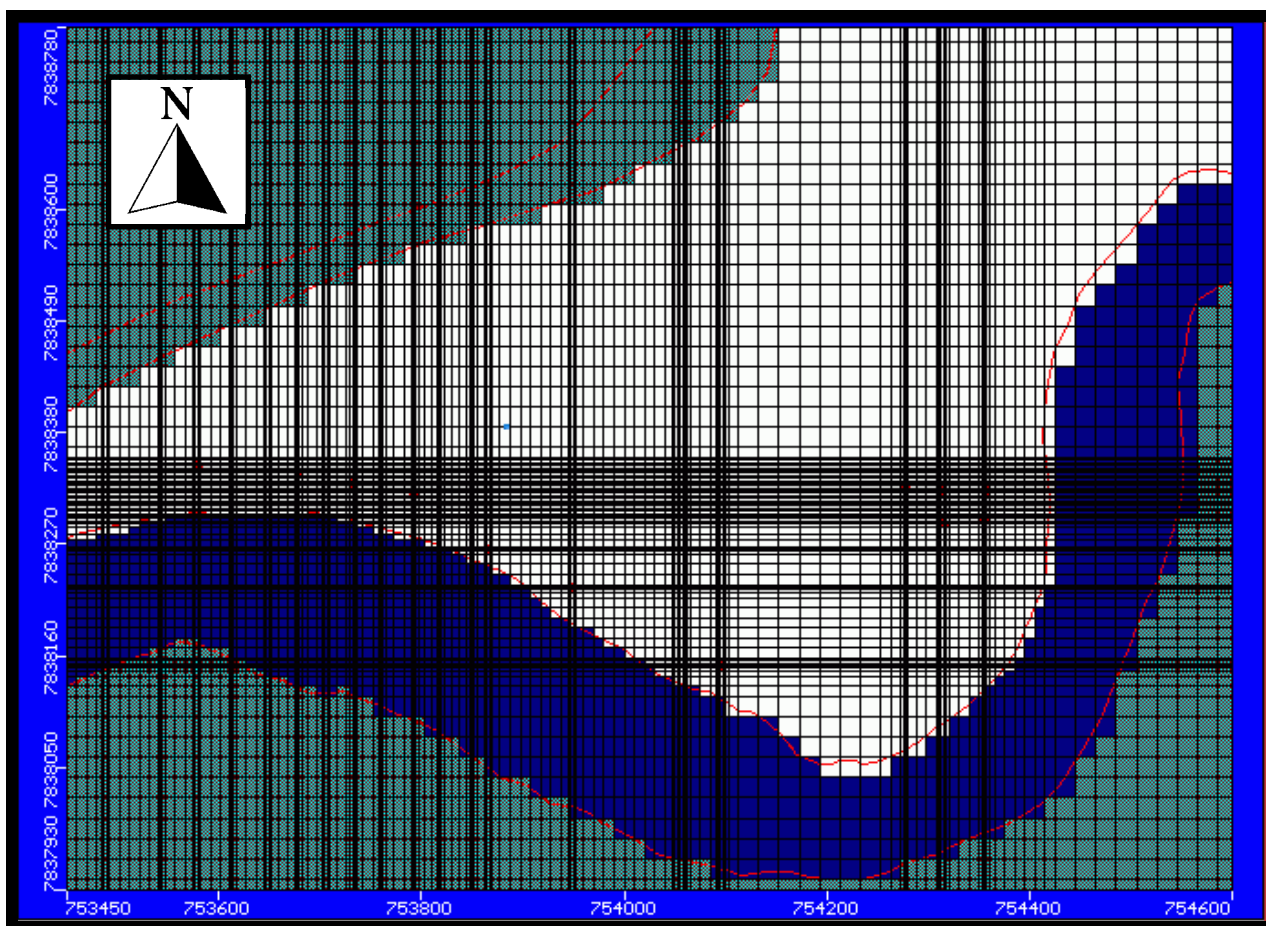


Figura 5 – Malha de discretização horizontal (Branco = aluvião / Azul marinho = rio Piracicaba / Verde = células inativas)

O rio Piracicaba foi definido como um contorno tipo rio utilizando o pacote **River** do MODFLOW. Para se definir a superfície piezométrica do rio Piracicaba, foi tomado o nível d'água do rio no ponto de entrada e no ponto de saída da área de interesse e foi calculado que, ao longo de suas margens, o nível d'água varia linearmente em função de seus comprimentos. De posse da distribuição piezométrica das margens, foi calculado a distribuição piezométrica entre elas como tendo, também, uma variação linear.

Esta superfície piezométrica assim determinada foi utilizada para definir a altura do nível d'água do rio Piracicaba em cada célula do pacote **River**. O fundo do rio foi definido como estando a 1 m abaixo da superfície. A camada de colmatação foi definida como tendo 1 m de espessura.

A condutância desta camada de colmatação foi calculada a partir da fórmula:

$$C = KL \frac{W}{M} \quad (2)$$

Onde: C = condutância (m<sup>2</sup>/dia)

K = condutividade hidráulica da camada de colmatação (m/dia)

L = comprimento do rio dentro da célula (m)

W = largura do rio dentro da célula (m)

M = espessura da camada de colmatação (m).

Neste modelamento, devido às dimensões reduzidas das células em relação às dimensões do rio, todas as células alocadas como células do pacote **River** foram totalmente ocupadas pelo rio. Desta maneira, as dimensões L e W coincidiram com as dimensões das células.

