



Daniel Salvador Vélez Parra

**Análise analítica e numérica do
rebaixamento temporario do lençol
freático em aquíferos granulares**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio.

Orientador: Celso Romanel.

Rio de Janeiro
Outubro de 2014



Daniel Salvador Vélez Parra

**Análise analítica e numérica do
rebaixamento temporario do lençol
freático em aquíferos granulares**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Celso Romanel
Presidente/Orientador

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Profa. Ana Cristina Sieira

Departamento de Engenharia Civil – EURJ

Roberto Quevedo
TecGraf - PUC-Rio

Prof. José Eugênio Leal

Coordenador Setorial de Pós-Graduação
do Centro Técnico Científico - PUC-Rio

Rio de Janeiro, 16 de Outubro de 2014

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Daniel Salvador Vélez Parra

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade de Cuenca (Cuenca-Ecuador) em 2009. Principais áreas de interesse: geotecnia ambiental, hidrologia de águas subterrâneas.

Ficha Catalográfica

Vélez Parra, Daniel Salvador

Análise analítica e numérica do rebaixamento temporário do lençol freático em aquíferos granulares / Daniel Salvador Vélez Parra; orientador: Celso Romanel. – 2014.

132 f. : il. (color.) ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental, 2014.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Rebaixamento. 3. Modelagem 3D. 4. Aquífero. 5. Elementos finitos. I. Romanel, Celso. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD: 624

Dedico este trabalho a Deus, e aos
meus queridos pais Remígio e Dora e
minha irmã Mary.

Agradecimentos

Ao meu orientador Professor Celso Romanel pela ajuda, amizade, apoio e todos os conhecimentos transmitidos.

Aos meus pais, pela educação, e apoio incondicional e a minha irmã Mary pelo seu carinho.

Aos professores que participaram da banca examinadora pelos valiosos comentários que enriqueceram, o presente trabalho.

Aos meus amigos Christian Mejía, Raúl ``chato`` Contreras, Grimaldo Romero, Juliana ``satanás`` Carvalho e Tania Bustamante pela amizade e apoio.

A Paola Garcia pelo carinho e compressão.

Aos amigos da PUC-Rio pela amizade.

A todos meus familiares que sempre me deram seu apoio.

Resumo

Vélez Parra, Daniel Salvador; Romanel, Celso (Orientador). **Análise analítica e numérica do rebaixamento temporário do lençol freático em aquíferos granulares.** Rio de Janeiro, 2014. 132p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O estudo do fluxo permanente de água em meios porosos, governado pela equação diferencial de Laplace, é de grande importância em vários problemas da engenharia civil e ambiental, como no comportamento de barragens, poços, estabilidade de taludes, rebaixamento temporário do lençol freático, etc. Dependendo das condições de contorno e das propriedades de permeabilidade dos materiais envolvidos, uma solução aproximada deve ser buscada através de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos, implementado em vários programas comerciais de computador atualmente. Um dos principais aspectos a ser considerado é a influência do fluxo tridimensional nas soluções que, na maioria das vezes, ainda é representado através de um problema de fluxo 2D, em virtude de vários fatores como a maior disponibilidade de programas bidimensionais, da maior dificuldade na geração de malha de elementos finitos 3D, além do maior tempo de processamento e quantidade de memória necessários. Esta dissertação aborda problemas de fluxo, nas condições 2D e 3D, envolvendo o rebaixamento temporário do lençol freático em maciços de solos saturados. Os exemplos analisados investigam um rebaixamento ocorrido na cidade de São Paulo, para a construção de um shopping center e da construção da pequena central hidrelétrica (PCH) Garganta da Jararaca no estado do Mato Grosso. Comparações dos resultados numéricos são feitas com valores obtidos por formulações analíticas e entre simulações realizadas com modelos bi e tridimensionais. Nos estudos numéricos o rebaixamento foi implementado prescrevendo-se as vazões nos poços bem como foi utilizada uma técnica alternativa combinando infiltração e bombeamento no mesmo poço.

Palavras-chave

Rebaixamento; modelagem 3D; aquífero; elementos finitos.

Extended Abstract

Vélez Parra, Daniel Salvador; Romanel, Celso (Advisor). **Analytical and numerical analysis of temporary drawdown of phreatic level in granular aquifers**. Rio de Janeiro, 2014. 132p. MSc. Dissertation – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

1 Introduction

The study of steady-state flow of groundwater is governed by the Laplace equation and has great importance in several problems in civil and environmental engineering related to earth dams, wells, slope stability, etc. Depending on boundary conditions and properties of soil an approximate solution is normally obtained by numerical methods, such as the finite difference method or the popular finite element method, implemented in several commercial computer programs available nowadays.

One of the main aspects that must be considered is the influence on the solution of the tridimensional flow since in most computational studies the problem is represented by a 2D mesh, partly due to the greater availability of bi-dimensional programs, partly due the more complicated process of generating 3D finite element meshes and the required computer resources in terms of RAM memory and CPU times.

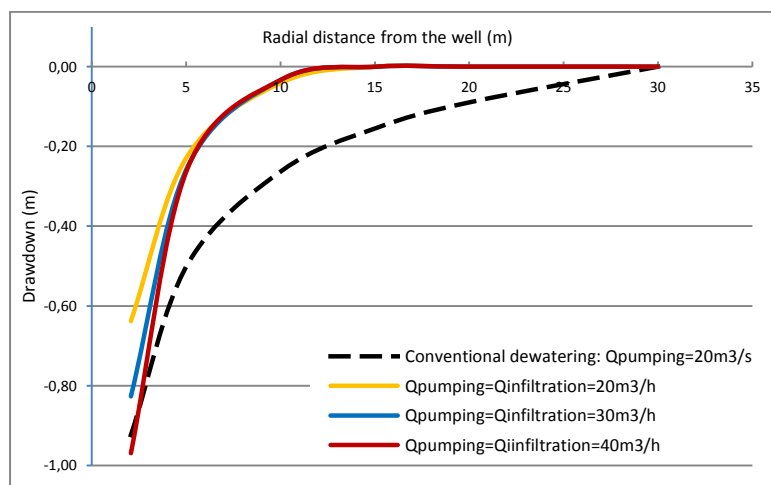
In this thesis the main characteristics of groundwater flow are investigated with 2D and 3D numerical models involving temporary dewatering of saturated unconfined and confined aquifers. The engineering cases relate to the construction of a shopping mall in the city of São Paulo (Brazil) and the construction of a small hydroelectric power plant in the state of Mato Grosso (Brazil).

Comparisons of the results are made between numerical analyses and the analytical formulation available for some ideal situations. The numerical solutions were obtained either using the conventional scheme of prescribing a well discharge or an alternative technique which combines infiltration and water extraction in the same well.

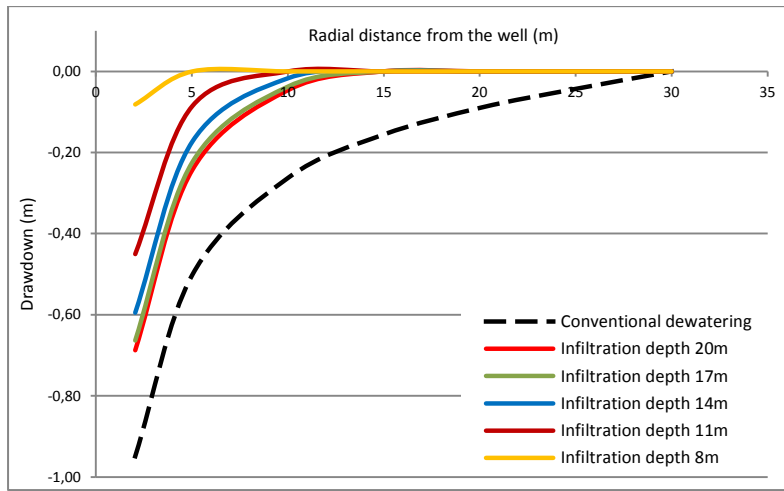
2 Numerical model

In the first part of this study two cases of temporary drawdown reported by Jin et al. (2011) and Powrie & Preene (1997) were replicated with the aim to compare the feasibility of our model with respect to results already published in the literature.

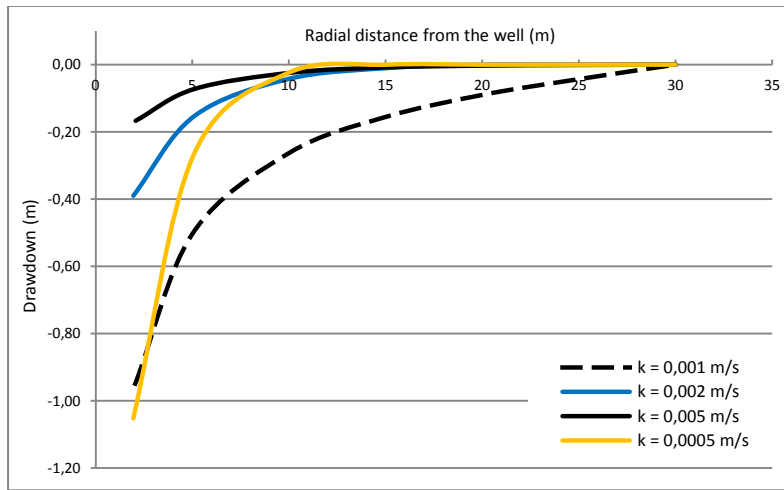
A technique called *Nozzle-Suction-Infiltration* described by Jin et al. (2011) involves the simultaneous pumping and infiltration of water in unconfined aquifers using the same well, with water extraction in the upper portion and infiltration in the bottom of the aquifer. As mentioned by Jin (2011) in the proximity of the injection point the pore pressure rises to create a hydraulic barrier, cutting off the flow between the two portions of the well (extraction and infiltration). In this research a 3D model with dimensions 60m x 60m in the horizontal plane and 20m height was used. A single totally penetrating well in the center of the finite mesh was created and subdivided into two parts, considering water extraction in the upper part and water infiltration through the lower one. The granular soil was a well-graded sand with hydraulic conductivity $k = 1 \times 10^{-3}$ m/s and porosity $n = 0.25$. Figure 1 presents the results obtained from the finite element model considering a parametric variation of the following terms: a) extraction/infiltration rate; b) infiltration depth; c) hydraulic conductivity; d) soil anisotropy ($k_z \neq k_r$).



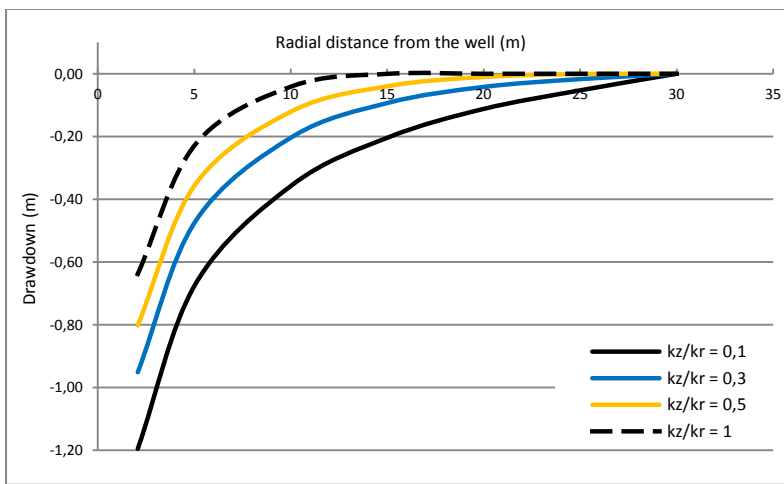
a)



b)



c)



d)

Figure 1 – Extraction/infiltration model considering a parametric variation: a) extraction/infiltration rate; b) infiltration depth; c) hydraulic conductivity; d) soil anisotropy.

The second example deals with a comparative study between analytical solutions and numerical results in a confined aquifer. The rectangular ($a \times b$) excavation in the middle of the 3D finite element mesh (Figure 2) had its length a increased at every finite element analysis in order to get different values for the normalized distance to the recharge source (L_0/a). The saturated hydraulic conductivity was $k = 5 \times 10^{-5}$ m/s and the hydraulic head ($H = 32$ m) was kept constant in all lateral boundaries. The flow rate extracted with the dewatering system installed along the excavation perimeter was also evaluated considering analytical equations for the following situations: a) 2D plane flow; b) 2D radial flow; c) combined plane and radial flow.

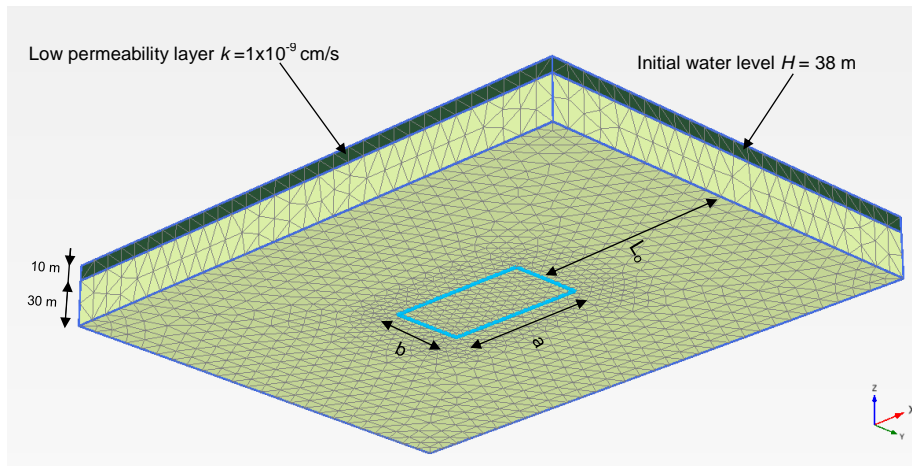


Figure 2 – 3D finite element mesh with a totally penetrating rectangular ($a \times b$) excavation.

2.1. Plane flow

For a rectangular dewatering system with geometric ($a > b$) and close to a recharge source, the flow could be considered essentially plane with a small part due to the radial flow that occurs near the edges of the excavation. In this case the flow rate can be estimated by the following equation:

$$Q = 2kD(H - h_w) \left[\frac{a}{L_0} + \frac{\pi}{\ln\left(\frac{2L_0}{b}\right)} \right] \quad (2.1)$$

where D refers to the aquifer thickness, $(H-h_w)$ represents the drawdown, L_0 the distance from the recharge source and k the soil hydraulic conductivity.

If the excavation length a is much greater than its width b ($a \gg b$) the flow could be admitted as plane only and equation 2.1 can be rewritten as:

$$Q = 2kD(H - h_w) \left(\frac{a}{L_o} \right) \quad (2.2)$$

The analyses were carried out for excavations geometries $a/b = 10, 20,$ and 50 , keeping constant the distance to the recharge source ($L_o = 50\text{m}$) and the prescribed hydraulic drawdown ($H - h_w = 5\text{m}$). The flow rate obtained by the finite element model (Q_{ef}) was compared with those calculated using the analytical formulation (Q). Results are presented in Figure 3.

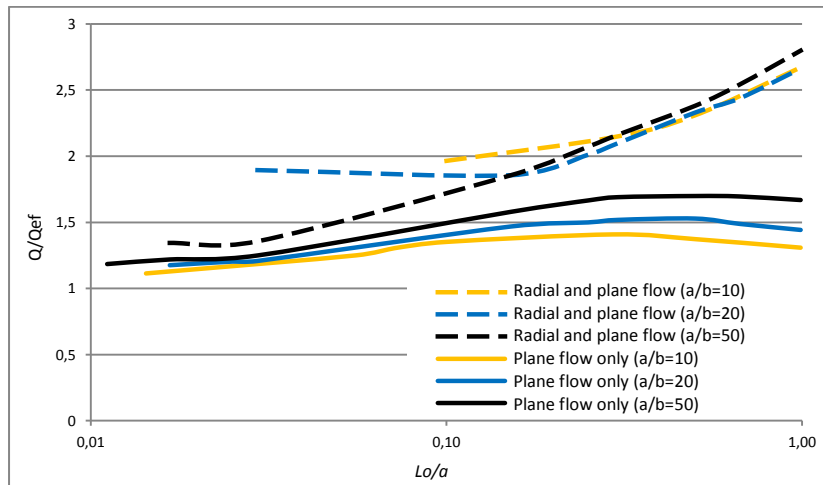


Figure 3 – Flow rate variation with normalized recharge distance (L_o/a) obtained with the 3D finite element model and analytical equations.

As can be seen in Figure 3, the consideration of an additional flow rate generated from the edges of the excavation tends to overestimate the flow with respect to the finite element results, mainly for values of the recharge source distance $L_o/a > 0,1$. When applying the hypothesis of plane flow only (Eq. 2.2) the analytical formulation overestimates the flow rate moderately, ranging from approximately 20% for $L_o/a = 0,01$ to 50% for $L_o/a = 0,1$ and then remaining constant up to $L_o/a = 1$. It may be concluded that as far the recharge source is located, the greater the influence of the excavation geometry (a/b) on the plane flow conditions.

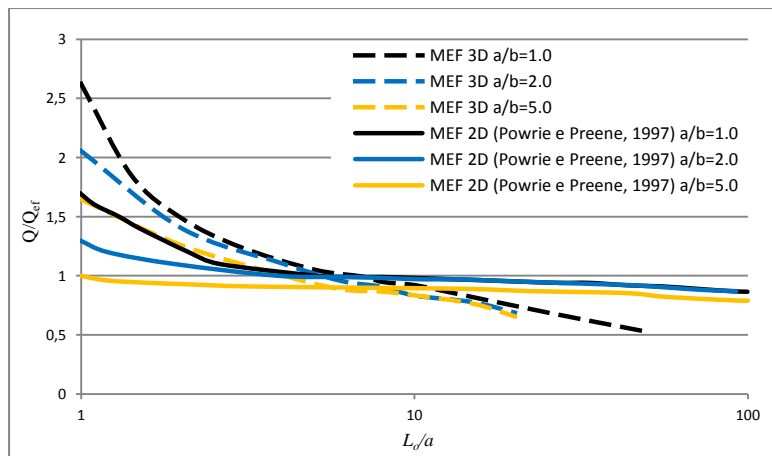
2.2. Radial flow

For an excavation with similar dimensions ($a \approx b$) and a recharge source relatively distant, the flow turns essentially radial and the problem could be analyzed as a circular well with an equivalent radius. In this case the flow rate can be calculated by Eq. 2.3 (Thiem, 1906).

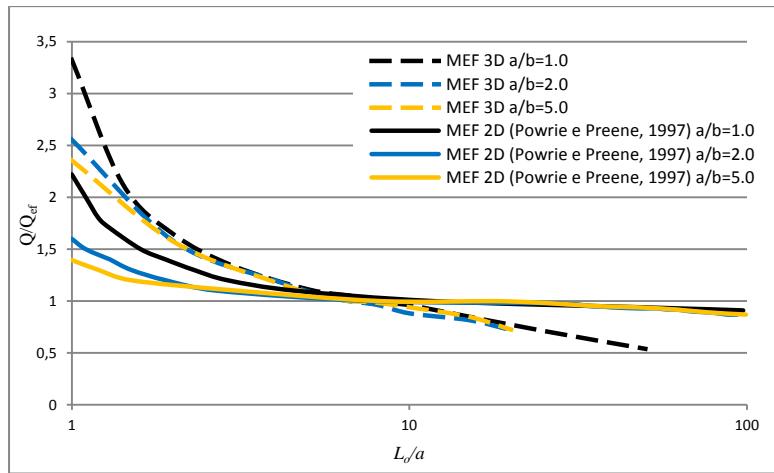
$$Q = \frac{2\pi kD(H-h_w)}{\ln\left(\frac{L_o}{r_e}\right)} \quad (2.3)$$

In this analysis the drawdown value ($H - h_w = 5\text{m}$) was kept constant, considering three excavation geometries ($a/b = 1, 2, 5$) while varying the distance to the recharge source $a \leq L_o \leq 20a$. The equivalent well radius (r_e) was determined in two ways: assuming an equivalent circular excavation area or an equivalent circular excavation perimeter. Figure 4 presents a comparison of the flow rates calculated with analytical formulation (Q) and the finite element method (Q_{ef}). The numerical results were determined by 2D (Powrie e Preene, 1997) and 3D (this research) finite element analyses.

It was observed that the analytical solution approaches the numerical results (2D and 3d cases) for values of recharge source distances between $7a < L_o < 10a$. The flow rate is underestimated for $L_o > 10a$ and overestimated for $L_o < 7a$. The way the equivalent well radius was determined shows irrelevant effects on the results and a minor influence of excavation geometry a/b was detected for values $L_o < 5a$, i.e. only when the recharge contour L_o is close enough of the excavation.



a)



b)

Figure 4 – Comparison of flow determined from numerical and analytical analyses considering an equivalent well radius as: a) $r_e = \sqrt{ab/\pi}$; b) $r_e = (a + b)/\pi$.

2.2. Radial and plane flow

For a rectangular excavation next to the recharge source, the flow is plane with a radial flow contribution at the corners. In this situation, Cedergren (1989) suggested the following modifications in equations Eqs. 2.1 and 2.2,

$$Q = 2kD(H - h_w) \left[\frac{a+b}{L_0} + \pi \right] \quad (2.4)$$

$$Q = 2kD(H - h_w) \left[\frac{a+b}{L_0} \right] \quad (2.5)$$

Figure 5 presents the results (analytical flow rate Q , calculated with equations 2.4 and 2.5, normalized with respect to the numerical flow rate Q_{ef}) for rectangular excavations of geometries $a/b = 1, 2, 5$ situated from a recharge source at distances between $0,1a < L_0 < 10a$. The following conclusions can be drawn:

- For $L_0/a < 0,2$ there are significant differences between analytical and numerical results, since the flow occurs in the condition of plane flow essentially;
- As the distance L_0/a becomes larger, the flow calculated from equation 2.5 results smaller, indicating that the flow is turning gradually to radial;

- c) The excavation geometry (a/b) has a greater influence on results obtained with the plane flow hypothesis than with the combined plane and radial assumption.
- d) The application of either Eqs. 2.4 or 2.5 overestimates the flow rate Q when $L_0/a < 1$;
- e) When $L_0/a > 1$ the radial and plane flow hypothesis gives errors greater than 150%.

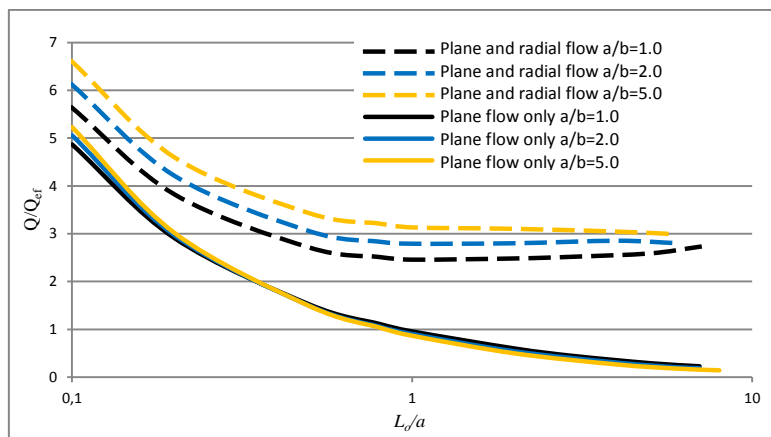


Figure 5 – Comparative flow rates calculated by analytical equations and 3D finite elements analyses.

3 Engineering cases

3.1. Brooklin Shopping Mall

The Brooklin Shopping Mall is located in the California Street, in the city of Sao Paulo (Brazil). It was built in an area of 736 m² equivalent to a rectangle of 46m length and 16m width. The field tests indicated the existence of two soil layers: the upper one composed by soft clayey sand, from the natural ground level to 3m deep, followed by a grey silty sand up to the depth of 19m (borehole limits). The phreatic level was found 3 m from the natural ground level. Building construction requirements specified drawdown of the phreatic level to a depth of 6,5m or, in other words, required an effective drawdown of 3,5m from the original water level. The pumping system was based on 62 wellpoints, spaced 2m each, with a total flow rate $Q = 0,0156 \text{ m}^3/\text{s}$ measured in the field.

3.1.1. Analytical solution

The first analysis was made in terms of analytical formulation, using Eq. 3.1, and considered a circular well with equivalent excavation area. The recharge source was assumed as radial, using Eq. 3.2 to determine its distance from the center of the well.