A calibração do modelo foi realizada baseando-se nos níveis dinâmicos dos poços de produção e na piezometria dos poços de monitoramento. Os parâmetros que se mostraram efetivos para ajustar as cargas calculadas com as cargas observadas foram a condutividade hidráulica e sua anisotropia considerando os planos horizontal e vertical.

## OS CENÁRIOS SIMULADOS

Foram simulados três cenários. O primeiro considerando uma condição sem bombeamento. O segundo, que serviu como calibração, considerando uma taxa de bombeamento constante de 600 L/s distribuída equitativamente pelos 22 poços. E um terceiro, em que se avaliou a capacidade de produção máxima da configuração atual do sistema de produção.

Para este terceiro cenário de simulação partiu-se da premissa que o nível d'água de um poço deve ser rebaixado no máximo até a cota de seu filtro superior. Para implementar esta situação, nas células do modelo que continham os filtros dos poços foram alocadas cargas hidráulicas constantes e iguais ao valor da cota do topo do filtro superior do poço. Esta condição pode ser obtida em campo por meio de uma bomba de vazão variável controlada por um sensor de nível.

## APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

As **Tabelas** 3, 4 e 5 apresentam as cargas hidráulicas dos poços obtidas nas três simulações respectivamente. Na simulação do cenário de produção máxima foi possível alcançar uma produção de 1200 L/s, que é o dobro da produção atual, sem que houvesse modificação da configuração do sistema.

Esta produção foi alcançada sem a utilização do poço C24. Este poço possui o filtro tão alto que o rebaixamento causado pelos outros poços já expõe o seu filtro à desaturação. A **Tabela** 6 mostra o balanço hídrico para a condição sem bombeamento e bombeando 600 L/s e 1200 L/s, onde fica evidente a quase totalidade da contribuição do rio para a água produzida nos poços. Na condição sem bombeamento estima-se que 27 L/s de água circule pelo aquífero sendo 12 L/s (44%) provenientes da infiltração pluviométrica e 15 L/s (66%) da carga hidráulica do rio. Quando se bombeia 600 L/s, esta proporção se altera para 2% e 98%, e, ao se bombear 1200 L/s temos 1% e 99%.

Na **Figuras** 6 podemos observar, em planta, a distribuição da carga hidráulica do aquífero na condição sem bombeamento em regime permanente. Na **Figura** 7 é mostrada a distribuição de carga hidráulica para a condição de bombeamento de 600 L/s em regime permanente. A **Figura** 8

mostra esta distribuição em um corte vertical sobre o poço C19 e, a **Figura 9** mostra, em planta, o caminhamento das partículas de água a partir do centro do rio. Nesta figura, o intervalo de tempo decorrido entre as marcas é de 30 dias.

Nas **Figuras 10, 11 e 12** são mostrados os mesmos aspectos que nas **Figuras 7, 8 e 9** respectivamente, porém para a condição de bombeamento de 1200 L/s em regime permanente.

Tabela 3 – Nível estático dos poços na condição sem bombeamento em regime permanente.

Poço	Nível Estático Observado (m)	Nível Estático Calculado (m)	Diferença
C13	218.930	220.012	1.082
C14	217.971	219.986	2.015
C15	219.012	219.721	0.709
C16	218.795	219.758	0.963
C17	218.859	219.789	0.930
C18	219.124	219.833	0.709
C19	218.601	219.864	1.263
C20	218.444	219.895	1.451
C21	219.242	219.921	0.679
C22	218.197	219.954	1.757
C23	217.537	220.049	2.511
C24	218.311	220.094	1.783
C27	218.855	219.597	0.742
C28	218.826	219.455	0.629
C29	218.275	219.399	1.124
C30	217.089	219.708	2.619
C31	218.193	219.018	0.825
C32	218.151	218.983	0.832
C33	218.047	218.936	0.889
C34	218.171	218.960	0.789
C35	217.916	219.006	1.090
C36	218.304	219.058	0.754
C06	220.990	220.054	-0.936
C09	220.727	219.883	-0.844
C10	221.624	219.863	-1.761
C11	220.092	219.800	-0.292
C12	221.556	219.757	-1.799

A superfície freática da aluvião na condição sem bombeamento apresentou-se bastante homogênea e quase plana, acompanhando o gradiente hidráulico do rio Piracicaba neste trecho. Isto demonstra a preponderância da carga do rio em detrimento ao outro agente de recarga do sistema que é a precipitação pluviométrica. O maior valor de carga hidráulica é de 220,2 m na entrada do rio no domínio considerado e a menor é de 218,4 m na saída do rio, o que dá uma variação de 1,8 m. O comprimento do rio neste trecho é 1,6 km.

Observando as distribuições de carga hidráulica, em planta, próximo à bateria dos poços que estão alinhados à margem do rio, na porção Oeste do aquífero, podemos ver que a carga hidráulica nesta região está em 219,8 m, na condição sem bombeamento. Ao se passar para o regime de bombeamento de 600 L/s esta carga cai para 216,2 m. E, ao se passar para o regime de bombeamento de 1200 L/s, ela chega a 211,8 m. Isto resulta num rebaixamento de 3,6 m e 8 m respectivamente.

Observando a bateria de poços situados à Leste, na condição sem bombeamento a carga hidráulica é de 219 m. Ela passa para 216,2 m ao se bombear 600 L/s e para 211,2 m ao se bombear 1200 L/s. Isto resulta em um rebaixamento de 2,8 m e 7,8 m respectivamente.

Comparando os rebaixamentos obtidos, podemos ver que na condição de bombeamento de 600 L/s o rebaixamento na porção Oeste do aquífero é sensivelmente maior que na porção Leste, contudo, eles praticamente se igualam quando o bombeamento passa para 1200 L/s.

Nas **Figuras 8 e 11**, que mostram as distribuições de cargas hidráulicas em cortes verticais sobre o poço C19 nas condições de bombeamento de 600 e 1200 L/s podemos visualizar o caráter essencialmente tridimensional do escoamento na região entre o rio e os poços bem como o grande gradiente hidráulico que aí se estabelece.

Observando a **Figura 9** podemos notar as diferentes velocidades com que a água se move em direção aos poços partindo do meio do rio. Na região entre os poços e o rio têm-se as maiores velocidades. Na porção Oeste do aquífero, onde o fluxo é o mais intenso, pode-se ver que, num intervalo de tempo entre 30 e 60 dias, a água que se infiltrou no meio do rio, consegue atingir os poços de produção. Em uma simulação de caminamento de partícula (não mostrada aqui) na condição de bombeamento de 600 L/s, foi possível determinar que o menor intervalo de tempo necessário para que a água do rio atinja um poço de produção foi de aproximadamente 3 dias. Isto aconteceu no poço C30 que é o poço mais próximo do rio (16 m).

Com esta simulação do caminamento das partículas pode-se ver que a zona de influência do bombeamento compreende todo o domínio de modelamento considerado. Podemos ver também que este domínio se configura como a área de proteção do aquífero, uma vez que toda água contida nele tem como destino final os poços de produção.

Na **Figura 12** podemos ver como a velocidade do escoamento é aumentada quando se passa para a condição de bombeamento de 1200 L/s. Na porção Oeste do aquífero, o intervalo de tempo necessário para a água que se infiltrou no meio do rio chegar aos poços de produção foi reduzido para menos de 30 dias.



Tabela 4 – Dados de calibração do modelo na condição de regime permanente bombeando 600 L/s.

Poço	Nível Dinâmico Observado	Nível Dinâmico Calculado	Diferença
C13	215.32	214.72	-0.60
C14	214.72	214.60	-0.12
C15	214.70	214.15	-0.55
C16	214.80	213.79	-1.00
C17	214.34	213.71	-0.63
C18	214.45	214.42	-0.03
C19	214.78	214.29	-0.49
C20	215.36	214.44	-0.93
C21	214.36	214.72	0.36
C22	214.39	214.51	0.12
C24	215.04	215.34	0.30
C27	214.89	216.13	1.25
C30	213.66	215.53	1.87
PZ01	217.27	217.73	0.46
PZ02	217.37	218.31	0.94
PZ03	217.47	218.37	0.90
PZ04	218.42	218.07	-0.35
PZ05	216.88	216.46	-0.42
PZ06	216.81	216.07	-0.73
PZ07	217.39	216.90	-0.49
PZ08	217.71	217.45	-0.26

Tabela 5 – Estimativa de produção máxima (nível dinâmico igual à cota do filtro superior).

Poço	Nível Dinâmico (m)	Rebaixamento (m)	Produção (L/s)
C13	209,23	10,8	76,7
C14	210,79	9,2	43,5
C15	207,88	11,8	62,2
C16	205,91	13,9	71,1
C17	206,58	13,2	71,8
C18	210,64	9,2	35,8
C19	210,40	9,5	31,7
C20	211,08	10,8	37,3
C21	210,83	9,1	44,4
C22	209,96	10,0	54,7
C23	213,84	6,2	22,5
C24	211,35	1,7	0,0
C27	211,76	7,8	81,8
C28	213,12	6,3	31,1
C29	211,67	7,7	85,0
C30	210,62	9,1	65,3
C31	210,23	10,8	30,2
C32	210,21	10,8	47,7
C33	207,98	11,0	75,4
C34	201,20	10,8	69,8
C35	207,89	11,1	51,2
C36	205,78	13,3	87,3
<b>Total</b>			<b>1204,5</b>