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R_o}{r_e}\right)} \quad (3.1)$$

$$R_o = 3000(H - h_w)\sqrt{k} \quad (3.2)$$

where $H = 16\text{m}$ is the initial hydraulic head in the unconfined aquifer, $k = 3 \times 10^{-5}$ m/s the isotropic hydraulic conductivity and $s = H - h_w = 1,2\text{m}$ the drawdown calculated with Eq. 3.1.

Another analytical possibility when considering a rectangular excavation ($a/b > 1,5$) in unconfined aquifers is to add the radial flow near the edges to the plane flow in the middle region, as given by Eq. 3.3.

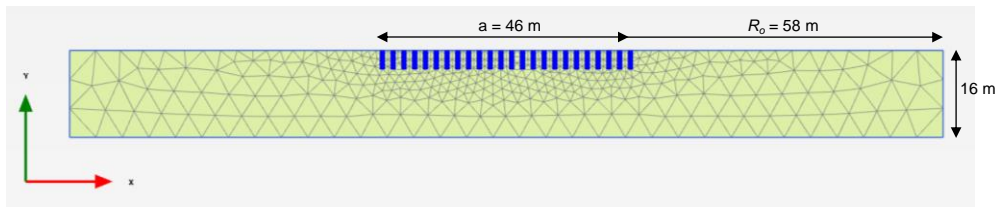
$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R_o}{r_e}\right)} + 2 \left[\frac{xk(H^2 - h_w^2)}{2L_o} \right] \quad (3.3)$$

where x is the excavation length ($x = 46$ m) and R_o determined from Eq. 3.2. As mentioned by Powers (2007) a linear recharge source will produce the same recharge effect such as a radial source situated at twice the distance, i.e. $R_o = 2L_o$. With this considerations the calculated drawdown was $s = 1,5\text{m}$.

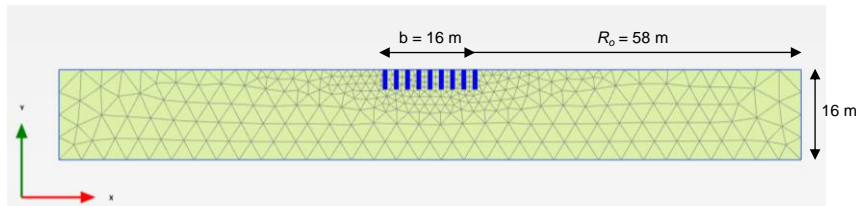
3.1.2. 2D numerical solution

The problem was analyzed using the finite element program Plaxis 2D v.2013 under the assumption of plane and axisymmetric flow. For the plane flow model, the first soil layer of clayey sand was not considered because the groundwater level passes through its base. The saturated hydraulic conductivity of the aquifer is $k = 3 \times 10^{-5}$ m/s (Velloso, 1977; Huertas 2006) and the analysis

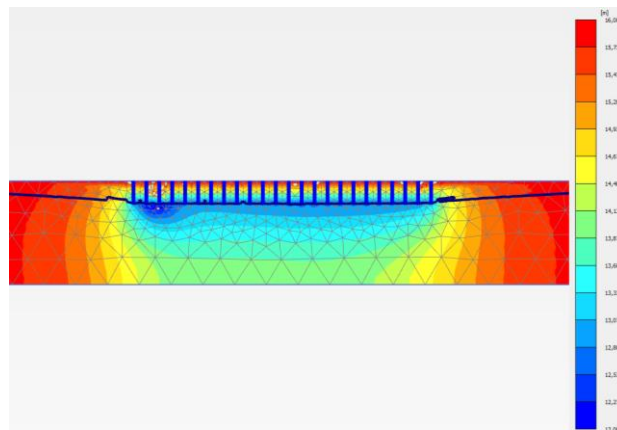
considered two orthogonal cross sections as shown in Figure 6. The computed drawdown from the finite element analysis was $s = 3\text{m}$.



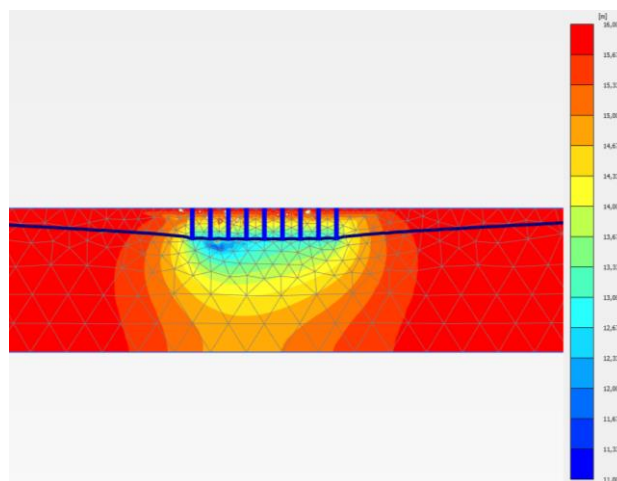
a)



b)



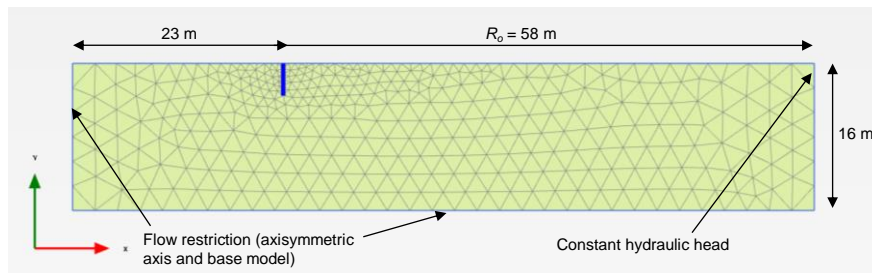
c)



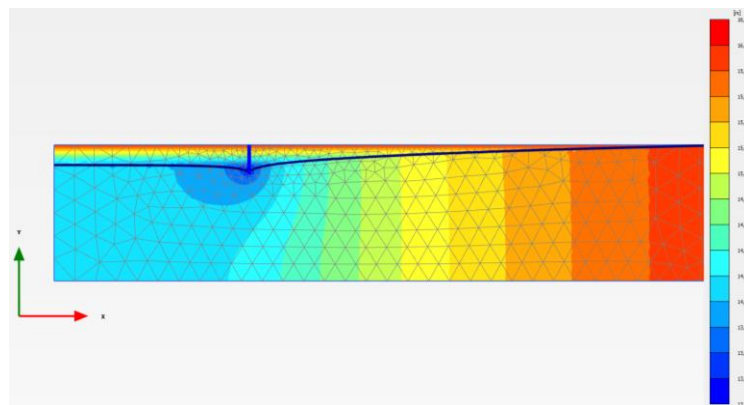
d)

Figure 6 – 2D finite element analyses: a) cross section along the excavation length; b) cross section along the excavation width; c) drawdown across the middle of the excavation length; d) drawdown across the middle of the excavation width.

The axisymmetric model and its results are presented in Figure 7, with final drawdown $s = 2\text{m}$.



a)



b)

Figure 7 – Axisymmetric flow model: a) finite element mesh and boundary conditions; b) axisymmetric drawdown.

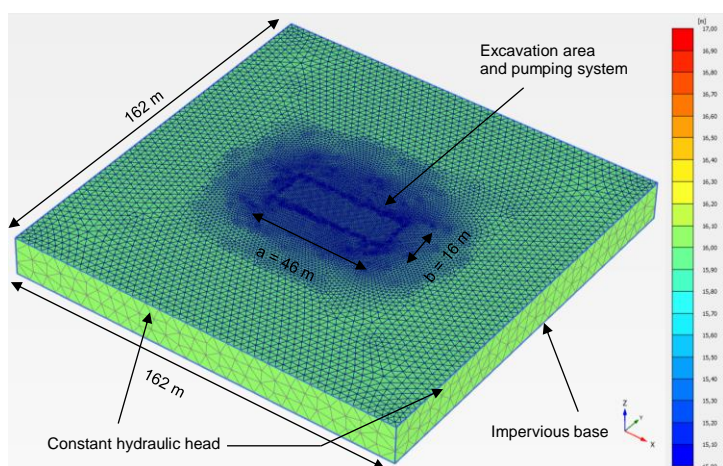
3.1.3. 3D numerical solution

The 3D model is presented in Figure 8, with 62 wellpoints installed around the rectangular excavation area (46m x 16m). The individual pumping flow rate was $Q = 0.0156/62 = 2.516 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ and a constant hydraulic head ($H = 16\text{m}$) was imposed on the lateral boundaries of the mesh while the bottom surface was considered impervious to flow. The computed drawdown was $s = 2,3\text{m}$ (Figure 8b) not enough for the construction purposes ($s = 3,5\text{m}$).

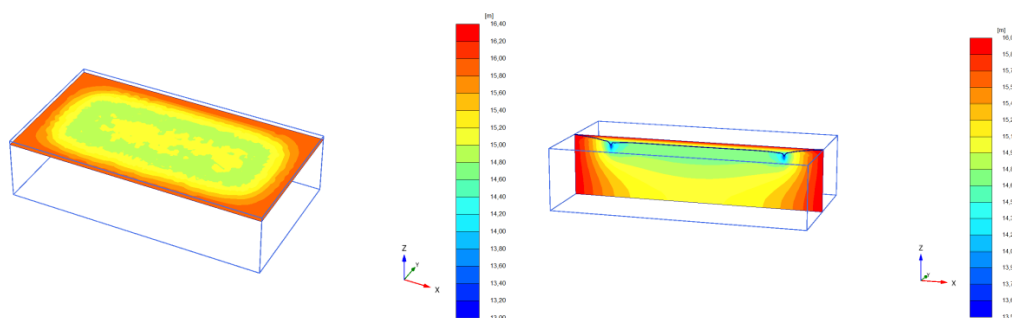
Table 1 presents a summary of the drawdown values for the different analyses.

Table 1 – Summary of the drawdown values

Type of analysis	Flow rate (m ³ /s)	Drawdown (m)
Field measurements	0,0156	3,5
Equivalent well radius	0,0156	1,2
Equivalent well radius including radial flow near the excavation edges	0,0156	1,5
2D finite element model – plane flow	0,0156	3,0
2D finite element model – axisymmetric flow	0,0156	2,0
3D finite element model	0,0156	2,3



a)



b)

Figure 8 – 3D finite element analysis: a) mesh and boundary conditions; b) drawdown in the middle of excavation.

3.1.4. Comments

The numerical plane flow model yielded a drawdown close to the measured value in field, but this kind of analysis does not include the possibility of flow perpendicular to the considered cross section. Similarly, an axisymmetric model

cannot provide accurate results since the excavation dimensions (a , b) are quite different from each other to be accurately represented as a circular well.

However, the 3D finite element model provided a lower drawdown than the actual field measurements, which could be possibly attributed to an inadequate value of the hydraulic conductivity for the saturated aquifer.

3.2. Small hydroelectric plant Garganta da Jararaca

The small hydroelectric plant Garganta da Jararaca is located in the Sangue River in the state of Mato Grosso (Brazil). For the construction of the power house an area of 5072 m² was excavated, equivalent to a rectangle (60m x 85m) with its smallest side only 6m distant from the river. The excavation reached the depth of 36m below the natural ground level.

From geotechnical tests (SPT and water infiltration tests) the soil profile was characterized by a 6m thick residual soil layer followed by fine sandstone between elevations 390m to 347m (borehole limit). The aquifer (second soil layer) is unconfined with phreatic surface in El. 385m and average hydraulic conductivity $k = 2.4 \times 10^{-5}$ m/s. Between El. 368m – 365m it was found a very weathered sandstone layer.

For the power house construction it was necessary to lower the groundwater to El. 360m in the middle of the excavation, approximately 25m below the original water level. For this purpose a pumping system composed of 84 deep penetrating wells (up to El. 345m) was installed along the perimeter of the excavation, as shown in Figure 9. Since the field tests did not detect an impervious base within the borehole limits, it was assumed in the next analytical and numerical calculations that the aquifer extended to El. 275m (110m thick).

3.2.1. Analytical solution

The analysis was developed with the concept of equivalent radius well considering the Sangue River (El. 378m) as a linear recharge source at only 6m distance from the excavation border. Using the following equation the drawdown was calculated in the middle of the excavation:

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{2L_0}{r_e}\right)} \tag{3.4}$$

where Q is the maximum flow rate measured in field ($Q = 1399 \text{ m}^3/\text{h}$) and $k = 2.4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ is hydraulic conductivity. The drawdown was determined as $s = 23,6\text{m}$, a value close to the field measurement ($s = 25\text{m}$).

3.2.2. 2D numerical solution – axisymmetric flow

In the axisymmetric finite element model the Sangue river was assumed as the recharge source for the homogeneous and isotropic aquifer with hydraulic conductivity $k = 2,4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$. The flow rate distributed along the excavation perimeter was considered as $q = 0,39/2\pi = 0.062 \text{ m}^3/\text{s}/\text{rad}$. Figure 10 presents the model mesh, boundary conditions and drawdown results with $s = 25\text{m}$ in the middle of excavation.

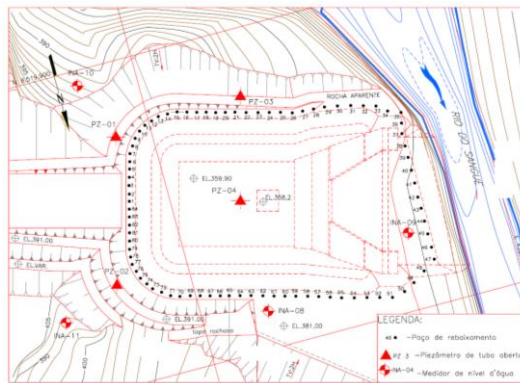


Figure 9 – The drawdown system at Garganta da Jararaca power plant.

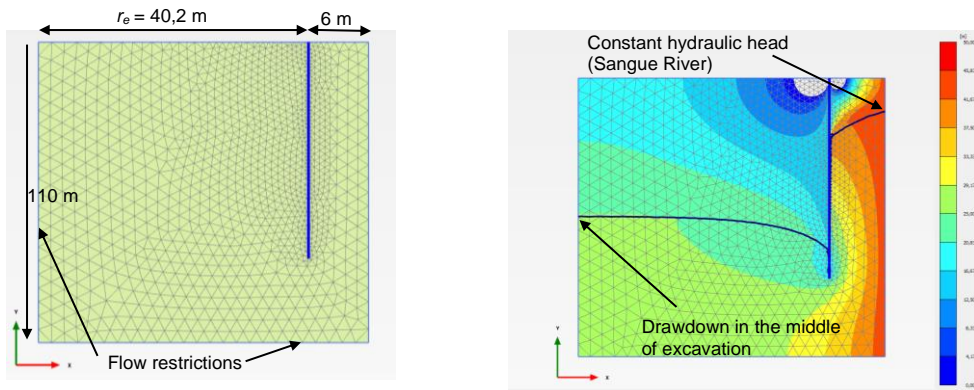


Figure 10 – Axisymmetric model for the Garganta da Jararaca power plant (left) and drawdown results (right).

**3.2.3.
3D numerical solution**

The finite element mesh may be seen in Figure 11a, with all the 84 wells represented to the same depth reached in the field (36m from the natural ground level) and spaced at every 3m. The total flow rate ($Q = 0,39 \text{ m}^3/\text{s}$) was divided equally for each well ($q = 16.65 \text{ m}^3/\text{h}$). Field tests indicated that the water level has a moderate inclination toward the Sangue river and for this reason the hydraulic heads prescribed on the boundaries are different to each other: at El. 378m on the boundary correspondent to the river bank and at El. 385m for the opposite boundary situated 410m away (Figure 11b). The maximum drawdown computed with the 3D finite element model was $s = 16\text{m}$ (Figure 12).

Table 2 presents all drawdown values determined with the analytical formulation and finite element analyses (2D and 3D models).

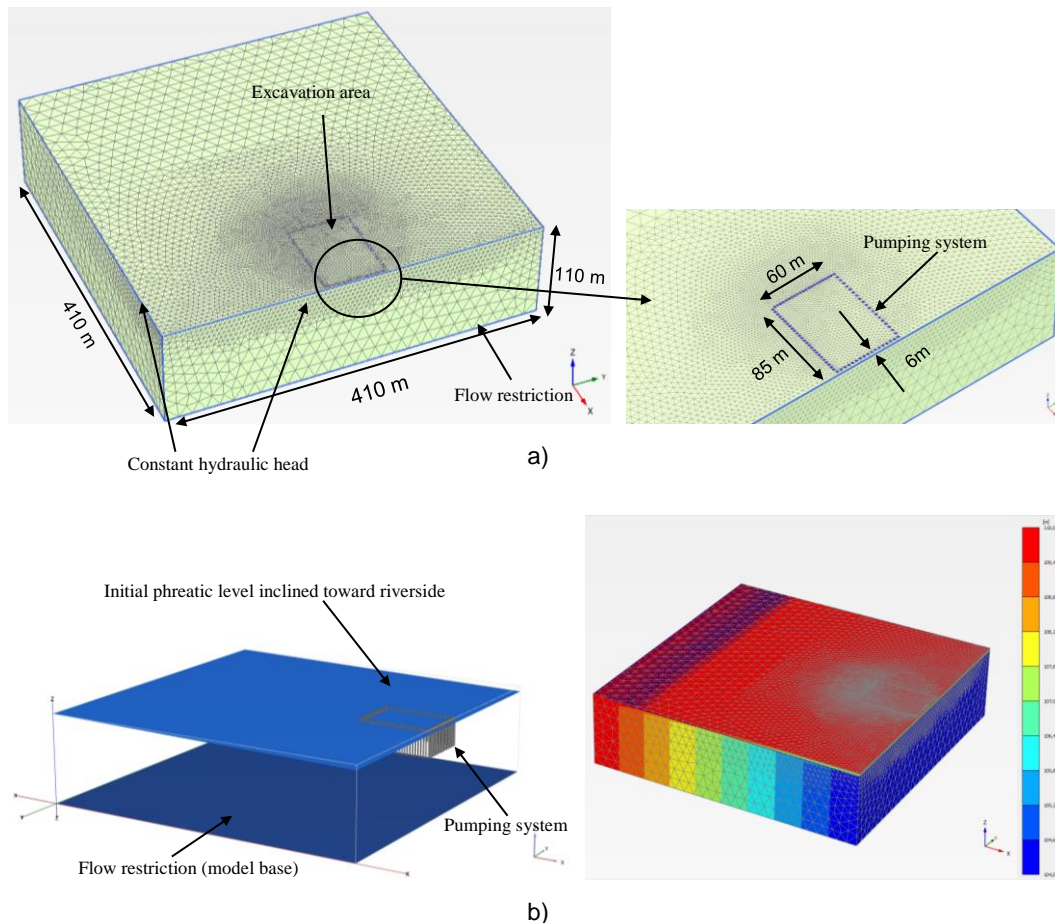


Figure 11 – 3D model of Garganta da Jararaca power plant: a) finite element mesh; b) groundwater configuration before drawdown.

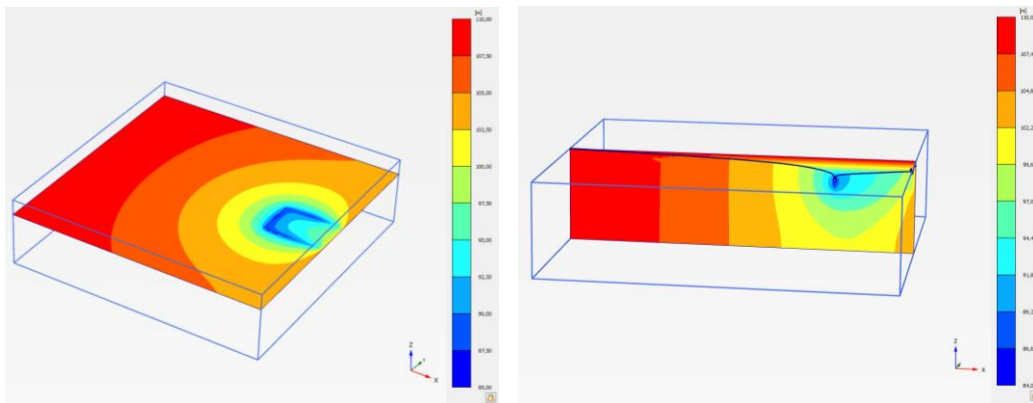


Figure 12 – Groundwater after dewatering: a) horizontal cross section close to the excavation bottom; b) vertical cross section in the middle of excavation.

Table 2 – Drawdown values in the middle of the excavation for Garganta da Jararaca power plant.

Type of analysis	Drawdown (m)
Field measurements	27
Finite Elements Method 3D	16
Finite Elements Method 2D (axisymmetric analysis)	25
Analytical formulation	23,6

3.2.4. Comments

The numerical analysis in the axisymmetric condition reached the best approximation with respect to field measurements, in agreement with previous results obtained by Corrêa (2006).

However, the results from numerical 3D analysis were quite different and this discrepancy could be attributed to several uncertainties such as the pumping flow rate at each well and the hydraulic conductivity of the aquifer. In comparison with the 2D model, the flow incoming perpendicular to the plane of analysis generates higher values of flow rate and, consequently, lower values of drawdown. The purpose of the 3D simulation was also to verify the influence of this component of flow in addition to the effects of the excavation geometry ($a \neq b$), the different distances to the recharge boundaries and the slope of the original groundwater level.

Keywords

Drawdown; 3D modeling; aquifer; finite elements.