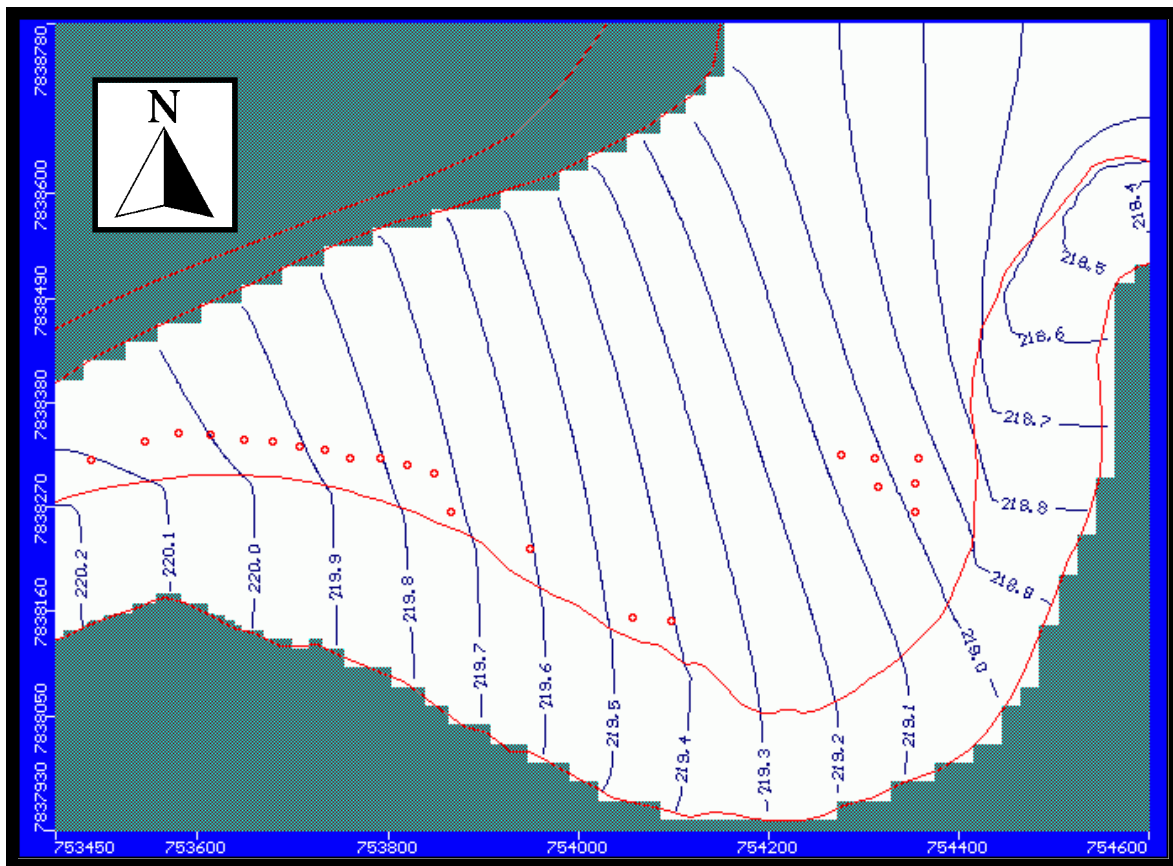


Figura 6 – Distribuição de carga hidráulica na condição sem bombeamento em regime permanente.

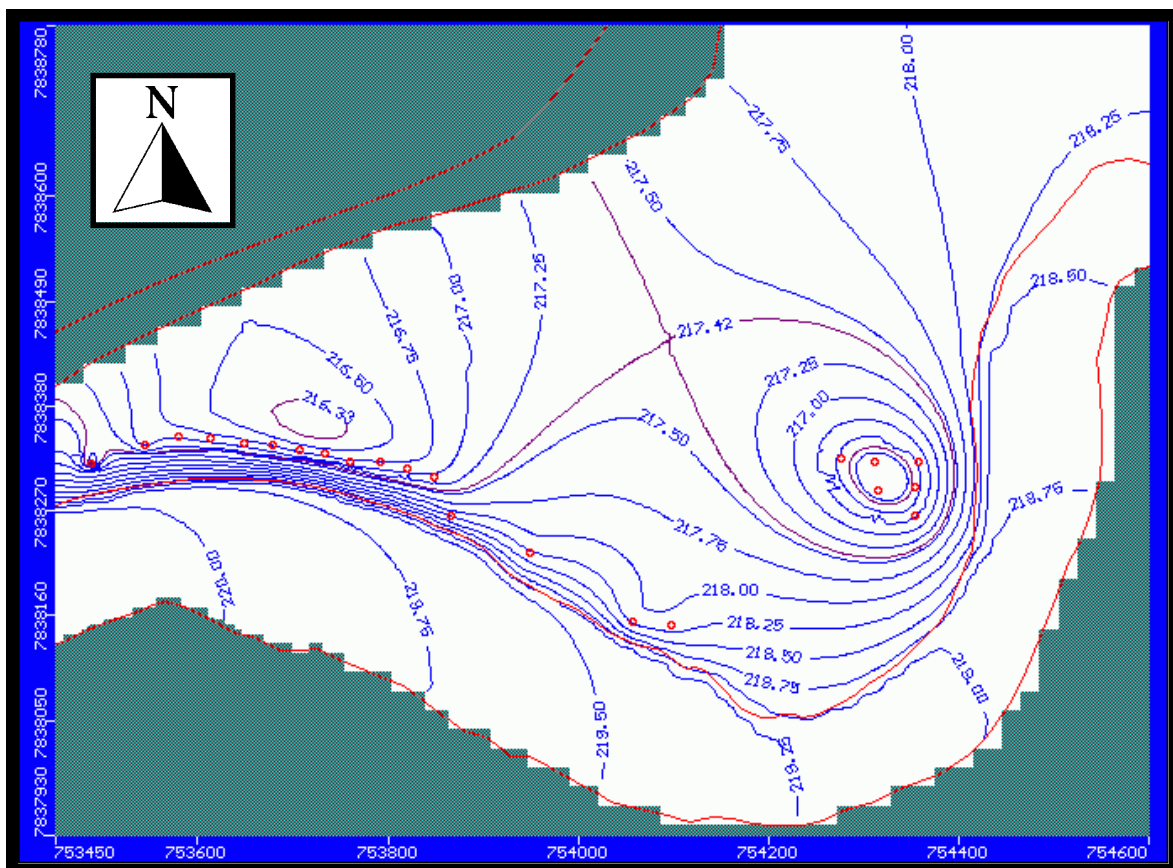


Figura 7 – Distribuição de carga hidráulica bombeando 600 L/s em regime permanente.

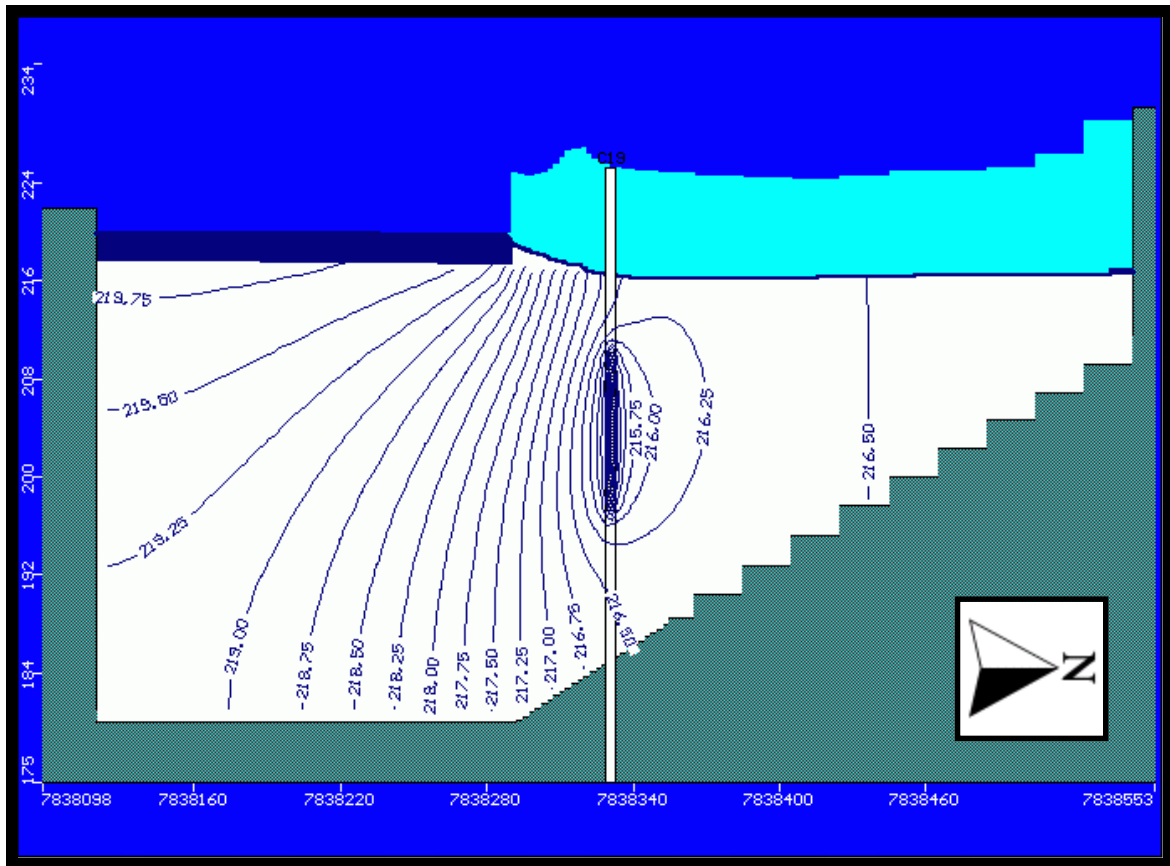


Figura 8 – Distribuição de carga hidráulica bombeando 600 L/s em regime permanente. Corte Norte-Sul sobre o poço C19. Escala vertical exagerada 5x. (Azul marinho = rio Piracicaba Verde = células inativas / Branco = aluvião saturada / Azul claro = aluvião insaturada).