Sumário

1. Introdução	34
2. Determinação de parâmetros hidráulicos em aquíferos	37
2.1. Meio poroso saturado e parcialmente saturado	37
2.2. Equação governante do fluxo permanente em meio poroso saturado	38
2.3. Aquíferos granulares	42
2.4. Coeficiente de permeabilidade (k)	43
2.5. Ensaio de bombeamento em poços	46
2.5.1. Características do ensaio	46
2.5.2. Interpretação do ensaio em aquífero confinado	50
2.5.2.1. Método de Theis (1935)	50
2.5.2.2. Método de Cooper e Jacob (1946)	53
2.5.2.3. Método das distâncias de rebaixamento	56
2.5.2.4. Método de Thiem (1906)	56
2.5.3. Interpretação do ensaio em aquífero não confinado	58
2.5.3.1. Método de Theis modificado (1935)	58
2.5.3.2. Interpretação com curvas características	58
2.5.3.3. Método de Thiem (1906)	61
3. Rebaixamento temporário do lençol freático	64
3.1. Bombeamento direto	64
3.2. Ponteiros filtrantes	66
3.3. Sistema de injetores	69
3.4. Sistema de poços profundos	72
3.5. Dimensionamento analítico de um sistema de rebaixamento	73
3.5.1. Método do poço e da cava equivalentes	74
3.5.2. Fluxo radial para poço em aquífero confinado	76
3.5.3. Fluxo radial para poço em aquífero não confinado	76
3.5.4. Fluxo radial para poço em aquífero misto	77
3.5.5. Fluxo de uma fonte linear para cava equivalente	77

3.5.6. Resumo da formulação analítica	78
4. Modelagens numéricas de aferição	83
4.1. Rebaixamento do lençol freático com a técnica DSI	83
4.1.1. Modelo tridimensional de elementos finitos	84
4.1.2. Análise dos resultados	88
4.2. Comparação com soluções analíticas de poço e cava equivalentes	89
4.2.1. Aquífero confinado com fluxo predominantemente plano	90
4.2.2. Aquífero confinado com fluxo predominantemente radial	93
4.2.3. Aquífero confinado com fluxo plano e radial	95
5. Estudo de casos	98
5.1. Shopping Brooklin	98
5.1.1. Descrição da obra	98
5.1.2. Solução analítica com poço equivalente	98
5.1.3. Solução numérica aproximada 2D	100
5.1.4. Solução numérica aproximada 3D	103
5.2. PCH Garganta da Jararaca	107
5.2.1. Descrição da obra	107
5.2.2. Perfis geotécnicos	107
5.2.3. Sistema de rebaixamento	110
5.2.4. Solução analítica aproximada	110
5.2.5. Solução numérica – fluxo axissimétrico	111
5.2.6. Solução numérica 3D com elementos de poço	112
5.2.7. Solução numérica 3D com elementos de vala drenante	118
5.2.8. Retroanálise do coeficiente de permeabilidade saturado	120
5.2.9. Solução numérica 3D com fluxo transiente	122
6. Conclusões e sugestões	126
7. Referências bibliográficas	129

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Distribuição de poropressões em um maciço de solo	37
Figura 2.2 – Fluxo através de um elemento infinitesimal no meio poroso	38
Figura 2.3 – Condutividades hidráulicas em solo estratificado	39
Figura 2.4 – Variação da viscosidade da água μ_w (milipoises) com a temperatura ($^{\circ}\text{C}$) (Cedergreen, 1967)	45
Figura 2.5 – Ensaio de dois aquíferos diferentes utilizando um único poço: a) ensaio no aquífero inferior. b) ensaio no aquífero superior. (adaptado de Powers 2007)	47
Figura 2.6 – Distribuição de piezômetros de monitoramento no ensaio de bombeamento. a) aquífero em condições normais. b) aquífero com contornos de recarga e impermeável. (Adaptado de Powers, 2007)	48
Figura 2.7 – Curva de rebaixamento - logaritmo de tempo para aquífero em condição ideal, aquífero com fonte de recarga, aquífero com contorno impermeável (adaptado de Powers 2007)	49
Figura 2.8 – Ensaio com poço de bombeamento em aquífero confinado. (Adaptado de Cedergreen, 1967)	51
Figura 2.9 – Método gráfico de Theis (Todd e Mays, 2005)	54
Figura 2.10 – Método gráfico de Cooper e Jacob, com tempo t em minutos e rebaixamento s em metros (Todd e Mays, 2005).	55
Figura 2.11 – Método das distâncias de rebaixamento (Watson e Burnett, 1995).	57
Figura 2.12 – Fluxo normal à área lateral de um cilindro.	39
Figura 2.13 – Interpretação com curvas características para aquífero não confinado, considerando drenagem retardada (Neuman, 1975).	59
Figura 2.14 – Ensaio com poço de bombeamento em aquífero não confinado (Cedergreen, 1967).	62

Figura 3.1 – Rebaixamento do nível freático com bombeamento aberto (Mansur e Kaufman, 1962).	64
Figura 3.2 – Sistema de ponteiros de múltiplo estágio (Adaptado de Mansur e Kaufman, 1962)	66
Figura 3.3 – Espaçamento recomendável entre ponteiros: a) areia e pedregulho uniforme e limpo, b) areia e pedregulho estratificado. (Mansur e Kaufman, 1962).	67
Figura 3.4 – Profundidade recomendável em ponteiros para algumas condições de campo: a) solo granular uniforme; b) camada de argila próxima do fundo da escavação, c) camada de solo grosso subjacente ao fundo da escavação. (Adaptado de Powers, 2007).	68
Figura 3.5 – Ponteiros com válvulas de calibração (adaptado de Powers, 2007).	69
Figura 3.6 – Princípio de funcionamento do bico Venturini (Alonso, 1999)	70
Figura 3.7 – Sistema de rebaixamento com injetores de tubos paralelos (Alonso, 1999).	71
Figura 3.8 – Sistema de rebaixamento composto de poço profundo e ponteira filtrante (Mansur e Kaufman, 1962).	73
Figura 3.9 – Arranjo básico de poço profundo com bomba submersa. (Adaptado de Powers, 2007).	73
Figura 3.10 – Poço equivalente, a) sistema circular, b) sistema retangular (Powers, 2007).	74
Figura 3.11 – Fluxo radial para poço com redução da pressão Do aquífero (adaptado de Powers, 2007).	77
Figura 3.12 – Fator B para poços parcialmente penetrantes aquífero confinado (Mansur e Kaufman, 1962).	80
Figura 3.13 – Fator B para poços parcialmente penetrantes em aquífero não confinado (Mansur e Kaufman, 1962).	81
Figura 3.14 – Fator λ para cavas parcialmente penetrantes em aquífero confinado, (Mansur e Kaufman, 1962)	81
Figura 3.15 – Análise aproximada de um sistema de poços	

com fluxo radial e linear combinados (adaptado de Powers, 2007).	82
Figura 4.1 – Poço no sistema DSI com regiões de extração e reinjeção de água (Holzbecher et al. 2011)	84
Figura 4.2 – Malha de elementos finitos, poço de bombeamento e pontos de controle dos resultados de carga hidráulica.	85
Figura 4.3 – Evolução do rebaixamento com variação de: a) vazão de extração e infiltração; b) profundidade de infiltração; c) condutividade hidráulica saturada k ; d) anisotropia do solo ($k_v \neq k_h$)	87
Figura 4.4 – Resultados DSI obtidos por Jin (2014) com variação de k e anisotropia do solo	87
Figura 4.5 – Malha genérica de elementos finitos para análises 3D do rebaixamento do lençol freático.	89
Figura 4.6 – Modelo 3D nível freático inicial	90
Figura 4.7 – Configurações dos regimes de fluxo: a) fluxo predominantemente plano; b) fluxo radial com fonte de recarga distante; c) combinação de fluxo plano e radial (Powrie e Preene, 1997).	90
Figura 4.8 – Variação da vazão calculada utilizando formulação analítica (Q) e o método dos elementos finitos 3D (Q_{ef}) com a distância relativa (L_o/a) da fonte de recarga para valores $a/b = 10, 20$ e 50 .	92
Figura 4.9 – Fluxo 3D em aquífero confinado, relação $a/b = 20$ e fonte de recarga próxima ($L_o = 50m$): a) $a = 75m, b = 3.75m$; b) $a = 200m, b = 10m$; c) $a = 1900m, b = 95m$; d) $a = 3000m, b = 150m$.	93
Figura 4.10 – Comparação das vazões para uma escavação retangular com fonte de recarga L_o distante, utilizando elementos finitos (2D e 3D) e formulação analítica do poço de raio equivalente r_e : a) calculado com base na área equivalente ; b) calculado com base no perímetro equivalente.	94
Figura 4.11 – Comparação entre valores de vazão calculados por formulação analítica e método dos elementos finitos em análises 3D	96

Figura 4.12 – Fluxo em escavação retangular com geometria $a/b = 2$ e distância variável à fonte de recarga em aquífero confinado: a) $L_o = 10\text{m}$; b) $L_o = 50\text{m}$; c) $L_o = 80\text{m}$; d) $L_o = 700\text{m}$.	97
Figura 5.1 – Malha de elementos finitos: a) ao longo do comprimento do terreno; b) ao longo da largura do terreno.	101
Figura 5.2 – Posição final do nível do lençol freático: a) ao longo do comprimento do terreno; b) ao longo da largura do terreno.	102
Figura 5.3 – Malha de elementos finitos análise axissimétrico	102
Figura 5.4 – Posição final do nível do lençol freático modelo axissimétrico.	103
Figura 5.5 – Modelo 3D para análise do rebaixamento do lençol Freático no Shopping Brooklin SP: a) malha de elementos finitos; b) distribuição de cargas hidráulicas antes do rebaixamento.	104
Figura 5.6 – Distribuição das cargas hidráulicas na área da escavação no plano horizontal situado na profundidade $z = 3\text{m}$	104
Figura 5.7 – Distribuição das cargas hidráulicas na seção vertical central paralela ao comprimento do terreno.	105
Figura 5.8 – Distribuição das cargas hidráulicas na seção vertical central paralela à largura do terreno.	105
Figura 5.9 – Coeficiente de permeabilidade para areia siltosa saturada, segundo o conteúdo de silte e índice de vazios (Bandini, 2009).	105
Figura 5.10 – PCH Garganta da Jararaca (Corrêa, 2006).	107
Figura 5.11 – Sondagens geotécnicas para construção da casa de força (Corrêa, 2006).	108
Figura 5.12 – Perfil geotécnico na seção AA com localização das sondagens e linha de escavação (Corrêa, 2006).	109
Figura 5.13 – Perfil geotécnico na seção BB com localização das sondagens e linha de escavação (Corrêa, 2006).	109
Figura 5.14 – Planta do sistema de rebaixamento do nível do lençol freático (Corrêa, 2006).	110
Figura 5.15 – Malha de elementos finitos (esquerda) e posição do	

lençol freático após bombeamento (direita).	112
Figura 5.16 – Malha de elementos finitos para análise de fluxo permanente 3D.	113
Figura 5.17 – a) Geometria da escavação e distribuição dos poços de bombeamento; b) superfície freática com declividade em direção à margem do rio.	114
Figura 5.18 – Distribuição de cargas hidráulicas no modelo antes do rebaixamento.	114
Figura 5.19 – a) distribuição de cargas hidráulicas no aquífero não confinado após o rebaixamento; b) posição final da superfície freática; c) distribuição das cargas hidráulicas em seção transversal horizontal próxima à base da escavação.	116
Figura 5.20 – Posição da linha freática (a); e linhas equipotenciais (b) no plano central paralelo ao comprimento da escavação (plano paralelo a XZ).	117
Figura 5.21 – Posição da linha freática (a); e linhas equipotenciais (b) no plano central paralelo à largura da escavação (plano paralelo a YZ).	118
Figura 5.22 – Modelo 3D com simulação de valas drenantes no fundo da escavação.	119
Figura 5.23 – Rebaixamento do lençol freático e linhas equipotenciais nos planos centrais: a) paralelo ao comprimento da escavação (plano XZ), b) paralelo à largura da escavação (plano YZ).	120
Figura 5.24 – Posição final da superfície freática na análise numérica 2D (axissimetria).	121
Figura 5.25 – Distribuição das cargas hidráulicas após o rebaixamento na análise numérica 3D.	121
Figura 5.26 – Posição final da superfície freática e linhas equipotenciais na análise numérica 3D.	122
Figura 5.27 – Posição da linha freática ao longo do plano central paralelo ao comprimento da escavação (paralelo ao plano XZ).	122
Figura 5.28 – Pontos de controle da variação de poropressão	

na análise transiente.	123
Figura 5.29 – Variação da poropressão com o tempo nos pontos de controle.	123
Figura 5.30 – Evolução no tempo das cargas hidráulicas no plano central até atingir a condição de fluxo permanente.	125

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Valores típicos de condutividade hidráulica em solos naturais (Powers, 2007)	46
Tabela 2.2 – Valores da função de poço $W(u)$ para vários valores de u (Wenzel, 1942)	53
Tabela 3.1 – Condições desfavoráveis para bombeamento direto (Powers, 1992)	65
Tabela 3.2 – Raio de influência (R_0) segundo o tipo de solo (Jumikis, 1962).	75
Tabela 3.3 – Formulação analítica para poço equivalente (Cashman e Preene, 2001).	78
Tabela 3.4 – Formulação analítica para cava equivalente (Cashman e Preene, 2001).	79
Tabela 5.1 – Resumo dos valores de rebaixamento obtidos nas diferentes análises.	106
Tabela 5.2 – Valores de rebaixamento no centro da escavação obtidos pelas análises numéricas 2D e 3D, formulação analítica e rebaixamento real atingido em campo.	115
Tabela 5.3 – Rebaixamento no centro da escavação considerando $k = 5.135 \times 10^{-6}$ m/s	120

Lista de Símbolos

u	Poropressão
d_x, d_y, d_z	Dimensões do elemento diferencial.
k_{xx}, k_{yy}, k_{zz}	Condutividade hidráulica nas principais direções do fluxo.
k_h, k_v	Condutividade hidráulica na direção vertical e horizontal
$h_{(x,y,z)}$	Potencial
$\Delta h_{(x,y,z)}$	Derivada da carga hidráulica total
N_F	Número de canais de fluxo
N_D	Número de quedas equipotenciais
k_{eq}	Condutividade hidráulica equivalente
S_s	Armazenamento específico do aquífero
S	Transmissividade
i	Gradiente hidráulico
V	Velocidade de Darcy
n	Porosidade
ρ_w	Densidade da água
α	Compressibilidade do esqueleto sólido
β	Compressibilidade da água
δ	Rebaixamento em poço totalmente penetrante
δ_{pp}	Rebaixamento em poço parcialmente penetrante
Q	Vazão de bombeamento
$W_{(u)}$	Função poço (Theis 1935)
u	Parâmetro do método de Theis (1935)
r	Distância entre o poço de bombeamento e observação
S_D	Parâmetro do método de Theis solução modificada
t_s, t_y	Parâmetros da análise com curvas características
S_D	Parâmetro da análise com curvas características
S_y	Parâmetro da análise com curvas características
η	Parâmetro da análise com curvas características
F	Fator de forma para ensaios de carga constante
T_0	Fator tempo no <i>Hvorslev Slug Test</i>

R_e	Distância radial na qual a diferença de carga é dissipada no método de Bouwer e Rice
A, B, C	Parâmetros do Método de Bouwer e Rice
T	Fator tempo no Slug Test
δ_{ij}	Delta de Kronecker
dV	Diferencial do volume do elemento
$[K]$	Matrix de rigidez do elemento
E	Modulo de Young
e_s	Eficiência do sistema de rebaixamento
e_e	Eficiência do ejetor
e_b	Eficiência da bomba
r_e	Raio do poço equivalente
R_0	Raio de influencia do cone de rebaixamento
H	Carga hidráulica no aquífero em condição estática
s	Rebaixamento
h_w	carga hidráulica no poço de observação
L_0	Distancia ao contorno de recarga linear do aquífero
b	Espessura do aquífero
r_w	Raio do poço
Q_{pp}	Vazão no poço parcialmente penetrante
Q_{tp}	Vazão no poço totalmente penetrante
λ	Parâmetro do método de cava equivalente
P	Profundidade que o poço penetra no aquífero

1 Introdução

O fluxo de água em maciços de solo saturado é de fundamental importância nas engenharias ambiental e geotécnica, com aplicações em diversos campos variando da própria extração de água para consumo humano e irrigação a processos envolvendo fenômenos de adensamento e transporte de contaminantes. Muitos são os fatores que influem na percolação em meios porosos, assim como é grande a variedade de soluções matemáticas, rigorosas ou aproximadas, adotadas para a solução de cada um destes problemas. A dificuldade na obtenção de soluções analíticas, devido à complexidade das equações diferenciais que governam o problema e na correta consideração das condições de contorno e iniciais, levam frequentemente à utilização de métodos numéricos para determinação de resultados aproximados, geralmente por meio do popular e versátil método dos elementos finitos, hoje implementado em vários programas comerciais especialmente destinados à comunidade geotécnica.

É usual afirmar que uma grande fonte de erros na aplicação de métodos numéricos em problemas de percolação é a falta de precisão nos valores e na distribuição das permeabilidades no maciço de solo. Cedergreen (1977) escreveu que "as respostas não podem ser melhores do que os dados de entrada", sugerindo com esta afirmação que o grau de incerteza nos valores dos coeficientes de permeabilidade levam a incertezas da mesma ordem nos resultados da análise numérica. De acordo com Rushton e Redshaw (1979), em vários estudos de fluxo confinado, foi constatado que uma variação de dezenas de vezes no valor do coeficiente de permeabilidade k do solo levou a pequenas diferenças nos resultados de cargas hidráulicas e de vazão, mas em problemas de fluxo não confinado, por outro lado, pequenas variações no coeficiente de permeabilidade resultaram em diferenças significativas nos valores numéricos finais. A única maneira de determinar a dependência dos resultados do problema de fluxo em relação ao(s) coeficiente(s) de permeabilidade é realizar numericamente uma

análise de sensibilidade, obtendo-se um intervalo de respostas em função da variação no valor do coeficiente de permeabilidade k^1 .

Outra fonte de incertezas, que vem sendo gradualmente ultrapassada graças à disponibilidade de programas e computadores com capacidade de solução de problemas 3D, é a simulação numérica por meio de malhas bidimensionais baseada em hipóteses de fluxo plano que nem sempre se verificam como, por exemplo, junto a ombreiras de barragens, escavações de pequeno comprimento, etc. que podem levar a uma subestimativa dos valores de vazão.

Nesta pesquisa, de caráter essencialmente numérico, pretende-se comparar as diferenças observadas na simulação do rebaixamento temporário de aquíferos não confinados, empregando formulações analíticas e soluções numéricas aproximadas calculadas com os programas comerciais de elementos finitos Plaxis 2D e Plaxis 3D, o primeiro dos quais em análises de problemas simplificados pela hipótese de fluxo plano e o segundo para análises verdadeiramente tridimensionais. A aplicação de métodos numéricos também se justifica pelo fato de tratar-se de aquíferos não confinados. Várias soluções analíticas existem na literatura para situações de aquíferos não confinados, ainda que ideais envolvendo homogeneidade e isotropia do meio e camadas horizontais infinitas de espessura constante, mas estas somente podem ser aplicadas com boa aproximação para casos de aquíferos não confinados desde que “o rebaixamento seja pequeno em relação à espessura do aquífero” (Todd e Mays, 2005) ou que “o rebaixamento não exceda a 10% da espessura do aquífero” (Watson e Burnett, 1995). Para rebaixamentos superiores a 25% o problema é resolvido de maneira mais eficaz e realista através da aplicação de métodos numéricos.

A estrutura desta dissertação esta composta de 6 capítulos. No capítulo 2 faz-se uma breve revisão dos métodos para interpretação dos dados obtidos em ensaios de bombeamento em campo enquanto que o capítulo 3 é reservado para apresentação das formulações analíticas para determinação do rebaixamento em aquíferos, confinados e não confinados, na condição de fluxo permanente e hipóteses simplificadoras como homogeneidade, isotropia e extensão lateral infinita de camadas de solo.

¹ coeficiente de permeabilidade também é usualmente referido como condutividade hidráulica

No capítulo 4 são apresentados alguns exemplos de comparação entre resultados obtidos em soluções analíticas e numéricas (2D e 3D) enquanto que o capítulo 5 é dedicado à análise de alguns casos de obra envolvendo rebaixamento temporário do lençol freático em campo.

No capítulo 6, finalmente, são feitas algumas conclusões sobre o resultado da pesquisa e apresentadas sugestões para temas futuros na mesma área de investigação deste trabalho.

2

Determinação de parâmetros hidráulicos em aquíferos

2.1.

Meio poroso saturado e parcialmente saturado

Maçiços de solo geralmente apresentam duas zonas, classificadas em função do grau de saturação: zona saturada e não saturada. A zona saturada é aquela onde os vazios estão completamente preenchidos por água e a poropressão na água é considerada positiva. Acima desta, em direção à superfície (Figura 2.1) encontra-se a zona vadosa formada por duas regiões: a franja capilar e a zona não saturada. A franja capilar é considerada como de transição entre as zonas saturada e a não saturada, onde a saturação é ainda completa mas as poropressões são negativas (abaixo da pressão atmosférica). Por outro lado, na zona não saturada, ou parcialmente saturada, tanto o grau de saturação é inferior a 100% quanto as poropressões existentes são negativas.

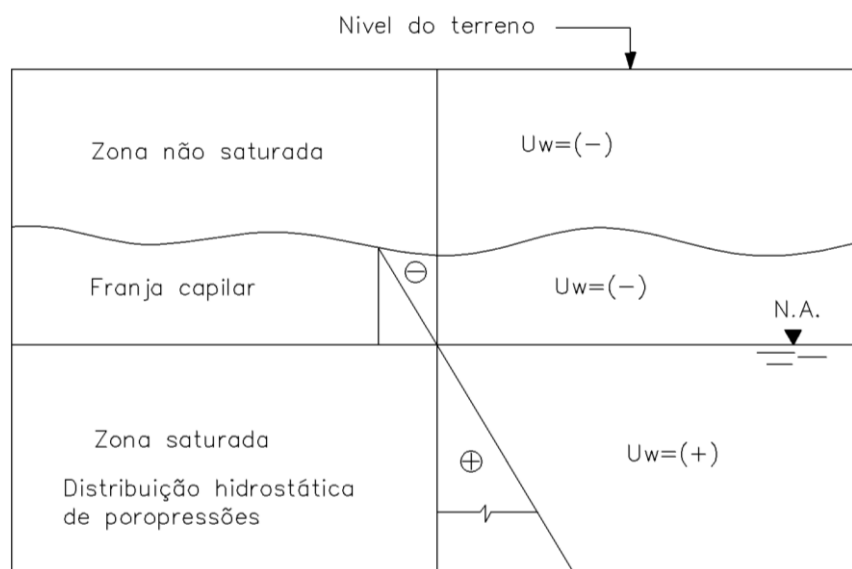


Figura 2.1 – Distribuição de poropressões em um maciço de solo.

2.2.

Equação governante do fluxo permanente em meio poroso saturado

Considere um ponto de um maciço de solo representado pelo elemento infinitesimal da Figura 2.2, de dimensões dx , dy , dz . A água, considerada como fluido não viscoso e incompressível, se movimenta através dos vazios interconectados nas direções x , y , z com velocidades nas faces de entrada indicadas por v_x , v_y e v_z , respectivamente.

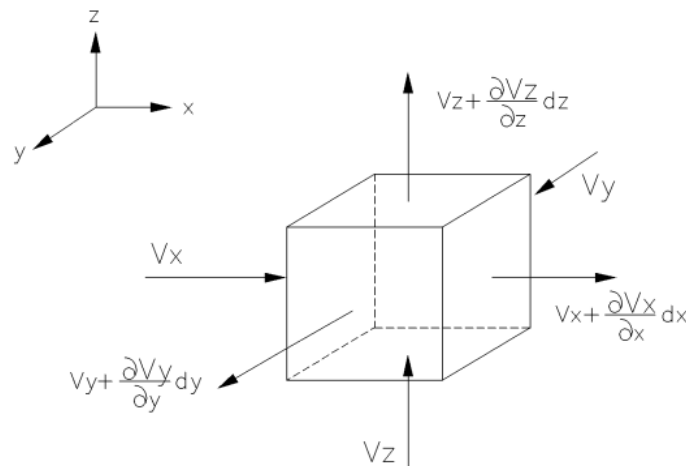


Figura 2.2 – Fluxo através de um elemento infinitesimal no meio poroso.

A vazão Q_e nas faces de entrada pode ser calculada como

$$Q_e = v_x dydz + v_y dx dz + v_z dx dy \quad (2.1)$$

enquanto que a vazão Q_s nas faces de saída é determinada por,

$$Q_s = \left[v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right] dydz + \left[v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right] dx dz + \left[v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right] dx dy \quad (2.2)$$

Considerando que o fluxo é permanente, então a diferença de vazão entre as faces de entrada e de saída do elemento infinitesimal deve ser nula, expressa pela equação da continuidade

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (2.3)$$

Considerando que o fluxo ocorre sob condição de regime laminar, a Lei de Darcy (1856) pode ser utilizada para expressar a equação 2.3 em termos da carga hidráulica total $h(x, y, z)$ e dos coeficientes de permeabilidade k_x, k_y, k_z nas direções principais,

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(-k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (2.4)$$

Finalmente admitindo a isotropia do meio poroso, com os coeficientes de permeabilidade principais iguais entre si, resulta na equação diferencial parcial de segunda ordem.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.5)$$

conhecida como equação de Laplace geralmente expressa como

$$\nabla^2 h(x, y, z) = 0 \quad (2.6)$$

Devido ao processo da formação de solos sedimentares, ou da compactação de solos em obras de terra como barragens e aterros, a condutividade hidráulica no plano horizontal (k_h) é maior do que a condutividade hidráulica na direção vertical (k_v) (Figura 2.3).

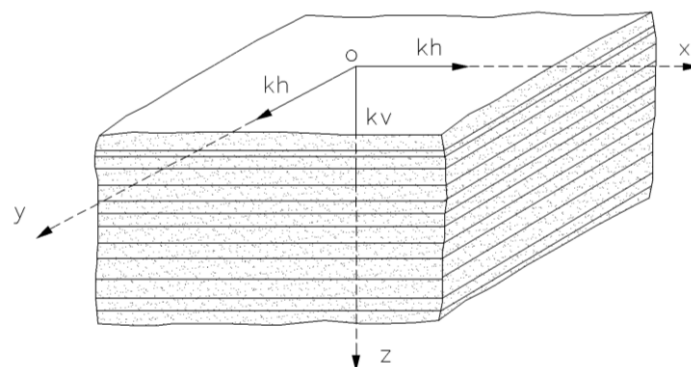


Figura 2.3 – Condutividades hidráulicas em solo estratificado.

O tensor da condutividade hidráulica para um sistema de referência cartesiano (x, y, z) em condições de isotropia no plano horizontal resulta em:

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_h & 0 & 0 \\ 0 & k_h & 0 \\ 0 & 0 & k_v \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

e a equação diferencial governante de fluxo permanente toma a seguinte forma,

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \left(\frac{k_v}{k_h}\right) \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.8)$$

Vários métodos de solução analítica, gráfica ou numérica foram desenvolvidos para a solução da equação de Laplace (Equação 2.6), principalmente para aplicações em problemas bidimensionais, e para fazer uso destas soluções em problemas de fluxo em maciços de solo transversalmente isotrópicos (Equação 2.8) é necessário efetuar uma transformação de coordenadas, assumindo que,

$$X = x ; Y = y ; Z = z \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \quad (2.9)$$

o que permite reescrever a equação 2.8 no domínio transformado X, Y, Z sob forma da equação de Laplace novamente,

$$\frac{\partial^2 h}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} = 0 \quad (2.10)$$

Para a solução da equação de Laplace em um caso particular de percolação, é necessário ainda impor as condições de contorno que podem ser de três diferentes tipos (Romanel, 2010):

- Condição de contorno de Dirichlet quando a carga hidráulica $h(x,y,z)$ é prescrita em certa região do contorno;
- Condição de contorno de Neuman quando a velocidade de fluxo é prescrita em certa região do contorno;
- Condição de contorno de Cauchy quando tanto a velocidade de fluxo quanto a carga hidráulica são simultaneamente prescritas em certa região

de contorno, como na superfície freática, caracterizada por pontos onde a carga total é igual à carga de elevação e a velocidade de fluxo na direção normal à superfície é nula.

Considerando fluxo unidimensional, a equação de Laplace é representada pela equação 2.11 de fácil solução, onde a carga total varia linearmente com a distância percorrida pelas partículas d'água com gradiente hidráulico constante.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (2.11)$$

Para casos de fluxo bidimensional, admitindo-se a homogeneidade do maciço de solo, há muitas soluções publicadas na literatura, obtidas por métodos matemáticos rigorosos (solução exata da equação diferencial governante), gráficos (redes de fluxo), aproximados (método dos fragmentos), numéricos (método das diferenças finitas), probabilísticos (método da caminhada aleatória) ou métodos experimentais empregando modelos físicos (modelos de areia) ou modelos analógicos (malha de resistências elétricas).

No caso de fluxo transiente, deve ser considerado o efeito do armazenamento, com a equação 2.4 redefinida como:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.12)$$

Onde S_s representa o armazenamento específico do aquífero, definido como o volume de água que um aquífero saturado de volume unitário libera quando acontece uma variação unitária na carga hidráulica. O termo $\partial h / \partial t$ representa a variação da carga hidráulica total no tempo.

Considerando que muitos problemas podem ser resolvidos em condições de axissimetria, é conveniente expressar a equação 2.12 em termos de coordenadas cilíndricas,

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.13)$$

na qual $T = kb$ representa o coeficiente de transmissividade de um aquífero confinado de espessura b e coeficiente de permeabilidade isotrópico k .

2.3. Aquíferos granulares

Um aquífero é uma camada geológica porosa que contém água e que permite que a mesma flua sob influência de diferenças normais de carga total encontradas em campo. Areias e arenitos pouco cimentados são exemplos de aquíferos granulares. Em contraposição, um aquícludo é uma formação geológica que contém água mas esta flui lentamente, o que não o torna rentável para exploração de poços. Um exemplo são as camadas espessas de argila saturada, principais formadoras de aquícludos. Em alguns casos, quando a camada de argila é de pouca espessura ou quando o depósito contém uma fração mineral com maiores dimensões, um fluxo de água pequeno sobre uma área extensa permite que uma quantidade grande de água seja trocada entre dois aquíferos separados por esta camada pouco espessa chamada de aquícardo. Finalmente, uma camada geológica impermeável ou que não permite seu fluxo é designada por aquífugo.

Geralmente os aquíferos granulares são classificados em dois tipos:

(a) Aquífero livre, freático, gravitacional ou não confinado quando é limitado na base por uma camada impermeável e o nível d'água encontra-se sob pressão atmosférica. O limite superior deste tipo de aquífero não é definido por nenhuma interface ou camada geológica distinta, mas sim pela profundidade a partir da qual o aquífero passa a ser saturado;

(b) Aquífero artesianos ou confinados constituído por uma formação geológica totalmente saturada, delimitada por camadas impermeáveis no topo e na base e caracterizado por apresentar poropressões superiores à atmosférica.

A água penetra nos aquíferos confinados através de uma região limitada onde o mesmo deixa de ser confinado e aflora como aquífero livre. Esta região é conhecida como zona de recarga do aquífero. Longe das bordas, a água no aquífero confinado fica totalmente isolada mas, em algumas situações, parte das camadas confinantes podem se comportar como um aquícardo e não como um aquícludo. Neste caso, o aquífero troca quantidades de água com os aquíferos vizinhos, deixando de ser totalmente confinado. Em terminologia de língua inglesa este tipo de aquífero é chamado de "leaky aquifer".

2.4. Coeficiente de permeabilidade (k)

É a propriedade considerada de maior importância nos processos de fluxo d'água em meios porosos, definida como a velocidade v de fluxo da água sob gradiente hidráulico i unitário.

$$v = ki = -k \frac{dh}{ds} \quad (2.14)$$

A equação 2.14, conhecida como lei de Darcy (1856), mostra uma dependência linear entre o gradiente hidráulico e a velocidade de fluxo v^1 . Este coeficiente de proporcionalidade, com unidades de velocidade, é conhecido como coeficiente de permeabilidade k . Ainda que a lei de Darcy seja apresentada sob forma diferencial, a equação 2.14 não descreve o comportamento do fluido em um poro individual, mas representa uma descrição macroscópica do fenômeno. A velocidade v é uma velocidade média fictícia de fluxo porque implica que o fluido percola por toda a seção normal à direção do fluxo, incluindo sólidos e vazios.

A lei de Darcy é aplicável apenas para condições de fluxo em regime laminar, onde camadas de fluido movem-se umas em relação às outras, em linhas de fluxo não necessariamente paralelas entre si, porém distintas e seguindo uma direção geral de fluxo sob ponto de vista macroscópico.

A validade da lei de Darcy é hipótese essencial para o desenvolvimento de muitos estudos da engenharia geotécnica como a teoria do adensamento, obtenção de soluções gráficas de fluxo permanente através de redes de fluxo, estimativas de vazão, de poropressões e gradientes hidráulicos em problemas de fluxo permanente ou transiente, dimensionamento de filtros e drenos, rebaixamento temporário do lençol freático, etc. Esta lei, ainda que expressa por uma relação matemática simples (Equação 2.14) é uma das mais poderosas e importantes ferramentas de que dispõe o engenheiro geotécnico para a solução de problemas de fluxo em meios porosos saturados. Existem algumas situações envolvendo rebaixamento do lençol freático que o fluxo deixa de ser laminar, como por exemplo na região dos filtros em poços de bombeamento de grande capacidade.

¹ na literatura também designada por velocidade superficial, velocidade aparente, velocidade de engenharia, sendo comum em língua inglesa a terminologia *discharge velocity*.

O coeficiente de permeabilidade indica a perda de energia (ou de carga total) para vencer o atrito viscoso desenvolvido entre as partículas de fluido e as paredes sólidas internas dos poros.

No entanto, geralmente se afirma que tensões cisalhantes somente podem ser transmitidas por materiais sólidos e isto parece violar a hipótese básica da lei de Darcy que interpreta o coeficiente de permeabilidade como consequência das tensões cisalhantes viscosas desenvolvidas entre as partículas de fluido e as partículas sólidas. Polubarinova-Kochina (1962) demonstrou que estas tensões são muito baixas quando comparadas aos níveis de tensão normalmente encontrados em solos, justificando o fato de que as mesmas não são levadas em conta nas equações de equilíbrio do solo saturado sob regime de fluxo.

Esta resistência ao movimento das camadas no fluido real (água) depende da viscosidade que, por sua vez, depende da temperatura ambiente (Figura 2.4). Tipicamente, para cada grau centígrado, a viscosidade da água varia em aproximadamente 2,5% no intervalo de temperatura $10^{\circ}\text{C} \leq t \leq 40^{\circ}\text{C}$ (Cedergren, 1967). Por esta razão, é costume padronizar o valor do coeficiente de permeabilidade na temperatura 20°C (k_{20}) e corrigi-lo para a temperatura ambiente t (k_t) de acordo com a Equação 2.15.

$$k_t = \frac{\mu_w^{20}}{\mu_w^t} k_{20} \quad (2.15)$$

Devido à influência que a viscosidade do fluido (e, em menor extensão, seu peso específico) exerce sobre a velocidade de fluxo, é possível separar os efeitos do fluido sobre o coeficiente de permeabilidade pela utilização da permeabilidade intrínseca² K (Muskat, 1937) medida em relação ao ar, com unidades de comprimento ao quadrado, utilizada em problemas envolvendo fluxo multifásico (p.ex: água e ar ou óleo, água e gás).

$$K = \frac{\mu_w}{\gamma_w} k \quad (2.16)$$

onde γ_w é o peso específico da água e μ_w sua viscosidade dinâmica.

A lei de Darcy (Equação 2.14) é reescrita como

² ou permeabilidade absoluta, física ou específica.

$$v = -\frac{\gamma_w}{\mu_w} K \frac{dh}{ds} \quad (2.17)$$

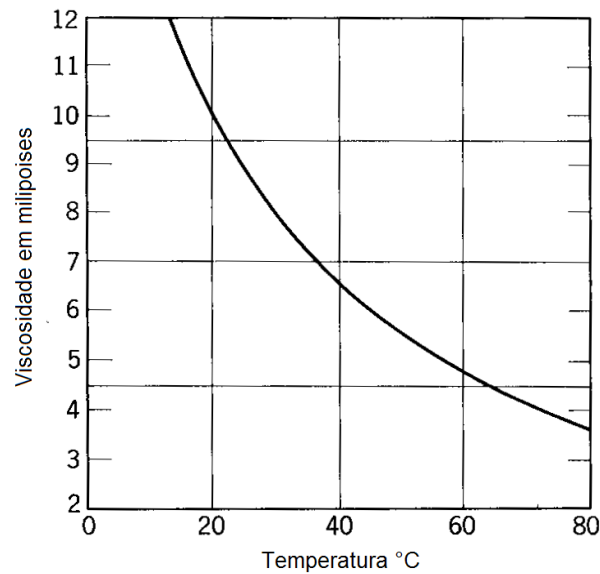


Figura 2.4 – Variação da viscosidade da água μ_w (milipoises) com a temperatura (°C) (Cedergreen, 1967).

Quanto aos fatores do esqueleto sólido que influenciam no valor do coeficiente de permeabilidade podem ser citados, dentre outros, o tamanho dos grãos, o índice de vazios, a estrutura do solo, natureza dos argilo-minerais presentes na amostra de solo, etc.

Nenhuma outra propriedade de materiais da engenharia civil apresenta tamanha amplitude de variação quanto o coeficiente de permeabilidade k em materiais geológicos, podendo ser da ordem de cm/s para pedregulhos a valores inferiores a 10^{-9} m/s para argilas.

A Tabela 2.1 apresenta faixas de valores de condutividade hidráulica observados em solos naturais.

Tabela 2.1 – Valores típicos de condutividade hidráulica em solos naturais (Powers, 2007).

Tipo de solo	Condutividade hidráulica (m/s)	Classificação condutividade hidráulica
Pedregulho uniforme	2×10^{-3} a 1×10^{-2}	Alta
Pedregulho bem graduado	5×10^{-4} a 3×10^{-3}	Moderada a alta
Areia uniforme	5×10^{-5} a 2×10^{-3}	Moderada a alta
Areia bem graduada	1×10^{-5} a 1×10^{-3}	Baixa a moderada
Areia siltosa	1×10^{-5} a 5×10^{-5}	Baixa
Areia argilosa	1×10^{-6} a 1×10^{-5}	Baixa a muito baixa
Silte	5×10^{-7} a 1×10^{-6}	Muito baixa
Argila	1×10^{-10} a 1×10^{-7}	Muita baixa, quase impermeável

2.5.

Ensaio de bombeamento em poços

2.5.1.

Características do ensaio

O ensaio de bombeamento em poços é a melhor alternativa para determinar o valor do coeficiente de permeabilidade em campo e para conhecer outros parâmetros de importância no projeto de rebaixamento do lençol freático. Segundo Powers (2007) é necessário executar um ensaio de bombeamento nas seguintes condições: a) quando o rebaixamento envolver grandes quantidades de água; b) o solo apresentar camadas de areia limpa ou pedregulho de espessuras consideráveis; c) fontes de recarga do aquífero situarem-se nas proximidades do terreno; d) em áreas industriais ou comerciais, um ensaio de bombeamento também pode indicar a presença de contaminantes no solo.

O ensaio pode fornecer informações sobre o raio de influência R_0 do rebaixamento, coeficientes de transmissividade T e de armazenamento S de aquíferos confinados, ocorrência de artesianismo, anisotropia do aquífero, conveniência de se empregar poços parcialmente penetrantes para redução do rebaixamento e do volume de água extraído do aquífero.

Algumas considerações técnicas devem ser observadas durante a execução do ensaio de bombeamento, como utilizar uma vazão mais baixa do que a capacidade do poço mas suficientemente alta para forçar a resposta do aquífero, fornecendo dados mais realistas para interpretação do ensaio. Segundo Powers (2007) quando o aquífero não é testado adequadamente podem ocorrer erros na estimativa das propriedades, como uma superestimativa do coeficiente de

transmissividade ($T=kb$) onde b representa a espessura do aquífero, e consequentemente erros posteriores no projeto de rebaixamento.

O poço do ensaio deve ser construído de forma semelhante ao poço do sistema de rebaixamento, penetrando todas as camadas de solo consideradas. Podem ocorrer condições especiais no campo como a apresentada na figura 2.5, onde dois aquíferos granulares separados por uma camada impermeável são ensaiados em um único poço, utilizando um selo de bentonita como isolamento.

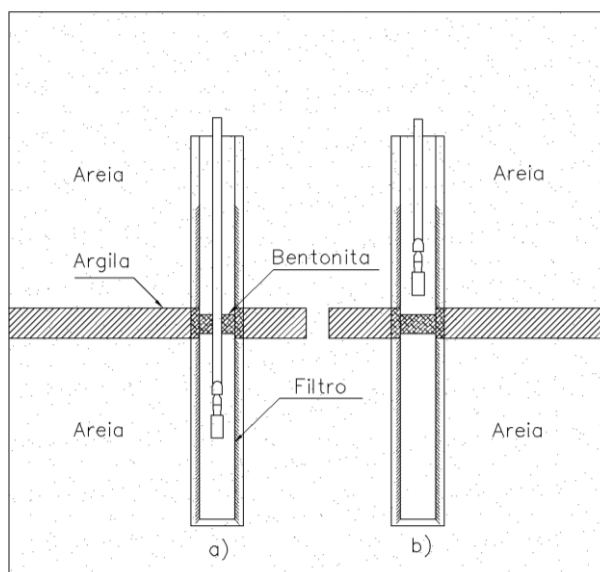


Figura 2.5 – Ensaio de dois aquíferos diferentes utilizando um único poço. a) ensaio no aquífero inferior. b) ensaio no aquífero superior. (adaptado de Powers 2007)

A distribuição dos piezômetros tem muita influência na obtenção de dados realistas e de qualidade. A figura 2.6 mostra diferentes situações em campo e as recomendações para localização dos piezômetros. Para uma condição normal do aquífero, representada na figura 2.6a, utiliza-se uma única linha de piezômetros, com o primeiro deles localizado de 3m a 6m do poço de ensaio, enquanto que o mais afastado a uma distância equivalente a 30% do raio de influência R_0 previamente calculado.

Em aquíferos onde se presume a ocorrência de fontes de recarga ou condições de contorno impermeáveis a pequenas distâncias, várias linhas de piezômetros devem ser colocadas como apresentado na figura 2.6b. As linhas A e B estão em direções perpendicular e paralela à fonte de recarga, respectivamente, e a linha C perpendicular ao contorno impermeável. É recomendável antes do

ensaio de bombeamento uma minuciosa observação do nível de água no sistema de monitoramento (piezômetros) para interpretar as direções de fluxo no aquífero.

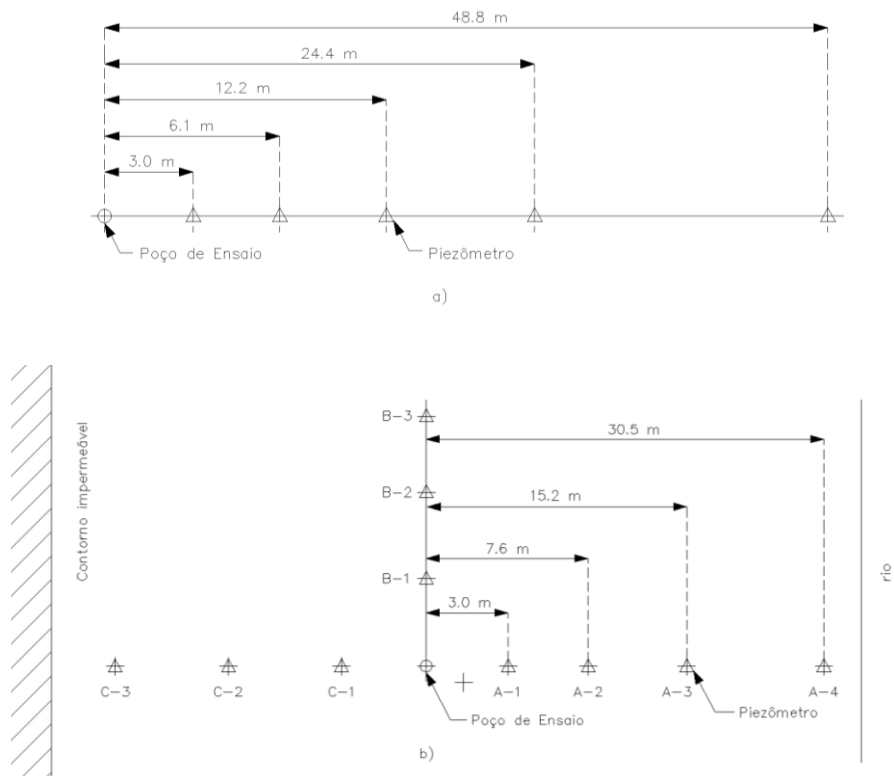


Figura 2.6 – Distribuição de piezômetros de monitoramento no ensaio de bombeamento. a) aquífero em condições normais. b) aquífero com contornos de recarga e impermeável. (adaptado de Powers, 2007).

O tempo de duração do ensaio de bombeamento tem que ser suficiente longo para permitir a obtenção dos parâmetros do aquífero. Idealmente, até o rebaixamento atingir a condição de fluxo permanente, mas raramente viável na prática. Segundo Walton (1970) o ensaio tem que ser mantido durante um tempo mínimo estimado pela equação 2.18.

$$t_{se} = \frac{0,209r^2S}{T} \quad (2.18)$$

onde t_{se} em minutos é o tempo mínimo de ensaio, r é a distância em metros ao poço de observação, S é o coeficiente de armazenamento e T o coeficiente de transmissividade do aquífero. Para condições de campo o tempo pode variar de algumas horas para um aquífero confinado até dias no caso de aquífero

gravitacional. Segundo Powers (2007) um tempo razoável de ensaio para aquífero confinado é 24 horas enquanto que para um aquífero não confinado de 3 a 7 dias. Um falso equilíbrio durante o ensaio pode ocorrer em aquíferos não confinados provocado pela demora na liberação da água armazenada (*delayed yield*), razão pela qual é aconselhável plotar os dados de rebaixamento e seu progresso no tempo. Depois de finalizado o ensaio é conveniente registrar a recuperação do nível freático nos poços de observação, pois estas informações são necessárias para determinar se a água bombeada teve origem no armazenamento do aquífero ou proveniente da fonte de recarga.

É também aconselhável plotar curvas com os dados obtidos do ensaio. A Figura 2.7 apresenta curvas de rebaixamento - logaritmo do tempo, nela pode-se distinguir uma curva característica de um aquífero ideal, uma curva inferior indicando o comportamento típico de um aquífero com contorno impermeável, finalmente uma curva superior indicando o comportamento de um aquífero com fonte de recarga nas proximidades. No caso do aquífero com fonte de recarga percebe-se a tendência a um aparente equilíbrio com o decorrer do tempo de ensaio.

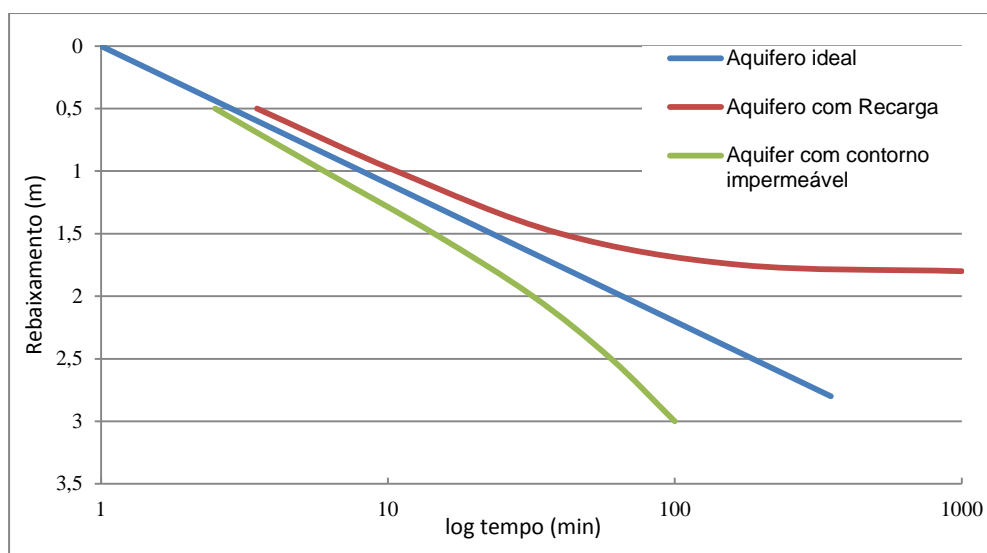


Figura 2.7 – Curva de rebaixamento - logaritmo de tempo para aquífero em condição ideal, aquífero com fonte de recarga, aquífero com contorno impermeável (adaptado de Powers 2007)

Uma vez concluído o ensaio de bombeamento, o modelo de Theis (1935) pode ser utilizado para análise do comportamento e cálculo das propriedades do aquífero.

2.5.2. Interpretação do ensaio em aquífero confinado

2.5.2.1. Método de Theis (1935)

Theis (1935) obteve a solução da equação 2.13 baseado em uma analogia entre fluxo de água subterrânea e um problema de condução de calor, com a condição inicial $h = H$ para $t = 0$ e a condição de contorno $h \rightarrow H$ para $r \rightarrow \infty$ em $t > 0$ (Figura 2.8), onde H e h são as cargas hidráulicas antes e durante o rebaixamento, respectivamente.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = \frac{Q}{4\pi T} \left[-0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} - \frac{u^4}{4 \times 4!} + \dots \right] \quad (2.19)$$

com $s = H - h$ o rebaixamento da carga hidráulica no poço de observação situado à distância radial r do poço de bombeamento, Q a vazão constante do poço de bombeamento e $W(u)$ chamada de função de poço, com valores listados na Tabela 2.2, com o argumento u definido como:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (2.20)$$

sendo S é o coeficiente de armazenamento do aquífero confinado, T o coeficiente de transmissividade e t o tempo desde o início do bombeamento.

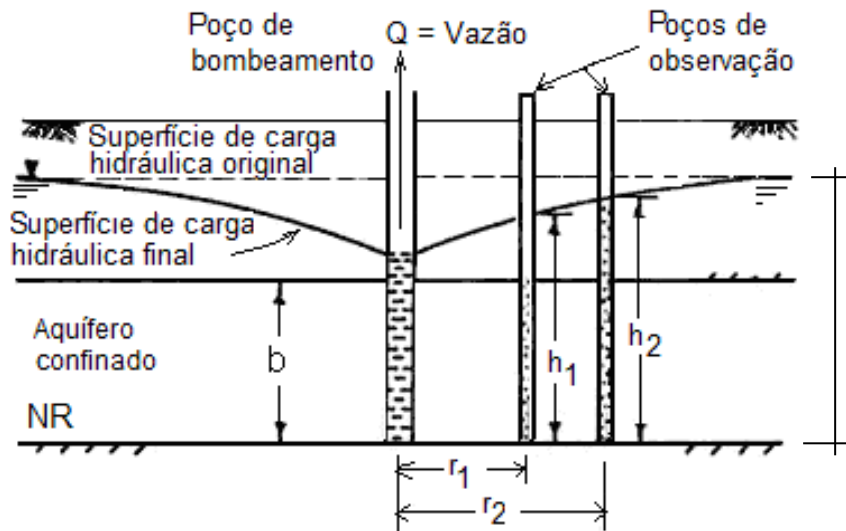


Figura 2.8 - Ensaio com poço de bombeamento em aquífero confinado. (adaptado de Cedergreen, 1967)

Na obtenção da solução da equação 2.13 as seguintes hipóteses foram assumidas: a) o aquífero confinado é homogêneo, isotrópico, de extensão lateral infinita e espessura constante; b) a vazão do poço de bombeamento é constante; c) o poço penetra totalmente o aquífero, sendo o fluxo horizontal e laminar, obedecendo à lei de Darcy (1856) e à hipótese de Dupuit (1863); d) o diâmetro do poço é infinitesimal tal que o armazenamento no interior do poço pode ser ignorado; e) a água liberada do aquífero causa uma redução instantânea da carga hidráulica.