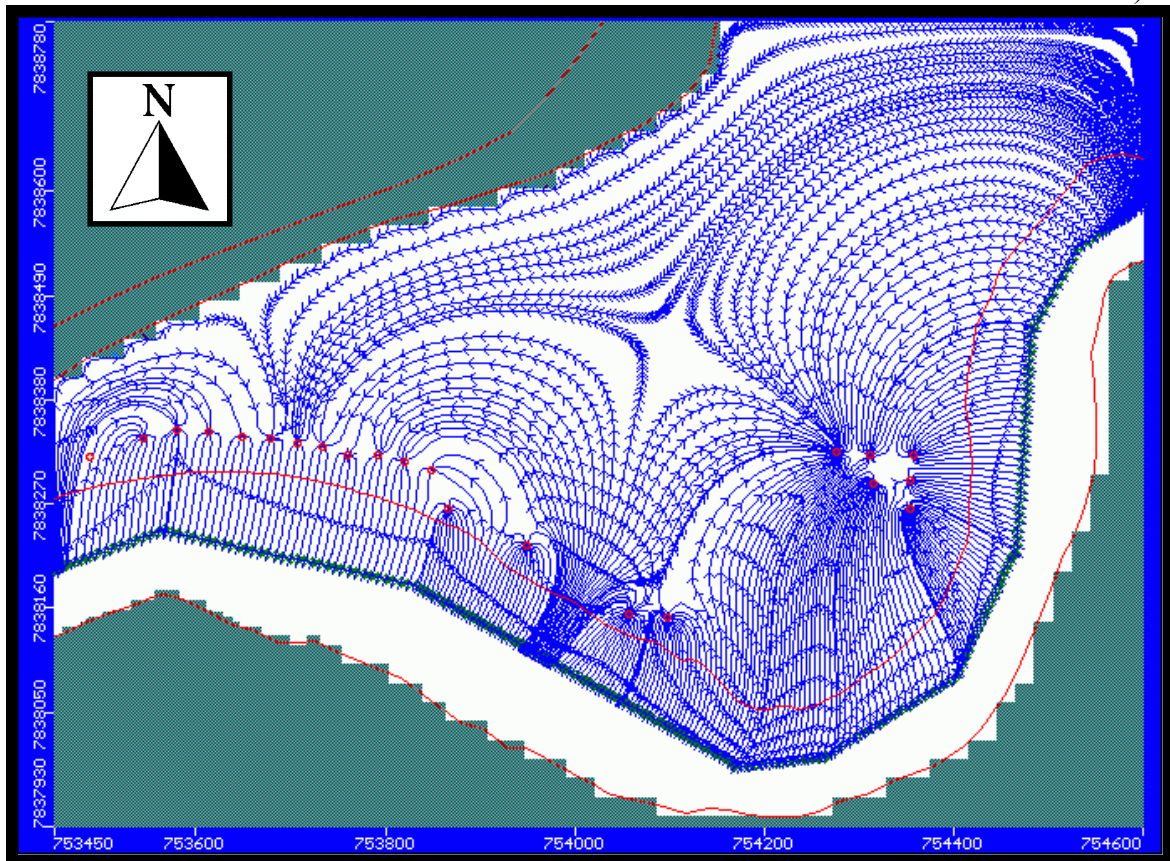


Figura 9 – Caminhamento das partículas de água partindo do meio do rio. Bombeando 600 L/s em regime permanente. Intervalo entre marcas = 30 dias.



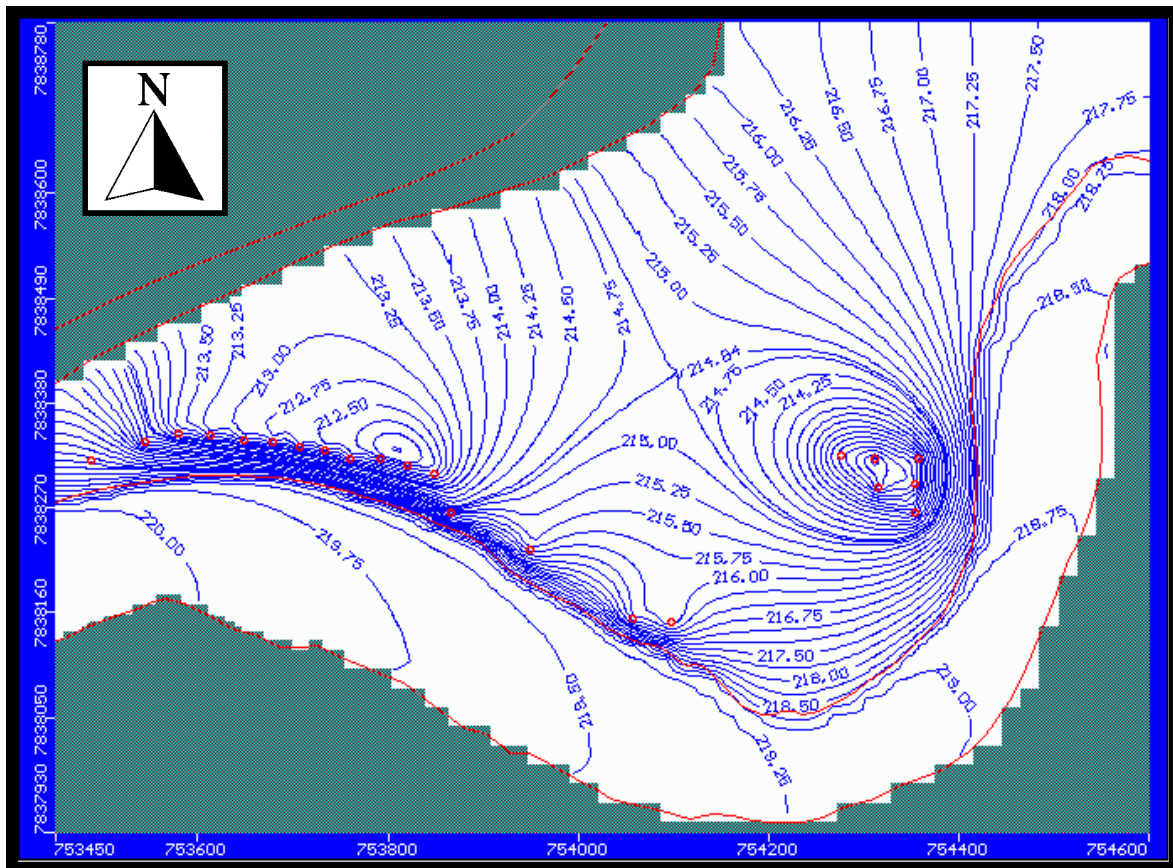


Figura 10 – Distribuição de carga hidráulica bombeando 1200 L/s em regime permanente.