Comparando-se as equações 2.19 e 2.20,

$$s = \left(\frac{Q}{4\pi T} \right) W(u) \quad e \quad \frac{r^2}{t} = \left(\frac{4T}{S} \right) u \quad (2.21)$$

observa-se que a relação existente entre $W(u)$ versus u (curva tipo) deve ser similar à existente entre s versus r^2/t (curva de campo), pois os termos entre parênteses na equação 2.21 são constantes (Q , T , S). Esta semelhança é a base do método gráfico de Theis (1935) para determinação dos valores do coeficiente de armazenamento S e do coeficiente de transmissividade T de um aquífero confinado em fluxo transiente.

Primeiramente, a curva tipo $W(u)$ versus u é construída, em escalas log-log, usando os valores listados na Tabela 2.2. Em seguida, os resultados experimentais de s versus r^2/t são plotados, também em escalas log-log, para

obtenção da curva de campo. Ambas as curvas são então superpostas, sem rotação dos desenhos, mantendo os eixos das coordenadas correspondentes paralelos entre si, buscando ajustar a posição na qual o maior número possível de pontos experimentais se localize sobre a curva tipo. Qualquer ponto conveniente é então escolhido, registrando-se suas coordenadas em ambas as curvas, i.e. os valores de $W(u)$, u , s e r^2/t .

Da leitura de s e $W(u)$ nos eixos das ordenadas é possível calcular T da equação 2.22.

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) \quad (2.22)$$

Da leitura de u e r^2/t nos eixos das abscissas, e com o valor de T determinado na equação 2.22, é possível calcular S da equação 2.23.

$$S = \frac{4Tu}{\frac{r^2}{t}} \quad (2.23)$$

As equações 2.22 e 2.23 podem ser aplicadas aos resultados de dois ou mais poços de observação para obtenção de valores médios do coeficiente de armazenamento S e do coeficiente de transmissividade T para todo o aquífero.

Tabela 2.2 – Valores da função de poço $W(u)$ para vários valores de u (Wenzel, 1942).

u	$W(u)$	u	$W(u)$	u	$W(u)$
1×10^{-10}	22.45	1×10^{-4}	13.24	1×10^2	4.04
2	21.76	2	12.55	2	3.35
3	21.35	3	12.14	3	2.96
4	21.06	4	11.85	4	2.68
5	20.84	5	11.63	5	2.47
6	20.66	6	11.45	6	2.30
7	20.50	7	11.29	7	2.15
8	20.37	8	11.16	8	2.03
9	20.25	9	11.04	9	1.92
1×10^{-9}	20.15	1×10^{-3}	10.94	1×10^1	1.823
2	19.45	2	10.24	2	1.223
3	19.05	3	9.84	3	0.906
4	18.76	4	9.55	4	0.702
5	18.54	5	9.33	5	0.560
6	18.35	6	9.14	6	0.454
7	18.20	7	8.99	7	0.374
8	18.07	8	8.86	8	0.311
9	17.95	9	8.74	9	0.260
1×10^{-8}	17.84	1×10^{-2}	8.63	1×10^0	0.219
2	17.15	2	7.94	2	0.049
3	16.74	3	7.53	3	0.013
4	16.46	4	7.25	4	0.004
5	16.23	5	7.02	5	0.001
6	16.05	6	6.84		
7	15.90	7	6.69		
8	15.76	8	6.55		
9	15.65	9	6.44		
1×10^{-7}	15.54	1×10^{-1}	6.33		
2	14.85	2	5.64		
3	14.44	3	5.23		
4	14.15	4	4.95		
5	13.93	5	4.73		
6	13.75	6	4.54		
7	13.60	7	4.39		
8	13.46	8	4.26		
9	13.34	9	4.14		

2.5.2.2. Método de Cooper e Jacob (1946)

Cooper e Jacob (1946) notaram que nos ensaios com poços de bombeamento, os termos da série infinita que representa a função de poço (Equação 2.19), além dos dois primeiros, têm uma contribuição muito pequena no valor do rebaixamento s em duas situações: quando o regime de fluxo se aproxima da condição permanente (grandes valores de tempo t) ou quando a distância do poço de observação r é pequena. Nestas situações, o valor de $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$ é pequeno e o rebaixamento pode ser aproximado por:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[-0.5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt} \right] \quad (2.24)$$

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[\ln(0.5615) - \ln \frac{r^2 S}{4Tt} \right] = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{0.5615}{\frac{r^2 S}{4Tt}} = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad (2.25)$$

ou, em logaritmo decimal,

$$s = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad (2.26)$$

que representa a equação de uma reta em um gráfico semi-log, conforme mostra a figura 2.10.

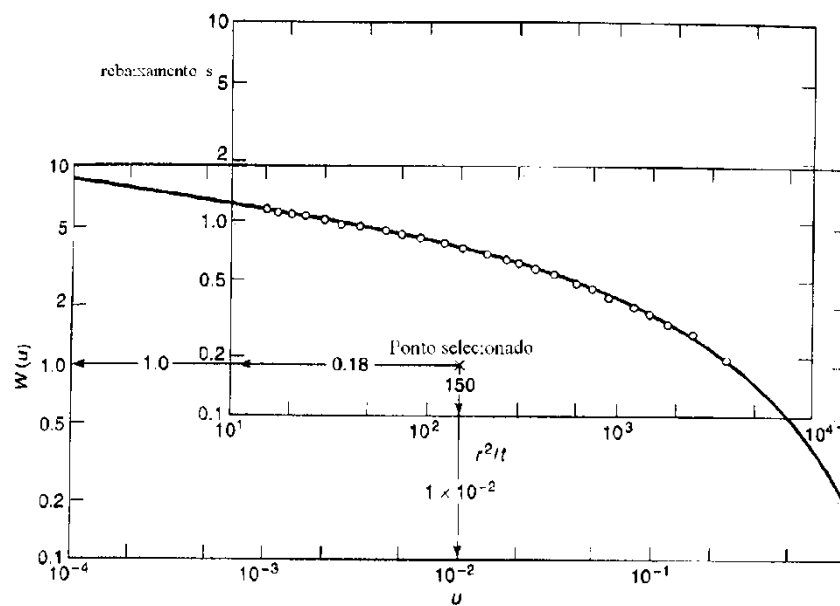


Figura 2.9 – Método gráfico de Theis (Todd e Mays, 2005)

A condição inicial $s = 0$ no tempo $t = t_0$ resulta em

$$0 = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt_0}{r^2 S} \rightarrow \log \frac{2.25Tt_0}{r^2 S} = 0 \rightarrow \frac{2.25Tt_0}{r^2 S} = 1 \quad (2.27)$$

ou

$$S = \frac{2.25Tt_0}{r^2} \quad (2.28)$$

com o valor de t_0 determinado pelo ajuste linear dos dados de campo, como indicado na Figura 2.10.

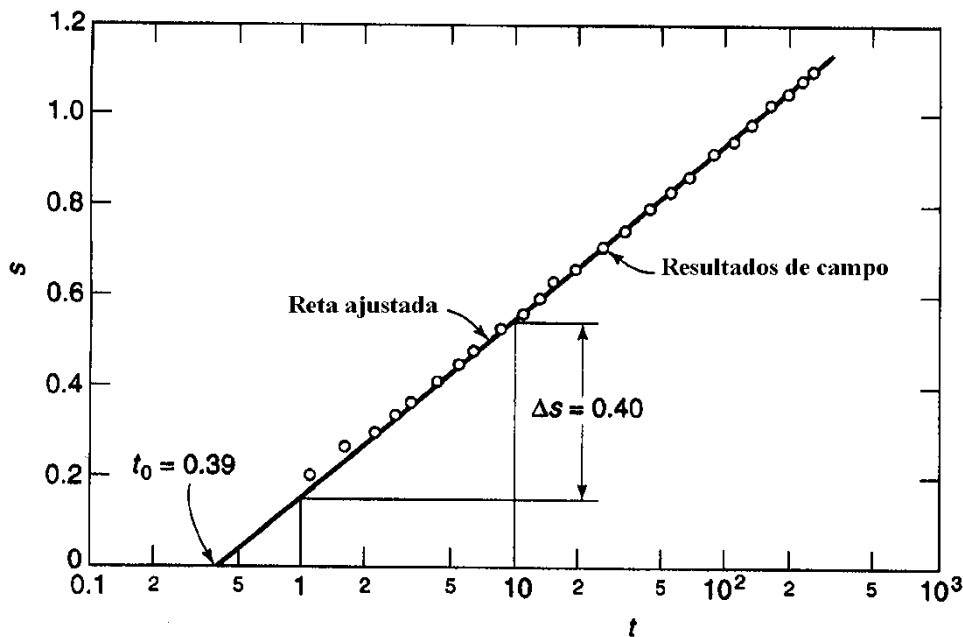


Figura 2.10 – Método gráfico de Cooper e Jacob, com tempo t em minutos e rebaixamento s em metros (Todd e Mays, 2005).

O coeficiente de transmissividade T pode ser obtido notando-se que para $t_2 = 10t_1$ tem-se $\log(t_2/t_1) = 1$. Assim, aplicando-se a equação 2.26 em instantes separados de um ciclo logarítmico, a diferença de rebaixamento Δs (Figura 2.10) pode ser expressa pela equação 2.29, de onde se calcula diretamente o valor de T

$$\Delta s = \frac{2.30Q}{4\pi T} \left(\log \frac{2.25Tt_2}{r^2S} - \log \frac{2.25Tt_1}{r^2S} \right) = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log \frac{10t_2}{t_1}$$

$$\Delta s = \frac{2.30Q}{4\pi T} \quad \rightarrow \quad T = \frac{2.30Q}{4\pi\Delta s} \quad (2.29)$$

No método de Cooper e Jacob (1946) o valor de T é determinado primeiramente pela equação 2.29 e em seguida obtém-se S pela equação 2.28. Para evitar grandes erros de aproximação nos valores assim obtidos, a aplicação do método é restrita para situações com valores de $u < 0.01$; em outros casos, deve-se utilizar o método geral de Theis (1935).

2.5.2.3. Método das distâncias de rebaixamento

Uma variação do método de Cooper e Jacob (1946) é conhecida como método das distâncias de rebaixamento, onde se faz a leitura simultânea do rebaixamento s_i no tempo t em três ou mais poços de observação situados às distâncias r_i do poço de bombeamento. Este procedimento permite obter rapidamente uma indicação das propriedades do aquífero enquanto o ensaio de bombeamento está ainda em progresso.

Considere duas leituras de rebaixamento no tempo t (Figura 2.11). Da equação 2.26, válida para $u < 0.01$, vem

$$\Delta s = s_1 - s_2 = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r_1^2 S} - \frac{2.25Tt}{r_2^2 S}\right) = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log\left(\frac{r_2}{r_1}\right)^2 = \frac{1.15Q}{\pi T} \log\left(\frac{r_2}{r_1}\right) \quad (2.30)$$

Se, $r_2 / r_1 = 10$, então

$$\Delta s = \frac{1.15Q}{\pi T} \quad \rightarrow \quad T = \frac{1.15Q}{\pi \Delta s} \quad (2.31)$$

A interseção com o eixo das abscissas ($s = 0$) do prolongamento da reta ajustada das leituras dos poços de observação permite estimar o raio de influência do rebaixamento R_0 . Da equação 2.26 finalmente resulta

$$0 = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{R_0^2 S} \quad \rightarrow \quad S = \frac{2.25Tt}{R_0^2} \quad (2.32)$$

2.5.2.4 Método de Thiem (1906)

Quando a condição de fluxo permanente é atingida, geralmente para tempos prolongados de bombeamento, o cone de rebaixamento torna-se estacionário e o nível d'água no poço de rebaixamento e nos piezômetros se mantém constante. Neste caso, o coeficiente de permeabilidade do aquífero pode ser calculado com base na vazão Q normal à superfície do cilindro da figura 2.12, com altura b igual à espessura do aquífero e raio genérico r .

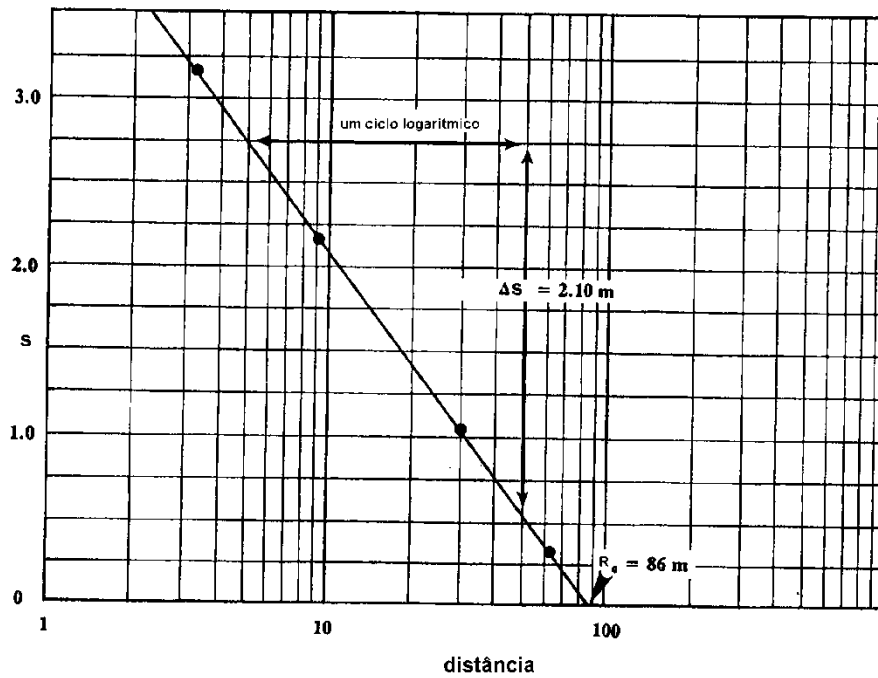


Figura 2.11 – Método das distâncias de rebaixamento (Watson e Burnett, 1995).

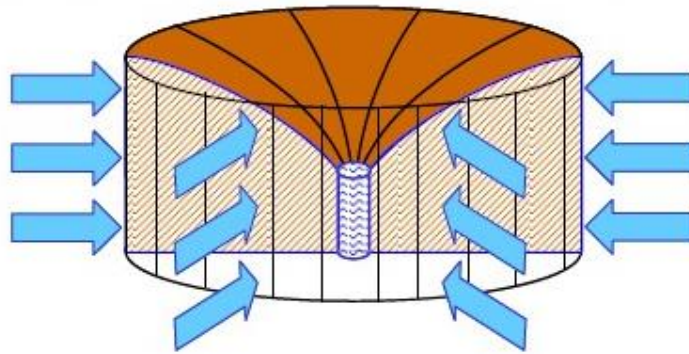


Figura 2.12 - Fluxo normal à área lateral de um cilindro.

$$Q = kiA = k \frac{dh}{dr} 2\pi r b \quad (2.33)$$

Conhecendo-se os valores da carga hidráulica h_1 e h_2 em dois piezômetros situados às distâncias r_1 e r_2 do poço, respectivamente, vem,

$$Q \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = 2\pi k b \int_{h_1}^{h_2} dh \quad \rightarrow \quad k = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{2\pi b(h_2 - h_1)} = \frac{2,3 Q \log_{10}(r_2/r_1)}{2\pi b(h_2 - h_1)} \quad (2.34)$$

$$k = \frac{Q \log(r_2/r_1)}{2.73b(h_2-h_1)} \quad (2.35)$$

2.5.3.

Interpretação do ensaio em aquífero não confinado

2.5.3.1.

Método de Theis modificado (1935)

O método de Theis (1935) para aquíferos confinados também pode ser aplicado na interpretação de resultados de ensaios de bombeamento em aquíferos não confinados com algumas limitações, de acordo com Watson e Burnet (1995):

- Se o valor máximo do rebaixamento não ultrapassar 10% da espessura do aquífero, o método de Theis (1935) pode ser utilizado sem necessidade de adaptações para obtenção de uma solução aproximada com precisão satisfatória;
- Para valores de rebaixamento na faixa entre 10% a 25% da espessura do aquífero, o método de Theis pode ser empregado corrigindo os valores de rebaixamento observados em campo pela equação 2.36, conhecida como fator de Jacob.

$$(H - h_0)_c = (H - h_0) - \frac{(H-h_0)^2}{2M} \quad (2.36)$$

onde $(H-h_0)_c$ é o valor corrigido do rebaixamento, $(H-h_0)$ é o rebaixamento medido em campo e M é a espessura saturada do aquífero antes do início do ensaio de bombeamento.

2.5.3.2.

Interpretação com curvas características

Quando medidas do rebaixamento em campo são plotadas em função do tempo, em escalas logarítmicas, os resultados formam uma curva parecida com um "S" alongado, com três segmentos bem diferenciados (Watson e Burnett, 1995):

1. Para tempos pequenos após o início do bombeamento, a água extraída é proveniente do armazenamento elástico do aquífero, com fluxo

predominantemente horizontal. O gráfico rebaixamento - tempo em escala log-log tem comportamento semelhante à curva teórica do método de Theis para um aquífero confinado (Figura 2.13, limite esquerdo);

2. Para maiores valores de tempo, as curvas tornam-se mais horizontais pois a água bombeada vem principalmente da drenagem por gravidade do aquífero, com fluxo predominantemente vertical (Figura 2.13, curvas da região central do gráfico);
3. Para tempos mais prolongados, atinge-se gradualmente a condição de fluxo permanente, o cone de rebaixamento cessa de expandir, o fluxo torna-se novamente horizontal e a curva se assemelha mais uma vez àquela do método de Theis (Figura 2.13, limite direito).

Segundo Neuman (1975) este comportamento típico é causado pelo fenômeno da drenagem retardada (*delayed yield*) no aquífero, que depende em parte da evolução do cone de rebaixamento após iniciado o bombeamento.

Uma solução gráfica utilizando curvas padronizadas foi desenvolvida por Boulton (1955, 1963) e modificada por Prickett (1965) e Neuman (1975). O método é baseado em superposição da curva real de rebaixamento - tempo obtida em campo com as curvas teóricas da figura 2.13.

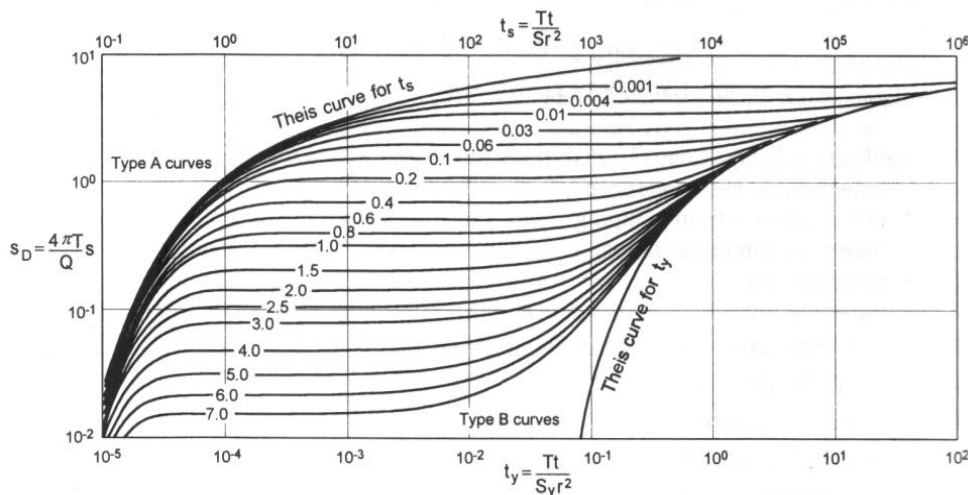


Figura 2.13 – Interpretação com curvas características para aquífero não confinado, considerando drenagem retardada (Neuman, 1975).

A interpretação é baseada nas seguintes variáveis e etapas de análise:

$$T = \frac{Q}{4\pi(H-h_0)} S_D \quad (2.37)$$

$$S_{ed} = \frac{4Tt_1}{t_s r^2} \quad (2.38)$$

$$S_y = \frac{4Tt_2}{t_y r^2} \quad (2.39)$$

onde S_{ed} é o armazenamento do aquífero para baixos valores de tempo, S_y o armazenamento real do aquífero não confinado, r a distancia entre os poços de bombeamento e de observação, t_1 corresponde a um pequeno valor de tempo, t_2 representa um valor de tempo prolongado após o início do ensaio, t_s e t_y são parâmetros de tempo adimensionais localizados na figura 2.13 eixos horizontais superior e inferior respectivamente. S_D é parâmetro de descenso adimensional localizado na figura 2.13 eixo vertical.

1. Plota-se a curva de campo rebaixamento - tempo em escala log - log. Em seguida procede-se à superposição desta curva com as curvas teóricas da figura 2.13, mantendo os eixos verticais e horizontais de ambas as curvas paralelas entre si, tentando-se ajustar o trecho da curva de campo relativo ao início do ensaio com uma das curvas do tipo A da figura 2.13;
2. Registram-se o rebaixamento ($H-h_0$) e o tempo (t_1) na curva de campo, enquanto que na curva característica (Figura 2.13) escolhem-se valores de S_D e t_s (geralmente por conveniência são escolhidos os valores $S_D = 1.0$ no eixo vertical ou $t_s = 1.0$ no eixo horizontal superior). Com base nas equações 2.37 e 2.38 determinam-se o coeficiente de transmissividade T e o coeficiente de armazenamento para baixos valores de tempo S_{ed} do aquífero;
3. Desliza-se a curva de campo horizontalmente para obter-se uma superposição de modo semelhante com o trecho correspondente aos grandes valores de tempo, curvas tipo B na figura 2.13;
4. Registra-se nesta posição o valor do tempo (t_2) na curva de campo correspondente a um valor conveniente de t_y (geralmente por conveniência $t_y = 1$) no eixo horizontal inferior da figura 2.13;
5. Finalmente, com os valores de t_2 e do coeficiente de transmissividade T já obtidos, com a equação 2.39 calcula-se o valor do coeficiente de armazenamento real do aquífero não confinado (S_y);
6. Segundo Watson e Burnett (1995), para conferir os valores assim obtidos, aplica-se a seguinte relação,

$$\eta = \frac{S_{ed} + S_y}{S_{ed}} \quad (2.40)$$

Se o valor de $\eta > 6.5$, os valores dos coeficientes de transmissividade e de armazenamento estão numa faixa aceitável. Se $\eta < 6.5$, então um ajuste dos dados de rebaixamento deve ser efetuado utilizando o fator de correção de Jacob (Equação 2.36) e recalculam-se os coeficientes com base nos valores de rebaixamento corrigidos.

O objetivo de introduzir o conceito de drenagem retardada (*delayed-yield*) é de obter um modelo mais preciso das alterações hidro-geológicas que ocorrem num aquífero não confinado em resposta ao bombeamento. Estas mudanças, que são geradas durante a formação do cone de depressão, têm importante influência nas propriedades de armazenamento do aquífero.

2.5.3.3. Método de Thiem (1906)

De forma semelhante ao que foi mencionado no caso de aquífero confinado, as equações de Thiem (1906) são aplicáveis para a situação de fluxo permanente (Figura 2.14).

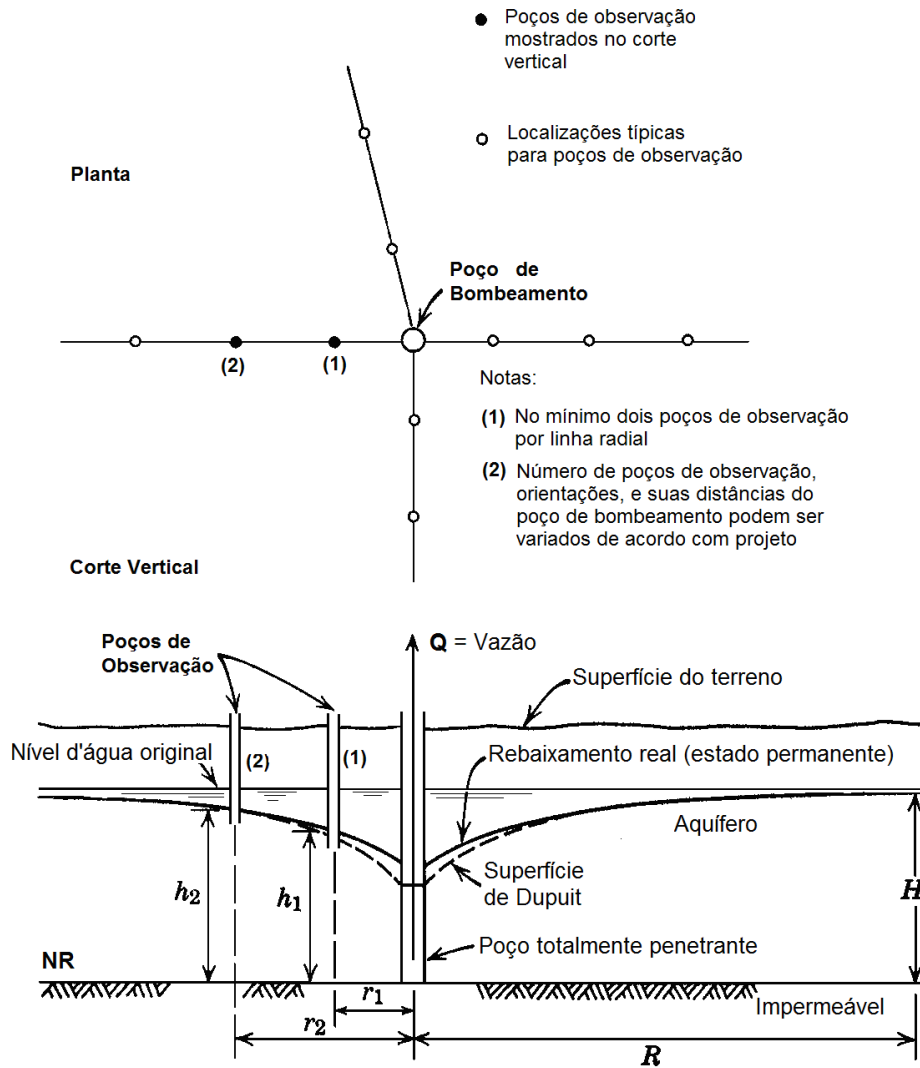


Figura 2.14 - Ensaio com poço de bombeamento em aquífero não confinado (Cedergreen, 1967).

A uma distância r do centro do poço, correspondendo à carga hidráulica h , a vazão Q pode ser determinada por (Figura 2.14);

$$Q = kiA = k \frac{dh}{dr} 2\pi rh \quad (2.41)$$

onde $i = \frac{dh}{dr}$ de acordo com a teoria de Dupuit e $A = 2\pi rh$ é a área lateral do cilindro de altura h normal ao fluxo horizontal.

Integrando entre as distâncias de dois poços de observação (r_1 e r_2) com cargas hidráulicas (h_1 e h_2 , respectivamente), resulta na seguinte equação de Thiem (1906) para aquífero não confinado:

$$Q \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = 2\pi k \int_{h_1}^{h_2} h dh \quad \rightarrow \quad k = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} = \frac{2,3Q \log_{10}(r_2/r_1)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \quad (2.42)$$

Ensaio de bombeamento são procedimentos caros e devem ser sempre precedidos de investigações de campo para um conhecimento geral da natureza das formações. Devem ser considerados ao menos quatro poços de observação, com no mínimo dois poços em cada linha radial, para possibilitar a verificação de heterogeneidade e anisotropia do coeficiente de permeabilidade (comparando resultados calculados em diferentes linhas radiais). O rebaixamento é usualmente executado em três estágios, em cada qual é calculado o valor de k , com o valor médio destas medidas sendo considerado o coeficiente de permeabilidade do solo.

A literatura também registra alguns relatos de ensaios de bombeamento onde o coeficiente de permeabilidade é calculado constante nas regiões próximas ao poço e com valores maiores nas regiões mais distantes, o que pode indicar que as condições de fluxo permanente não foram completamente estabelecidas durante o ensaio.

3 Rebaixamento temporário do lençol freático

Diversos fatores influem na escolha do sistema de rebaixamento a ser implantado em uma obra, dentre eles os fatores associados às características do aquífero, como permeabilidade e tipo de solo, características construtivas do projeto como profundidade da escavação ou proximidade de estruturas vizinhas. Existem quatro procedimentos básicos de rebaixamento temporário do lençol freático que serão discutidos a seguir: bombeamento direto, ponteiros filtrantes (*wellpoints*), sistema de injetores e poços profundos.

3.1. Bombeamento direto

Neste processo, também conhecido como esgotamento de vala, a água procedente do lençol freático é recolhida mediante valas abertas no perímetro dos taludes da escavação (Figura 3.1), de onde é posteriormente retirada por meio de bombas com capacidade de vazão de até 20.000 litros/hora. Este método é de baixo custo e simples de ser executado, desde que as condições não sejam desfavoráveis (Tabela 3.1). Ao optar pelo bombeamento direto, o engenheiro deve ter certeza de que não haverá danos no solo de fundação, evitando atrasos na construção, aumentos dos custos da obra ou correr riscos desnecessários de acidentes.

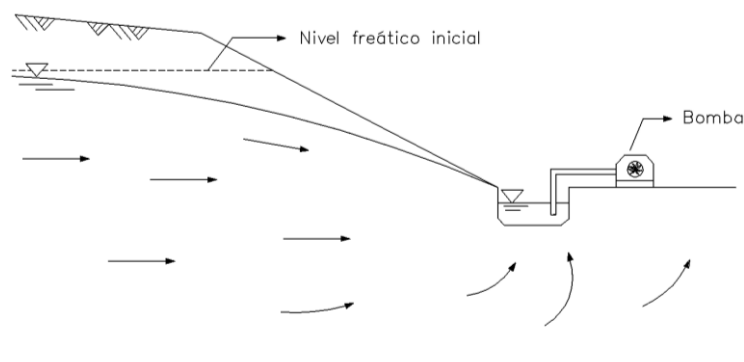


Figura 3.1 – Rebaixamento do nível freático com bombeamento aberto (Mansur e Kaufman, 1962).

Tabela 3.1 - Condições desfavoráveis para bombeamento direto (Powers, 1992)

Características do solo	Justificativas
<p>Solos granulares fofos, uniformes, sem finos</p> <p>Siltes e argilas com teor de umidade próximo ou acima do limite de liquidez LL</p> <p>Rocha branda; rochas com preenchimento de materiais não consolidados.</p>	<p>Possibilidade de ruptura do fundo da escavação e instabilidade de taludes.</p> <p>Solos inerentemente instáveis; valores baixos de poropressão em lentes permeáveis podem provocar deslizamentos.</p> <p>Grande quantidade de água bombeada pode causar erosão ou remoção do material de preenchimento.</p>
Características hidrológicas	Justificativas
<p>Permeabilidade moderada a alta; proximidade de fonte de recarga; gradiente hidráulico moderado a alto</p> <p>Aquífero artesianos (água sob pressão) abaixo da escavação</p>	<p>Potencial para produção de grandes volumes de água. Mesmo pedregulhos bem graduados podem sofrer instabilidades nestes casos. Problemas na construção e manutenção da escavação.</p> <p>Bombeamento direto não é recomendado, pois água pode atingir fundo da escavação com riscos de erosão (<i>piping</i>) e levantamento do fundo da escavação.</p>
Outras condições	Justificativas
<p>Estruturas adjacentes</p> <p>Altas cargas de fundação</p> <p>Taludes verticais</p> <p>Técnica de construção</p>	<p>Bombeamento direto deve ser evitado quando houver perda de finos pelos taludes da escavação com ameaça de danos a estruturas vizinhas.</p> <p>Quando fundação da estrutura a ser construída for prevista para suportar grandes cargas, qualquer perturbação no solo de fundação deve ser evitada.</p> <p>Possibilidade de escorregamento e/ou erosão pela percolação de água se o nível do lençol freático não for rebaixado previamente (pré-drenagem).</p> <p>Emprego de carregadeiras, escavadeiras, caminhões, etc. é prejudicado pelo ambiente úmido característico de instalações de bombeamento direto.</p>

3.2. Ponteiras filtrantes

O sistema de ponteiras filtrantes (*wellpoints*) tem sido utilizado amplamente na construção, sendo de boa eficiência em quase todos os tipos de solo, podendo extrair pequenas quantidades de água em areias finas até dezenas de litros por segundo em areias grossas e pedregulhos. Segundo Powers (2007) este sistema tem bom rendimento para aquíferos com lençol freático pouco profundo e rebaixamento máximo de 5 a 6 m a partir do nível original da água. Quando estes limites necessitarem de ser excedidos pode ser adotado um sistema de ponteiras filtrantes de vários estágios como apresentado na figura 3.2.

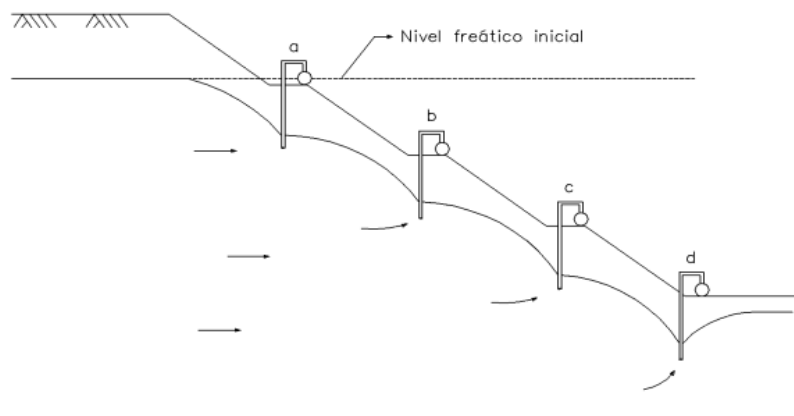


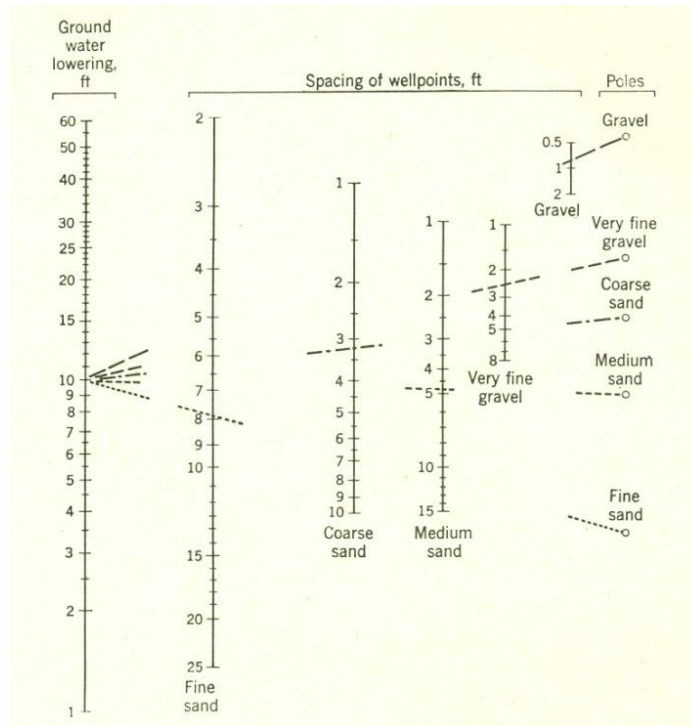
Figura 3.2 – Sistema de ponteiras de múltiplo estágio (Adaptado de Mansur e Kaufman, 1962)

As ponteiras são instaladas ao longo do perímetro da escavação, com espaçamento entre 1m a 4m, dependendo do tipo de solo. Espaçamentos de 3 m são recomendados no caso de solos estratificados ou presença de camadas de argila nos limites do rebaixamento. As ponteiras são construídas com tubos PVC de 1¹/₂ a 2'' de diâmetro, perfurados na extremidade final de 1m, com revestimento de nylon, para evitar entrada de material na tubulação. A remoção de água com a profundidade é limitada em função da capacidade da bomba de vácuo externa empregada no sistema, geralmente com potência entre 15 a 30 HP.

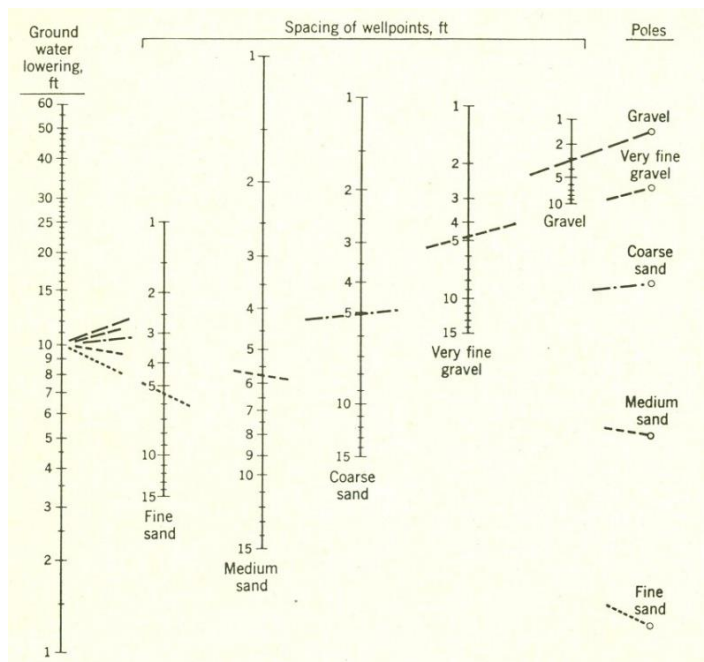
Mansur e Kaufman (1962) apresentaram nomogramas (Figura 3.3) para estimativa do espaçamento entre ponteiras em função do tipo de solo e valor do rebaixamento.

A profundidade de instalação das ponteiras é também função das condições do subsolo e do tipo do aquífero. A figura 3.4 mostra algumas diferentes

situações. Quando uma camada impermeável situar-se próxima ao fundo da escavação, o filtro da ponteira deve ser colocado em contato com esta camada (Figura 3.4b); quando areia grossa ou pedregulho existir em uma camada inferior próxima ao fundo da escavação, a ponteira deverá penetrar essa camada (Figura 3.4c).



a)



b)

Figura 3.3 – Espaçamento recomendável entre ponteiras: a) areia e pedregulho uniforme e limpo, b) areia e pedregulho estratificado. (Mansur e Kaufman, 1962).

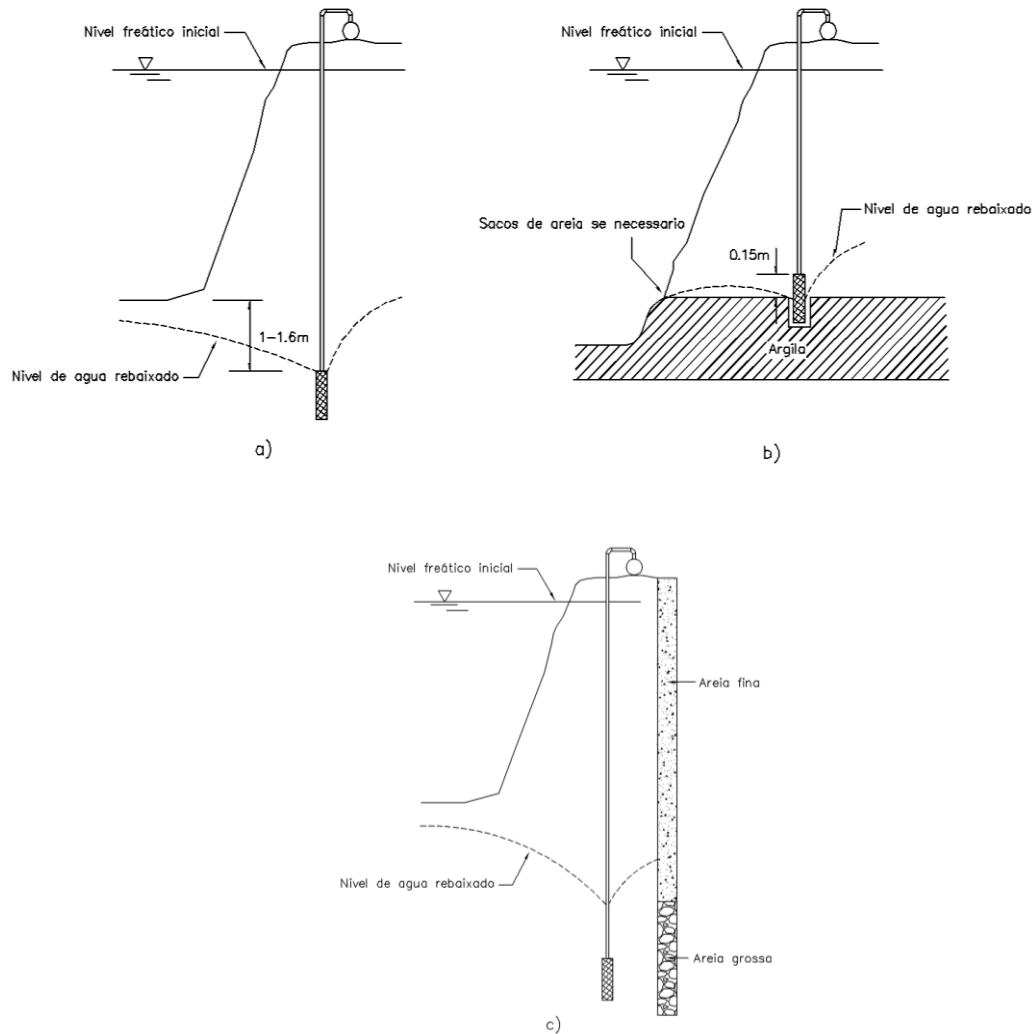


Figura 3.4 – Profundidade recomendável em ponteiros para algumas condições de campo: a) solo granular uniforme; b) camada de argila próxima do fundo da escavação, c) camada de solo grosso subjacente ao fundo da escavação. (Adaptado de Powers, 2007).

Cuidado especial deve ser tomado com entrada de ar no sistema. Isto ocorre quando o nível da água situar-se abaixo da região perfurada no extremo inferior da ponteira, com quantidades excessivas de ar podendo afetar todo o sistema, reduzindo a pressão de sucção e impossibilitando seu funcionamento normal. Uma possível solução é a instalação de válvulas de calibração em algumas ponteiros como apresentado na figura 3.5. Estas válvulas têm como objetivo introduzir uma queda de pressão entre dois medidores de vácuo $V1$ e $V2$. Deve-se efetuar uma regulagem frequente nas ponteiros com este tipo de problema, fechando e abrindo as válvulas até conseguir uma menor entrada de ar no sistema.

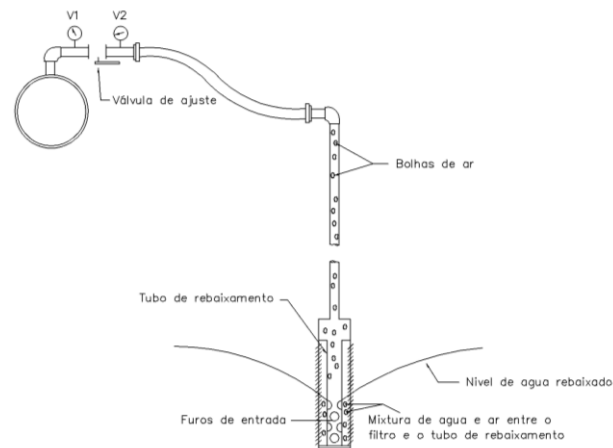


Figura 3.5 – Ponteiras com válvulas de calibração (adaptado de Powers, 2007).

3.3. Sistema de injetores

Este sistema de rebaixamento é constituído por poços com diâmetros entre 250 a 300 mm com profundidade de até 30 m e espaçamento médio entre 5 a 10 m, no interior dos quais se instalam os injetores. O princípio de funcionamento consiste em injetar sob pressão uma quantidade de água através de uma bomba centrífuga na superfície, que atravessa um bico Venturini (Figura 3.6) no fundo do poço e conecta-se a um tubo de retorno, de diâmetro maior. A água de injeção (vazão Q) quando obrigada a passar pela seção estrangulada (bico Venturini) sofre um significativo aumento da velocidade e, portanto, da carga de velocidade $h_v = v^2/2g$. Em consequência, a carga de pressão diminui bruscamente na mesma proporção, pois a carga total do fluido (considerado ideal) deve manter-se constante de acordo com a equação de Bernoulli. Nesta seção estrangulada, a diferença de pressão entre a água injetada e a água do aquífero cria uma sucção que aspira a água externa e a impulsiona para o interior do tubo de retorno com vazão ΔQ . O alargamento posterior da seção do tubo coletor, após o bico Venturini, faz com que a velocidade de fluxo diminua, aumentando novamente a carga de pressão e recalçando a água para níveis mais elevados.

Segundo Powers (2007) um injetor tem capacidade de extração efetiva de água de até 45 l/min. Rebaixamento com injetores é utilizado quando se necessita de rebaixamentos superiores a 4.5m, como alternativa à implantação de ponteiras filtrantes de mais de um estágio. Um arranjo geral do sistema é apresentado na figura 3.7.

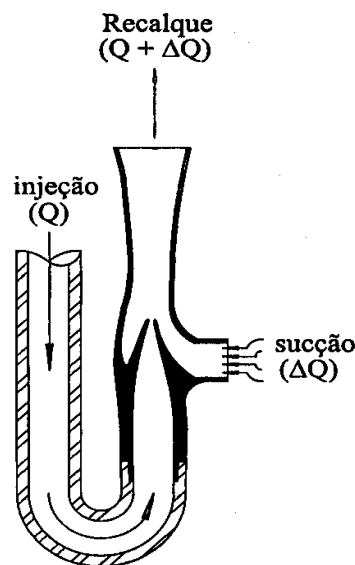


Figura 3.6 – Princípio de funcionamento do bico Venturini (Alonso, 1999)

A eficiência deste sistema é baixa, pelo fato que se geram elevadas perdas entre as mudanças de velocidade de fluxo nos tubos de injeção e de retorno. Uma quantificação da eficiência do sistema deve levar em conta dois componentes principais que são o ejetor e a bomba centrífuga. Na prática o ejetor tem eficiência aproximada $e_e = 25\%$ e uma eficiência aceitável para a bomba situa-se em $e_b = 75\%$. Assim a eficiência teórica e_s do sistema será obtida pela multiplicação das eficiências dos componentes $e_s = e_e * e_b = 18,75\%$

Por estas razões, os seguintes cuidados devem ser tomados na instalação do sistema: a) os ejetores têm que estar completamente submersos, caso contrário eles podem cavitarem e diminuir de rendimento; b) o dimensionamento do bico Venturini costuma ser feito para a condição de fluxo permanente, e se ele não estiver bombeando a vazão para a qual foi preparado, a pressão continuará a mesma, decrescerá o fluxo d'água proveniente do aquífero e o consumo de energia para funcionar o sistema será mantida constante; nesta situação, deve-se providenciar a troca do bico Venturini por outro de menor capacidade de vazão.