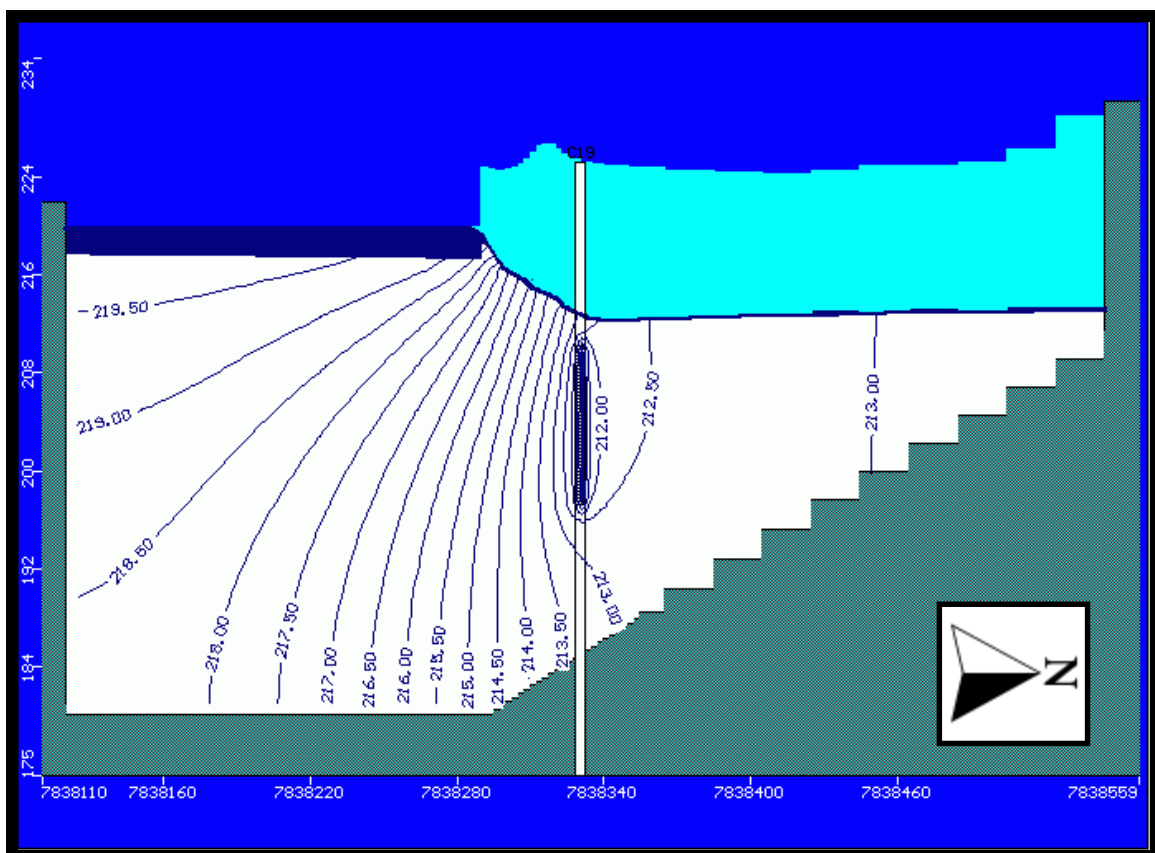


Figura 11 – Distribuição de carga hidráulica bombeando 1200 L/s em regime permanente.

Corte Norte-Sul sobre o poço C19. Escala vertical exagerada 5x. (Azul marinho = rio Piracicaba  
Verde = células inativas / Branco = aluvião saturada / Azul claro = aluvião insaturada).

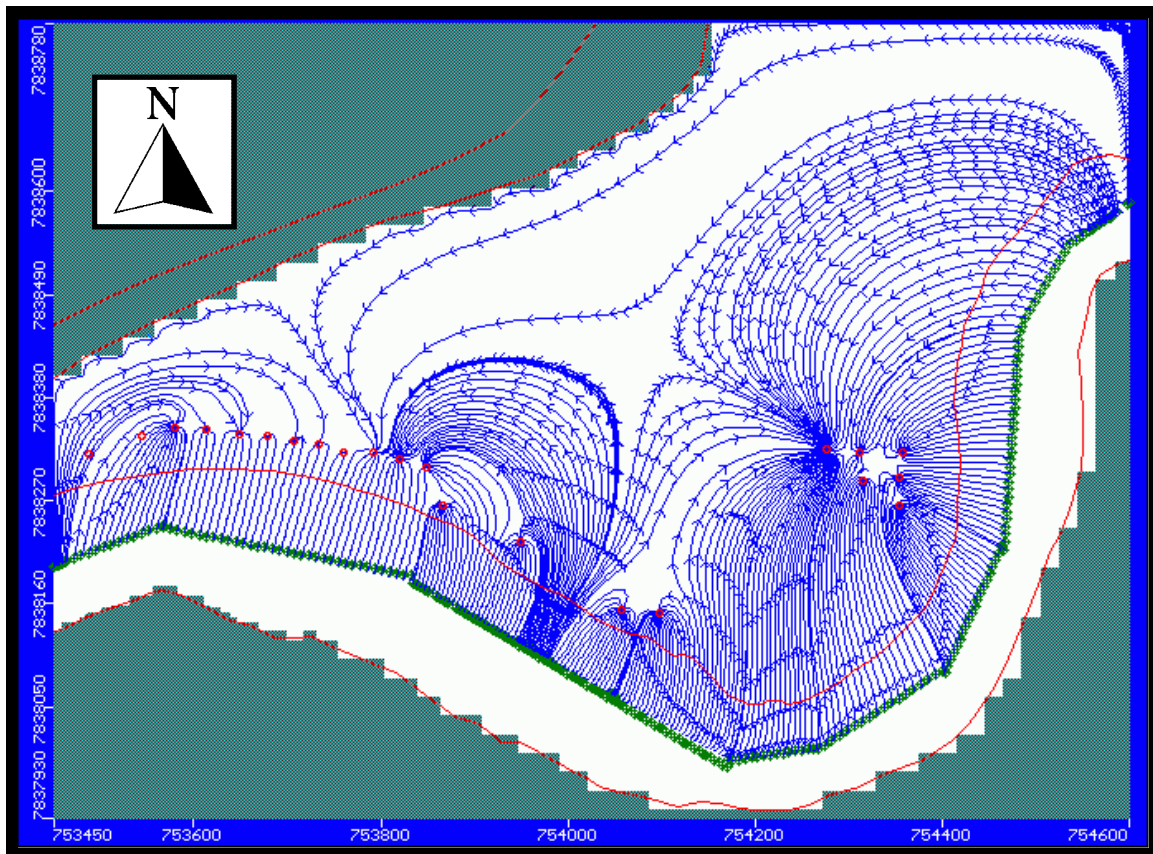


Figura 12 – Caminhamento das partículas de água partindo do meio do rio.  
Bombeando 1200 L/s em regime permanente. Intervalo entre marcas = 30 dias.