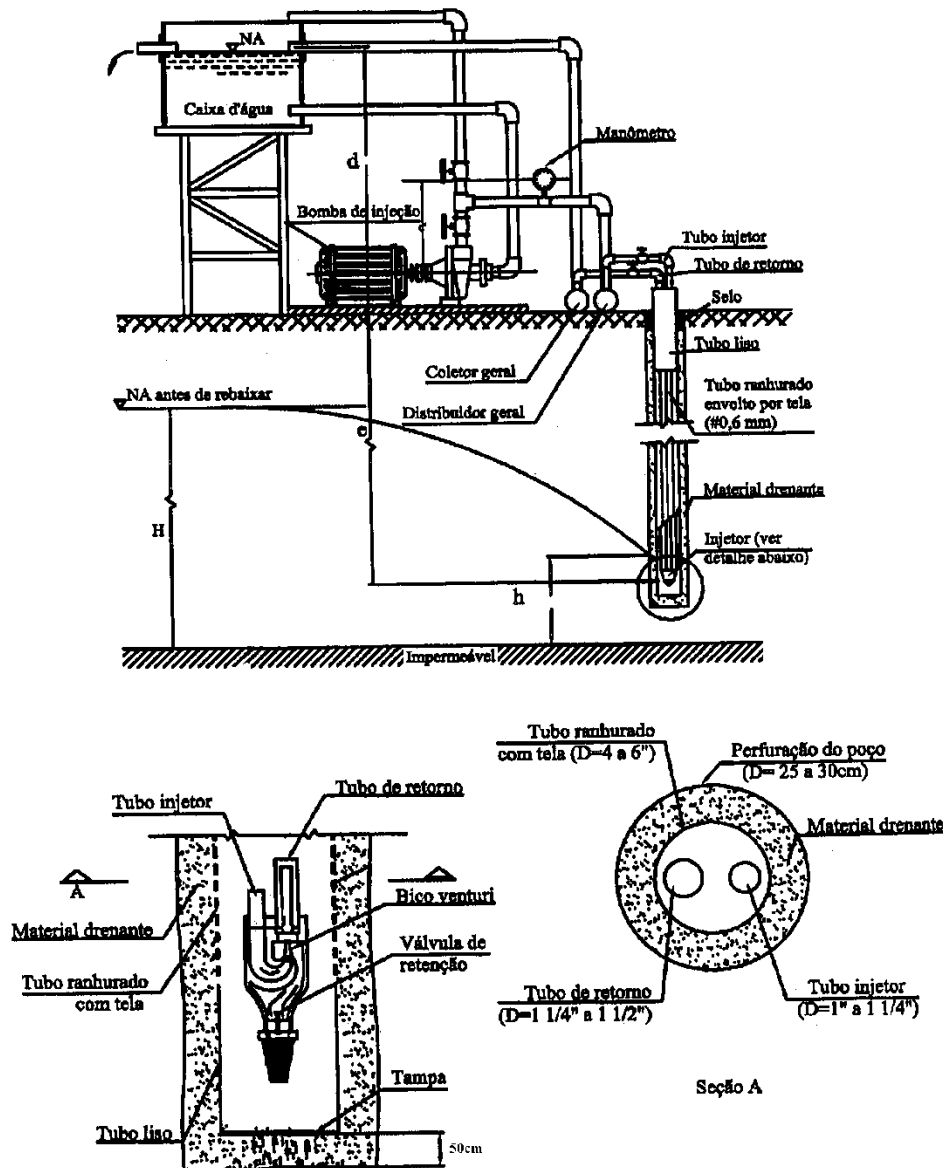


Figura 3.7 – Sistema de rebaixamento com injetores de tubos paralelos (Alonso, 1999).

Segundo Powers (2007), em função dos fatores mencionados, é esperado que o consumo energético para um sistema de injetores seja de três a cinco vezes superior do que um sistema de poços profundos ou de ponteiros filtrantes para atingir os mesmos resultados de rebaixamento em campo.

O sistema de injetores tem outra aplicação com bons resultados em processos de estabilização de solos finos, aproveitando o vácuo gerado pelo injetor, com espaçamentos na faixa de 1,5m a 3 m, sem necessidade de bombear grandes quantidades de água.

3.4. Sistema de poços profundos

Este sistema consiste em poços com diâmetro entre 75 a 600 mm equipados com bombas submersas de eixo vertical, com espaçamento entre 10 a 60m e capacidade de bombeamento de até 100 litros por minuto. Esta técnica é aplicada principalmente em solos com elevada condutividade hidráulica, de onde se espera extrair grandes quantidades de água, em aquíferos profundos que podem variar de 6 a dezenas de metros de espessura. É aconselhável o dimensionamento do poço com 1 m de comprimento a mais, destinando esta região para sedimentação de partículas finas de solo que entrem através do filtro. Pode-se também construir um sistema de rebaixamento misto, composto de poços profundos instalados no perímetro e ponteiras filtrantes no interior da área de trabalho (Figura 3.8). Um arranjo geral do sistema de poço profundo é ilustrado na Figura 3.9.

Este sistema tem custo alto, recomendado apenas para obras de longo período de duração. Durante o período de instalação do sistema, é aconselhável executar ensaios de bombeamento nos poços já construídos, com o objetivo de confirmar parâmetros do aquífero, como os coeficientes de transmissividade e de armazenamento, assim como capacidade de bombeamento do sistema. Se estes valores forem muito diferentes dos assumidos no projeto, podem-se fazer modificações para atingir o rebaixamento desejado. Quando se tem edificações na vizinhança, cuidados especiais devem ser tomados para prevenir a possibilidade de recalques no terreno decorrente da retirada d'água do aquífero.

A construção de cada poço deve levar em conta a instalação de um filtro de areia ou pedregulho com a finalidade de evitar o carreamento de partículas finas do solo, porém com suficiente condutividade hidráulica para permitir o fluxo livre da água para o interior do poço.

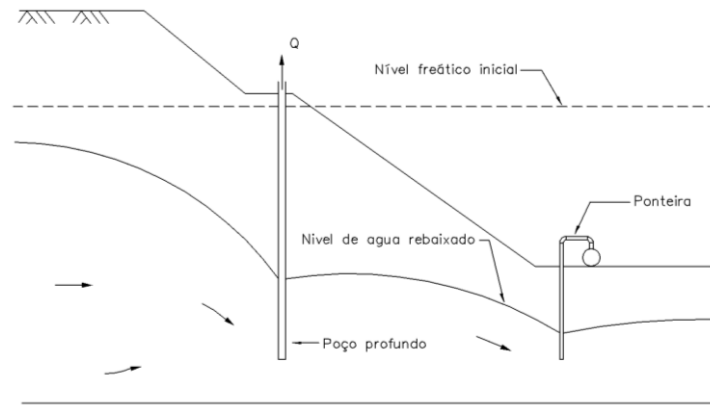


Figura 3.8 – Sistema de rebaixamento composto de poço profundo e ponteira filtrante (Mansur e Kaufman, 1962).

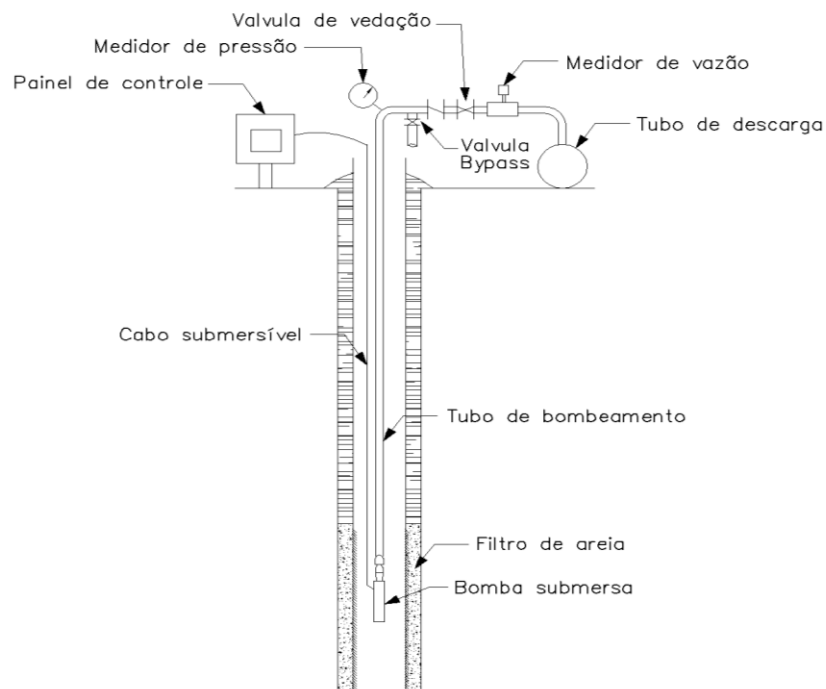


Figura 3.9 – Arranjo básico de poço profundo com bomba submersa. (Adaptado de Powers, 2007).

3.5. Dimensionamento analítico de um sistema de rebaixamento

Um sistema de rebaixamento temporário do lençol freático tem como principal incerteza a vazão que deverá ser extraída do solo para atingir o nível de rebaixamento do lençol freático especificado no projeto geotécnico. A formulação apresentada nesta seção, de natureza analítica, quando utilizada de forma correta e com parâmetros adequados do aquífero pode fornecer boas aproximações desta vazão. Quando não for possível aplicá-las, pelas condições da obra serem muito

diferentes das condições ideais dos modelos teóricos, é então necessário recorrer a uma solução numérica para obtenção de uma estimativa aproximada da vazão.

A principal hipótese que a formulação analítica apresenta é que o sistema encontra-se em regime de fluxo permanente, isto é, não há flutuação da superfície freática com o tempo e o cone de rebaixamento cessa de se expandir.

3.5.1. Método do poço e da cava equivalentes

Na prática um sistema de rebaixamento é um arranjo de poços dispostos de forma circular, retangular ou linear para o caso de escavações de grande comprimento. A dificuldade de analisar a vazão existente em cada poço isoladamente faz com se procure agrupá-los para formar um modelo de único "poço equivalente" ou de única "cava equivalente", no primeiro caso para condições aproximadas de fluxo simétrico e no segundo para fluxo plano.

Exemplos de poço equivalente como raio r_e são apresentados na figura 3.10. No caso de arranjos retangulares (Figura 3.10b) o valor de r_e é determinado assumindo um poço equivalente com a mesma área (Equação 3.1) ou com o mesmo perímetro (Equação 3.2). Ambas as equações produzem boas aproximações quando os poços têm pequeno espaçamento entre si e a relação $a/b < 1,5$.

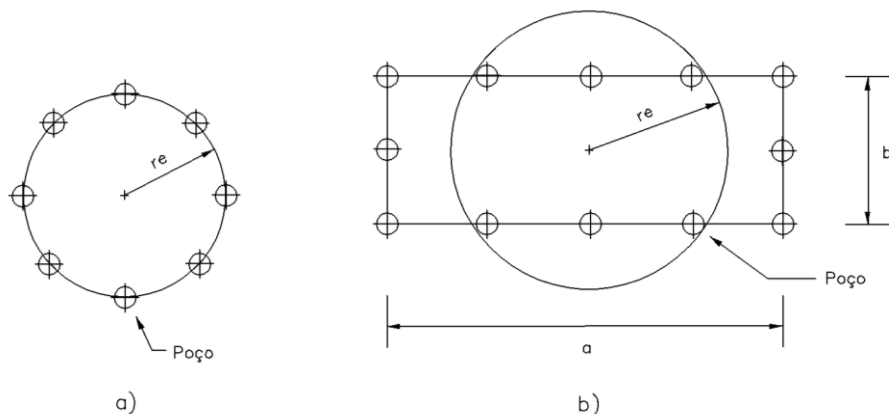


Figura 3.10 – Poço equivalente, a) sistema circular, b) sistema retangular (Powers, 2007).

$$r_e = \sqrt{\frac{ab}{\pi}} \quad (3.1)$$

$$r_e = \frac{a+b}{\pi} \quad (3.2)$$

Num sistema de bombeamento, o raio de influência é definido como a distância até a qual o cone de rebaixamento se expande. Segundo Powers (2007) tem sido observados em projetos raios de influência variando na faixa de 30m a 30km, em função do coeficiente de transmissividade do aquífero, do coeficiente de armazenamento e do tempo de bombeamento. O método mais confiável para sua determinação é uma interpretação do ensaio de bombeamento com o método de Cooper e Jacob (1946) descrito no Capítulo 2.

Uma relação empírica desenvolvida por Sichart e Kryieleis (1930) pode ser utilizada como boa aproximação na determinação de R_0 (Equação 3.3) quando não forem executados ensaios de bombeamento. Neste caso o raio do poço equivalente deve ser incluído no cálculo, embora vários autores não considerem r_e quando seu valor for muito pequeno em relação do raio de influência.

$$R_0 = r_e + 3000(H - h_w)\sqrt{k} \quad (3.3)$$

onde R_0 , r_e e o rebaixamento $s = (H - h_w)$ são expressos em metros e o coeficiente de permeabilidade k em m/s.

Na Tabela 3.2 apresentam-se valores típicos do raio de influência observado em alguns tipos de solos, classificados de acordo com o tamanho das partículas.

Tabela 3.2 – Raio de influência (R_0) segundo o tipo de solo (Jumikis, 1962).

Tipo de solo	Tamanho da partícula (mm)	Raio de Influência R_0 (m)
Pedregulho grosso	>10	> 1500
Pedregulho médio	2 a 10	500 a 1500
Pedregulho fino	1 a 2	400 a 500
Areia grossa	0,5 a 1	200 a 400
Areia média	0,25 a 0,5	100 a 200
Areia fina	0,1 a 0,25	50 a 100
Areia muito fina	0,05 a 0,1	10 a 50
Areia siltosa	0,025 a 0,05	5 a 10

No caso de fluxo plano para a cava equivalente, a distância do centro do sistema até a fonte de recarga linear do aquífero é denominada L_0 , calculada pela equação empírica 3.4:

$$L_0 = 1750(H - h_w)\sqrt{k} \quad (3.4)$$

com L_0 e o rebaixamento $(H - h_w)$ em m, k em m/s.

De acordo com Powers (2007), uma fonte linear tem a mesma influência na recarga do aquífero do que uma fonte circular com o dobro da distância, i.e.

$$R_0 = 2L_0 \quad (3.5)$$

As equações 3.4 e 3.5 fornecem resultados similares para o valor da distância à fonte linear (L_0).

3.5.2. Fluxo radial para poço em aquífero confinado

Considere um poço totalmente penetrante num aquífero confinado de espessura b , extensão lateral infinita e coeficiente de permeabilidade k . A vazão Q para a situação de fluxo permanente relaciona-se com o rebaixamento $s = H - h_w$ diretamente pela equação 2.34 do método de Thiem (1906):

$$s = (H - h_w) = \frac{Q}{2\pi kb} \ln\left(\frac{R_0}{r_e}\right) \quad (3.6)$$

3.5.3. Fluxo radial para poço em aquífero não confinado

Com base no método de Thiem (1906) para o caso de fluxo permanente em ensaios de bombeamento em aquífero não confinado,

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R_0}{r_e}\right)} \quad (3.7)$$

onde r_e representa o raio do poço equivalente.

O valor da carga hidráulica h na superfície freática a uma distância r medida do centro do poço pode ser determinado pela equação 3.8, desde que $r > H$, i.e. a coordenada radial deve ser superior à espessura saturada do aquífero antes do bombeamento.

$$h = \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln\left(\frac{R_0}{r}\right)} \quad (3.8)$$

Para casos onde $r < H$, Powers (2007) recomenda uma modelagem numérica, principalmente quando o nível do lençol freático for rebaixado muito próximo da base do aquífero.

3.5.4. Fluxo radial para poço em aquífero misto

Frequentemente em escavações é necessário, além do rebaixamento do nível freático no aquífero não confinado superior, efetuar uma redução na carga de pressão do aquífero confinado inferior com objetivo de evitar a ocorrência de ruptura hidráulica na base da escavação. A figura 3.11 mostra o caso de um poço de bombeamento utilizado para esta dupla finalidade.

A vazão necessária para atingir um determinado rebaixamento pode ser calculada pela equação 3.9, onde r_w representa o raio do poço de bombeamento.

$$Q = \frac{\pi k(2bH - b^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)} \quad (3.9)$$

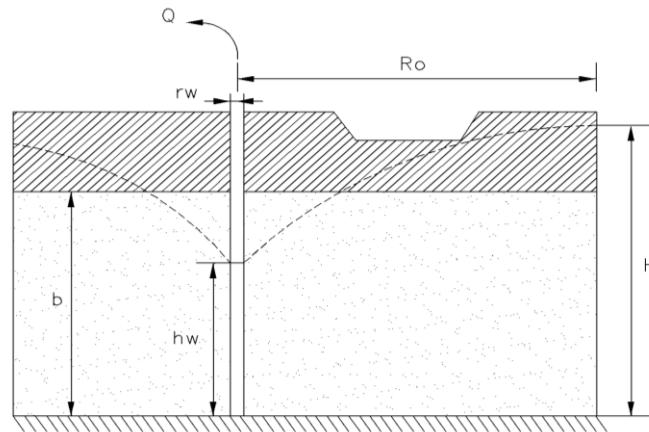


Figura 3.11 – Fluxo radial para poço com redução da pressão do aquífero (adaptado de Powers, 2007).

3.5.5. Fluxo de uma fonte linear para cava equivalente

As equações 3.10 e 3.11 apresentam o cálculo da vazão por unidade de comprimento para uma cava considerando uma única fonte linear para os casos de aquífero confinado e não confinado, respectivamente.

$$Q = \frac{kbx(H-h_w)}{L} \quad (3.10)$$

$$Q = \frac{kx(H^2-h_w^2)}{2L} \quad (3.11)$$

3.5.6. Resumo da formulação analítica

As tabelas 3.3 e 3.4 resumem a formulação analítica disponível para cálculo da vazão em aquíferos granulares, homogêneos e isotrópicos, confinados ou não, considerando poços total ou parcialmente penetrantes.

Tabela 3.3 – Formulação analítica para poço equivalente (Cashman e Preene, 2001).

Caso	Esquema	Formulação
Poço totalmente penetrante, aquífero confinado, contorno de recarga circular na distância R_0		$Q = \frac{2\pi kb(H-h_w)}{\ln\left(\frac{R_0}{r_e}\right)}$
Poço totalmente penetrante, aquífero confinado, contorno de recarga linear na distância L_0		$Q = \frac{2\pi kb(H-h_w)}{\ln\left(\frac{2L_0}{r_e}\right)}$
Poço totalmente penetrante, aquífero não confinado, contorno de recarga circular na distância R_0		$Q = \frac{\pi k(H^2-h_w^2)}{\ln\left(\frac{R_0}{r_e}\right)}$

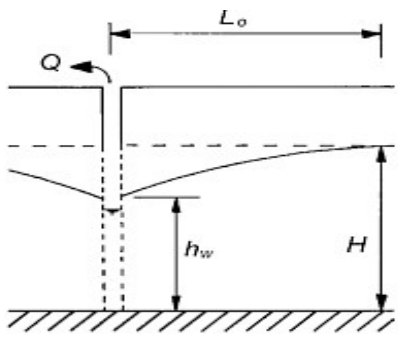
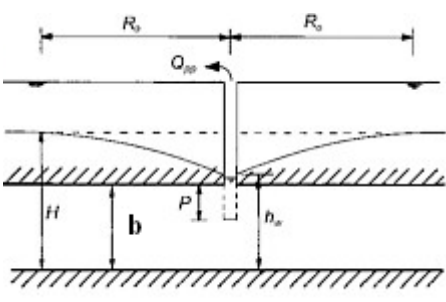
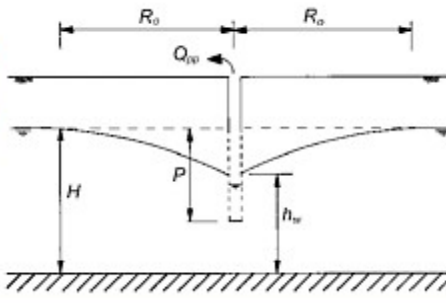
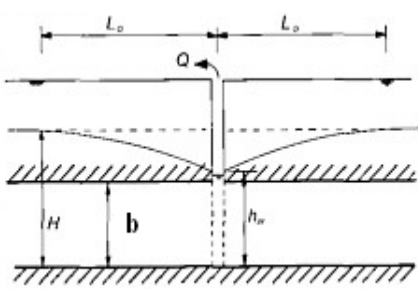
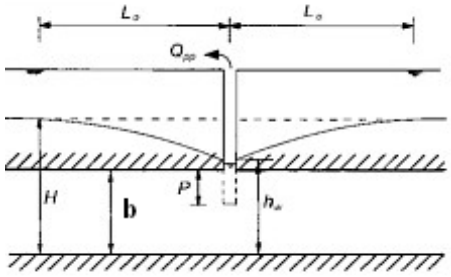
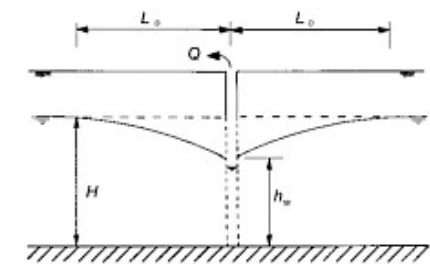
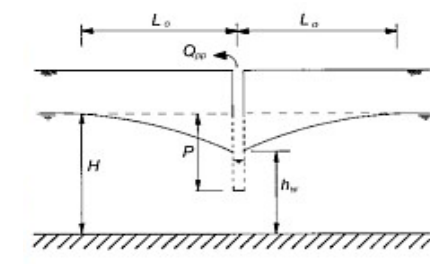
<p>Poço totalmente penetrante, aquífero não confinado, contorno de recarga linear na distância L_0</p>		$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{2L_0}{r_e}\right)}$
<p>Poço parcialmente penetrante, aquífero confinado, contorno de recarga circular na distância R_0</p>		$Q_{pp} = BQ_{tp}$ <p>B da Fig. 3.11</p> <p><i>pp</i> = poço parcialmente penetrante. <i>pt</i> = totalmente penetrante</p>
<p>Poço parcialmente penetrante, aquífero não confinado, contorno de recarga circular na distância R_0</p>		$Q_{pp} = BQ_{tp}$ <p>B da Fig. 3.12</p> <p><i>pp</i> = parcialmente penetrante. <i>pt</i> = totalmente penetrante</p>

Tabela 3.4 – Formulação analítica para cava equivalente (Cashman e Preene, 2001).

Caso	Esquema	Formulação
<p>Cava totalmente penetrante, aquífero confinado, contorno de recarga linear em ambos os lados.</p>		$Q = \frac{2kbx(H - h_w)}{L_0}$

Cava parcialmente penetrante, aquífero confinado, contorno de recarga linear em ambos os lados.		$Q = \frac{2kbx(H - h_w)}{L_0 + \lambda b}$ <p>λ da Fig. 3.13</p>
Cava totalmente penetrante, aquífero não confinado, contorno de recarga linear em ambos os lados.		$Q = \frac{kx(H^2 - h_w^2)}{L_0}$
Cava parcialmente penetrante, aquífero não confinado, contorno de recarga linear em ambos os lados.		$Q = \left(0.73 + 0.23 \frac{P}{H}\right) \frac{kx(H^2 - h_w^2)}{L_0}$

onde Q é a vazão sendo bombeada, b a espessura do aquífero confinado, H e h_w são os níveis da água antes e após o rebaixamento, R_0 e L_0 são o raio de influência e a distância de recarga linear respectivamente, B um fator de influência para poço parcialmente penetrante e P a profundidade na qual o poço penetra no aquífero.

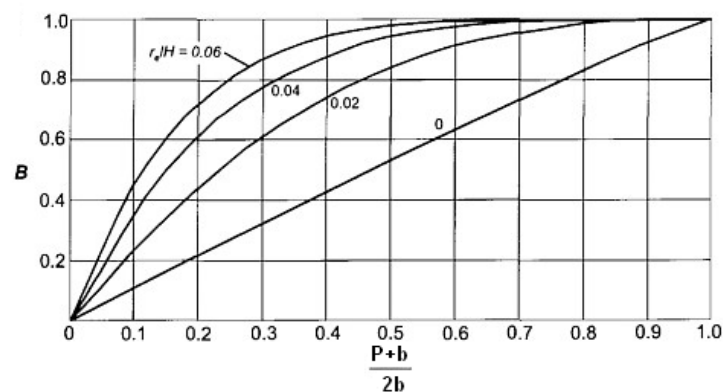


Figura 3.12 – Fator B para poços parcialmente penetrantes aquífero confinado (Mansur e Kaufman, 1962).

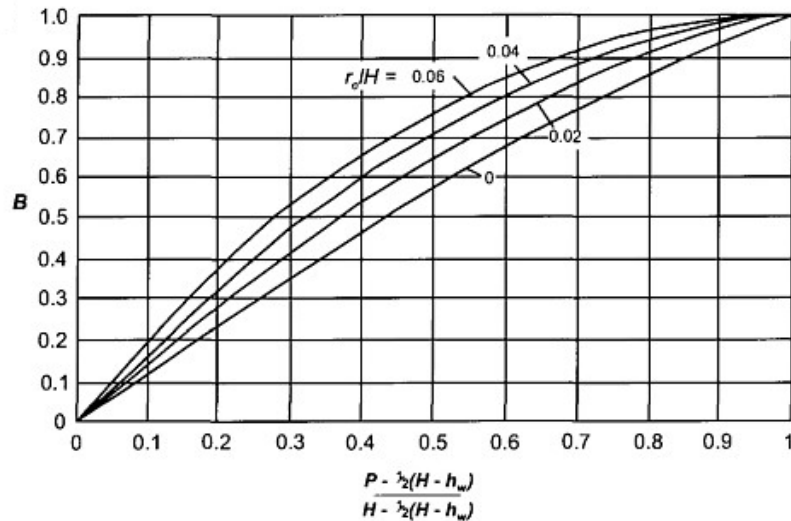


Figura 3.13 – Fator B para poços parcialmente penetrantes em aquífero não confinado (Mansur e Kaufman, 1962).