Tabela 6 – Balanço Hídrico – Regime Permanente.

		Balanço Hídrico ( L/s )					
		Sem bombeamento		Bombeando 600 L/s		Bombeando 1200 L/s	
Agente	Condição	Entrada	Saída	Entrada	Saída	Entrada	Saída
Poços		0	0	0	600	0	1204
Drenos		0	0	0	0	0	0
Rio		15	27	588	0	1192	0
Recarga		12	0	12	0	12	0

## CONCLUSÕES

Este trabalho constou de um modelamento hidrogeológico conceitual e computacional do aquífero aluvionário do rio Piracicaba, situado no bairro de Amaro Lanari, em Cel. Fabriciano – MG, o qual é explotado a uma taxa media de 600 L/s, sob a responsabilidade da COPASA/MG, para suprir as necessidades de água potável da população regional da ordem de 400 mil habitantes. O modelo tridimensional computacional foi desenvolvido utilizando o software MODFLOW, que depois de calibrado na condição atual de exploração, foi utilizado para simular o cenário sem bombeamento e um outro, de exploração máxima possível, a qual foi determinada ser de 1200 L/s.

Tendo em vista os resultados obtidos, podemos concluir que:

- O modelamento computacional desenvolvido usando o software MODFLOW mostrou-se capaz de acomodar as características das condições reais, de ser calibrado adequadamente e de fornecer respostas consistentes aos cenários propostos.
- A gestão do aquífero pode ser facilitada utilizando o modelo computacional obtido, o qual permite que situações de aumento de produção ou otimização de operação sejam testadas antes de sua implementação real.
- O modelamento computacional mostrou-se uma ferramenta bastante eficaz na estruturação, síntese e análise dos dados disponíveis bem como na identificação de novos dados a serem adquiridos para que se tenha um conhecimento mais abrangente da situação do aquífero.
- O armazenamento das informações disponíveis sobre o aquífero em formato de modelo permite sua rápida recuperação, disponibilização e utilização pelos usuários interessados.
- A quantidade de água que se circula pelo aquífero na condição sem bombeamento é de 27 L/s, sendo 12 L/s (44%) provenientes da infiltração pluviométrica e 15 L/s (66%) da carga hidráulica do rio. Ao se bombear 600 L/s, a quantidade devida à carga hidráulica do rio passa para 588 L/s (98%) e, bombeando 1200 L/s ela vai para 1188 L/s (99%).
- A produção de 1200 L/s, que é o dobro da produção atual, pode ser obtida atuando-se apenas no item bombeamento, fazendo-se que cada poço produza uma quantidade de água tal que seu nível dinâmico seja igual à cota de seu filtro superior.
- O rebaixamento máximo na condição de bombeamento de 600 L/s foi de 3,6 m e na 1200 L/s foi de 8 m.
- A área de influência do bombeamento estende-se por todo o domínio de modelamento considerado. Esta área pode ser considerada como a zona de proteção do aquífero, uma vez que toda água nele presente terá como destino final os poços de produção, ainda que em velocidades bem diferentes. Esta área deve ser preservada para que não se comprometa ou se inviabilize a exploração do aquífero de Amaro Lanari.



## **BIBLIOGRAFIA**

- ANDERSON, M.P., Woessner, W.W., “Applied Groundwater Modeling – Simulation of Flow and Advective Transport”, Academic Press, San Diego, CA, USA, 1992.
- COPASA/MG – “Banco de dados Hidrogeológico – Relatório de poços – Características construtivas e hidrogeológicas – DRMA/SPDR/DVCM”, Belo Horizonte – MG, 2002.
- CORNER S.A. Poços Artesianos, “Relatório final de poços tubulares profundos - bateria de Amaro Lanari, em Ipatinga, MG”. Relatório elaborado pela Corner S.A. Poços Artesianos, para a Companhia de Saneamento de Minas Gerais - COPASA-MG, Belo Horizonte – MG, 1978.
- FEAM, “Dados primários do monitoramento da Bacia do rio Doce – Projeto Águas de Minas”, Fundação Estadual do Meio Ambiente – FEAM. Belo Horizonte, MG, 2000.
- FREEZE, R.A., Cherry, J.A., “Groundwater”, Prentice-Hall, Inc. New Jersey, USA, 1979.
- GEOSOL, “Perfuração de Poços Profundos - ETA de Amaro Lanari - Ipatinga - MG”. Relatório elaborado pela GEOSOL - Geologia e Sondagens Ltda., para a Superintendência de Recursos Hídricos - SPDR da Companhia de Saneamento de Minas Gerais - COPASA-MG. Abril a Junho de 1994.
- MCDONALD, M.G., Harbaugh, A.W., “MODFLOW - A Modular Three-Dimensional Finite-Difference Ground-Water Flow Model”, United States Geological Survey, United States Government Printing Office, Washington, 1988.
- LOUREIRO, C.O., Versiani, B.R., Leão, M.M.D., Ribeiro, E.D.L., Gonzaga, A.S.M e Persechini, M.U.M., "Diagnóstico da Situação do Aquífero Aluvionário e dos Poços de Água Subterrânea que Atendem ao Sistema de Abastecimento de Água do Vale do Aço". Relatório apresentado à Divisão de Controle e Monitoramento de Recursos Hídricos – Companhia de Saneamento de Minas Gerais – COPASA/MG, Belo Horizonte, Julho de 1995.