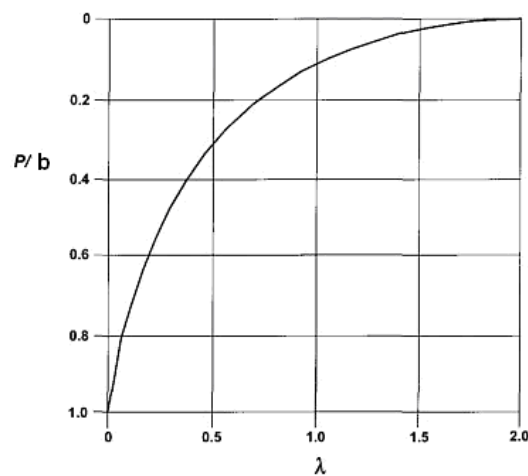


Figura 3.14 – Fator λ para cavas parcialmente penetrantes em aquífero confinado (Mansur e Kaufman, 1962).

Quando uma escavação apresentar uma relação a/b muito maior do que 1.5 (Figura 3.10) um modelo de fluxo combinado pode ser concebido, considerando situação de fluxo linear na parte central e fluxo radial nos extremos, como ilustrado na figura 3.15.

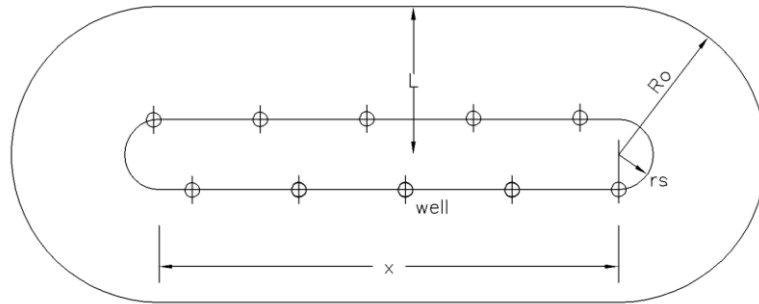


Figura 3.15 – Análise aproximada de um sistema de poços com fluxo radial e linear combinados (Adaptado de Powers, 2007).

No caso de aquífero confinado a equação 3.12 é obtida pela superposição das soluções das equações. 3.6 e 3.10, enquanto que para aquífero não confinado a equação 3.13 é obtida pela superposição das soluções das equações. 3.7 e 3.11.

$$Q = \frac{2\pi kb(H-h_w)}{\ln\left(\frac{R_0}{r_e}\right)} + 2 \left[\frac{xkb(H-h_w)}{L_0} \right] \quad (3.12)$$

$$Q = \frac{\pi k(H^2-h_w^2)}{\ln\left(\frac{R_0}{r_e}\right)} + 2 \left[\frac{xk(H^2-h_w^2)}{2L_0} \right] \quad (3.13)$$

4

Modelagens numéricas de aferição

Neste capítulo apresentam-se duas análises numéricas pelo método dos elementos finitos, utilizando o programa Plaxis 2D/3D, de casos de rebaixamento temporário do lençol freático reportados por Jin et al. (2011) e Powrie e Preene (1997), com o objetivo de comparar a modelagem numérica com as soluções publicadas na literatura.

4.1.

Rebaixamento do lençol freático com a técnica DSI

No trabalho de Jin et al. (2011) apresenta-se um método de rebaixamento do lençol freático que combina processos de extração e injeção d'água em um mesmo poço em aquífero granular não confinado.

A técnica convencional de rebaixamento consiste em bombear a água para a superfície do terreno, por meio de um ou mais poços, e posteriormente descarregá-la em corpos hídricos (lagos, rios, ...) ou reinjetá-la no subsolo. Este processo pode levar a problemas ambientais causados pela eventual contaminação da água subterrânea durante o ciclo ou pela ocorrência de recalques do terreno devido a uma demasiada extração. Outro procedimento denominado DSI - *Düsenauginfiltration* ou *Nozzle-Suction-Infiltration* na terminologia de língua inglesa (Wils, 2010) baseia-se na reinjeção da água para uma zona inferior do aquífero utilizando o mesmo poço de bombeamento, assim evitando a possibilidade de poluição da água subterrânea quando levada desnecessariamente à superfície. A água é extraída da parte superior do poço e reinjetada pela parte inferior (Figura 4.1). Segundo Jin et al. (2011), nas proximidades do ponto de injeção, a elevação da poropressão cria uma barreira hidráulica que impede o fluxo de água entre os segmentos de extração e de reinjeção.

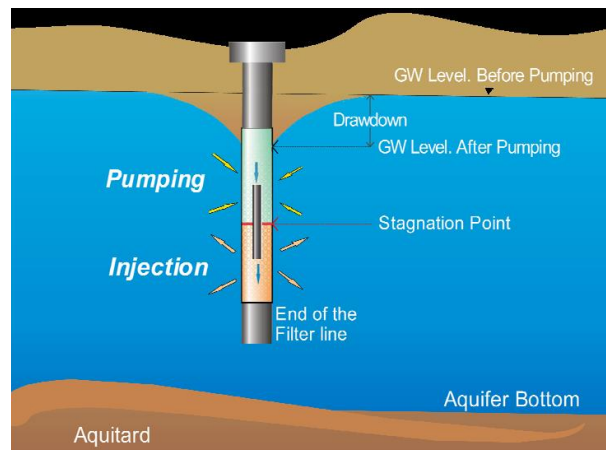


Figura 4.1 – Poço no sistema DSI com regiões de extração e reinjeção de água (Holzbecher et al. 2011)

4.1.1. Modelo de elementos finitos

A malha de elementos finitos tem dimensões 30m x 30m no plano horizontal e 20 m de espessura, ao longo do eixo z . Um único poço totalmente penetrante até profundidade de 20 m foi considerado, localizado no centro da geometria em aquífero não confinado (coeficiente de permeabilidade $k = 1 \times 10^{-3}$ m/s e porosidade $n = 0.25$), dividido em dois segmentos. Com o segmento superior de 5 m de comprimento (Figura 4.2) foi simulado o bombeamento até a carga hidráulica no poço, medida a partir da base do aquífero, atingir o valor mínimo $h_{min} = 15$ m, enquanto que no segmento inferior de comprimento 1m simulou-se a reinjeção da água. A malha de elementos finitos é formada por 125.793 elementos tetraédricos de 15 nós para representação do aquífero, enquanto que o poço foi simulado pela ferramenta disponível no programa Plaxis 3D. O nível inicial do lençol freático situa-se no topo do aquífero. A base do aquífero foi considerada impermeável e nos contornos laterais foram mantidos os valores de carga hidráulica da condição hidrostática inicial.

Nesta forma, para estabelecer comparações com o modelo implementado por Jin et al. (2011) foram realizadas variações de parâmetros como: vazões de infiltração e bombeamento, profundidade de infiltração da água no aquífero, variação de condutividade hidráulica e consideração de anisotropia no solo.

Na primeira análise considerou-se a infiltração de água ocorrendo na porção final inferior do poço num comprimento de 1 m, variando o valor desde vazão de infiltração nula até ($Q_{extração} = Q_{infiltração} = 40 \text{ m}^3/\text{h}$). Em todos os estágios foram

determinadas as posições do rebaixamento do lençol freático, na condição de fluxo permanente, com base nos valores de carga hidráulica computados nos pontos de controle detalhados na figura 4.2. A Figura 4.3a mostra a evolução do rebaixamento na medida em que as vazões de extração e reinjeção foram variadas. Na mesma forma analisou-se a influência da profundidade de infiltração de água no aquífero não confinado, variando-a desde 8 m até 20 m medidos desde o topo do modelo, na Figura 4.3b apresentam-se estes resultados.

Finalmente, nas figuras 4.3c e 4.3d apresentam-se resultados no modelo, tanto para variações isotrópicas da condutividade hidráulica quanto para consideração de anisotropia no aquífero.

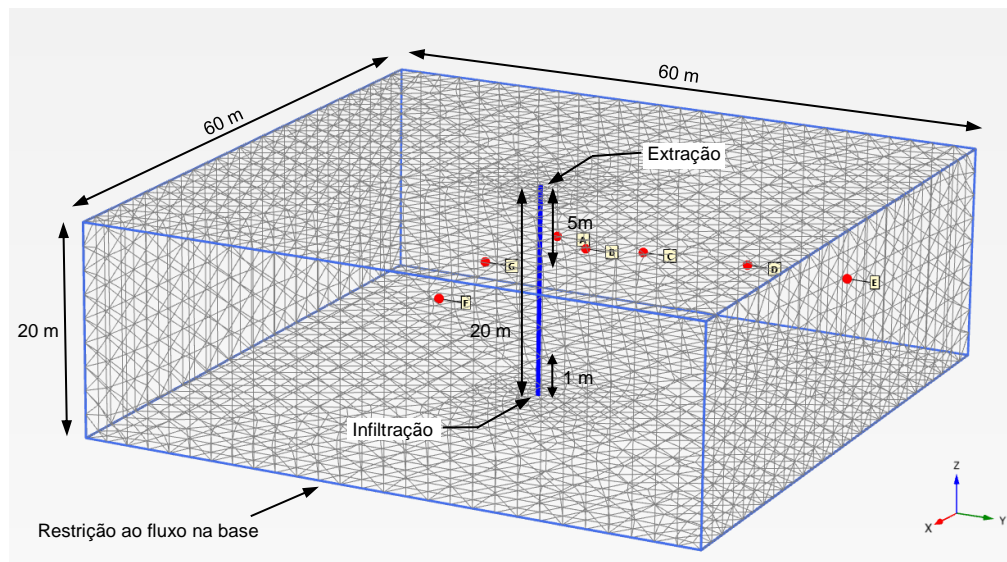
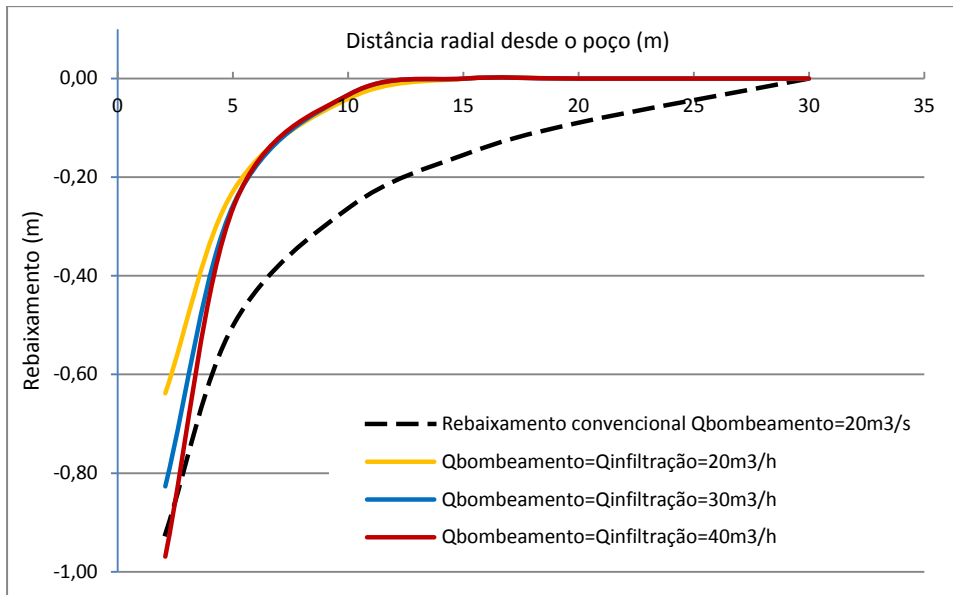
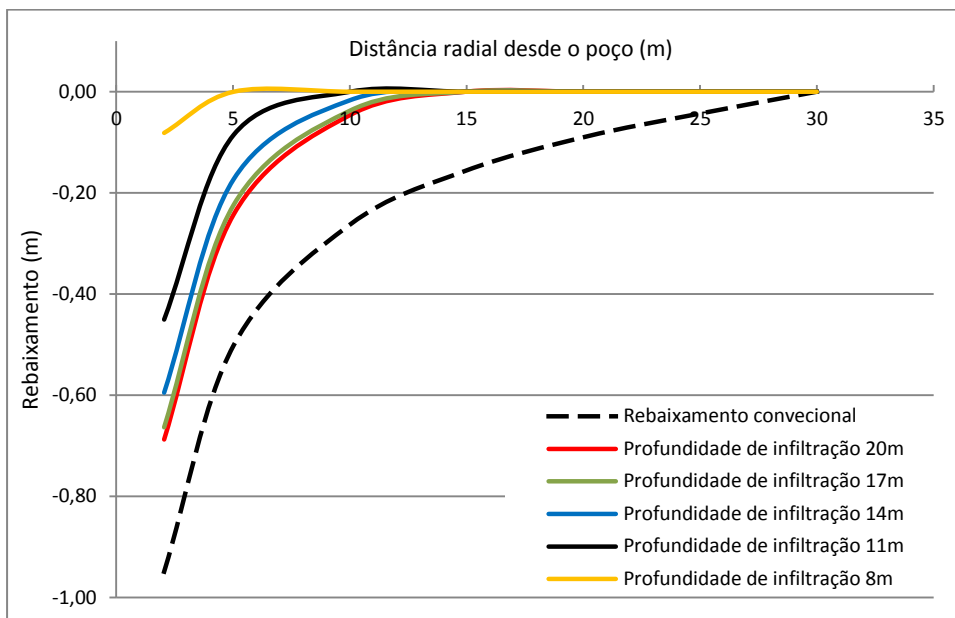


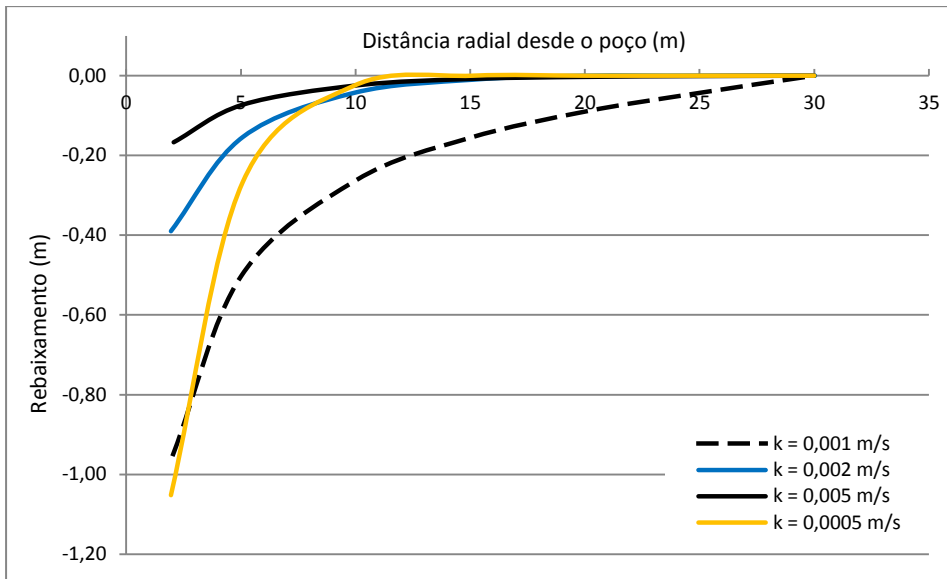
Figura 4.2 – Malha de elementos finitos, poço de bombeamento e pontos de controle dos resultados de carga hidráulica.



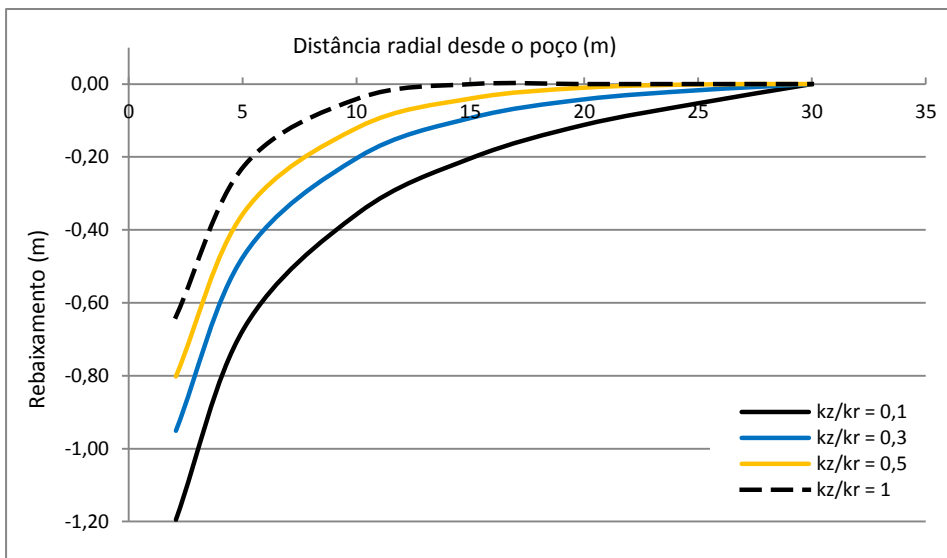
a)



b)



c)



d)

Figura 4.3 – Evolução do rebaixamento com variação de: a) vazão extração e infiltração; b) profundidade de infiltração; c) condutividade hidráulica saturada k ; d) anisotropia do solo ($k_v \neq k_h$).

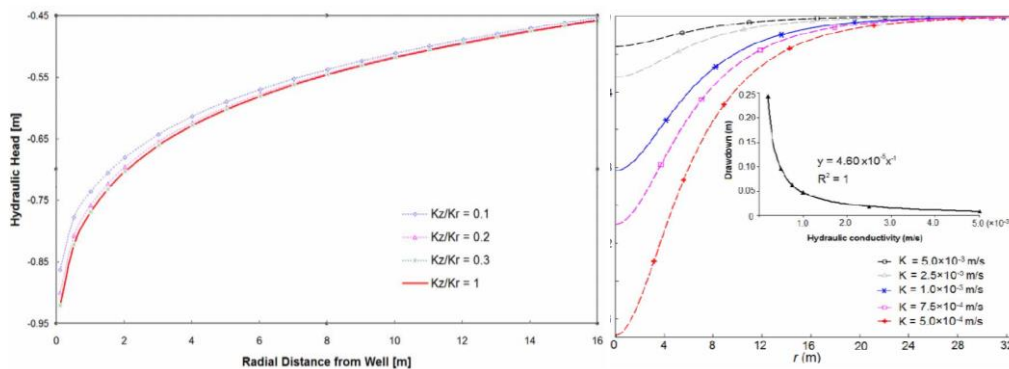


Figura 4.4 – Resultados DSI obtidos por Jin (2014) com variação de k e anisotropia do solo.

4.1.2. Análise dos resultados

Da modelagem numérica efetuada observa-se, que na medida em que as vazões de infiltração/bombeamento são incrementadas (Figura 4.3a) atinge-se maior rebaixamento na área próxima do poço, da mesma forma vê-se uma menor extensão do cone de rebaixamento em comparação com a simulação do bombeamento convencional ($Q_{\text{infiltração}}$ nula).

Com a variação da profundidade de injeção de água no aquífero (Figura 4.3b), como era de se esperar, a maior profundidade atinge-se maior rebaixamento, enquanto que a extensão do cone de rebaixamento continua sendo inferior em comparação com o bombeamento convencional.

Na variação isotrópica da condutividade hidráulica (Figura 4.3c) aprecia-se que os valores de rebaixamento foram maiores quando considerada menor condutividade hidráulica, sem embargo a extensão do cone de rebaixamento é aproximadamente a metade em comparação com o processo convencional de bombeamento. Finalmente da consideração de anisotropia (Figura 4.3d), conclui-se que para relações de condutividade hidráulica vertical e radial ($k_z/k_r < 1$) produziram-se, logicamente, maiores valores de rebaixamento e maior extensão do cone em comparação com o meio poroso isotrópico. Os valores decorrentes de todas as simulações acima referidas apresentaram similitude com os obtidos por Jin (2014) que são apresentados na Figura 4.4.

Outras possibilidades de modelagens poderiam ser examinadas como a consideração da influência da estratificação do aquífero, visto que na zona de reinjeção o fluxo é predominantemente horizontal, ou que as zonas de extração e reinjeção apresentassem diferentes propriedades hidráulicas ou, em último caso, representassem dois diferentes aquíferos. O problema com esta última hipótese é que normas e regulamentações para aproveitamento de água subterrânea proíbem a conexão entre dois diferentes aquíferos.

4.2. Comparação com soluções analíticas de poço e cava equivalentes

A formulação analítica apresentada nas tabelas 3.3 e 3.4 para condição de fluxo permanente é frequentemente utilizada para determinação da vazão em projetos de rebaixamento temporário do lençol freático. Dependendo da configuração geométrica da escavação adota-se a situação de poço (fluxo axissimétrico) ou cava (fluxo plano) equivalentes. O objetivo da modelagem numérica a ser aqui apresentada é verificar as diferenças entre valores de vazão determinados com a formulação analítica e soluções numéricas aproximadas (2D e 3D) obtidas pelo método dos elementos finitos, na situação de aquífero confinado.

Uma malha genérica tridimensional de elementos finitos tetraédricos de 15 nós está mostrada na Figura 4.5, apresentando na região central o arranjo do sistema de bombeamento distribuído ao longo do perímetro do retângulo de dimensões $a \times b$.

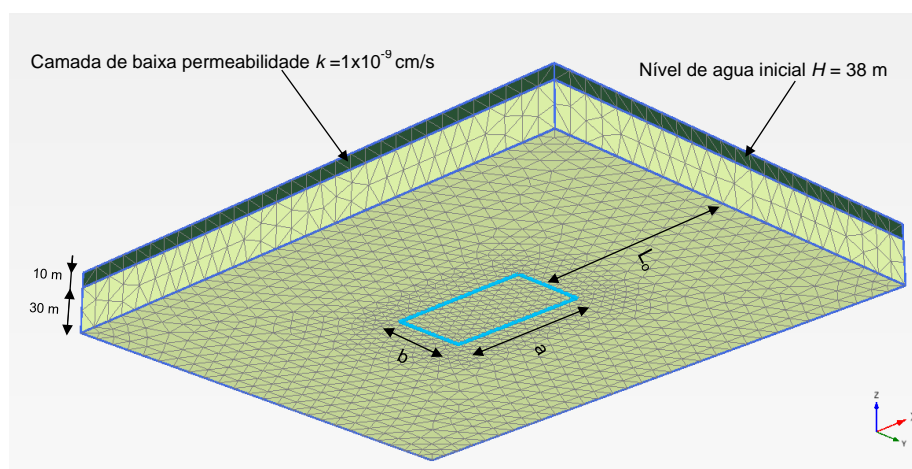


Figura 4.5 – Malha genérica de elementos finitos para análises 3D do rebaixamento do lençol freático.

Para cada análise variou-se as dimensões do sistema de bombeamento (sendo que a malha foi refinada nesta região), variando a configuração da malha quanto ao número de nós e elementos. Para efetuar a simulação do aquífero confinado gerou-se na parte superior uma camada confinante de solo de permeabilidade significativamente baixa ($k = 1 \times 10^{-9}$ cm/s). O nível inicial de água foi situado na profundidade de 2 m desde o topo da primeira camada (Figura 4.6).

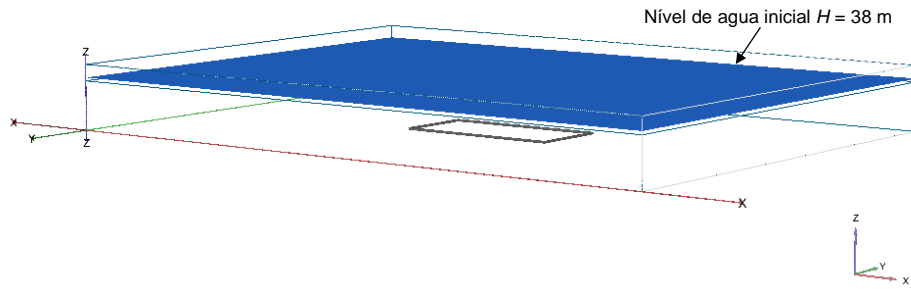


Figura 4.6 – Modelo 3D nível freático inicial.

4.2.1. Aquífero confinado com fluxo predominantemente plano

Para uma escavação retangular com comprimento a maior do que a largura b ($a > b$) e fonte de recarga próxima, o fluxo pode ser considerado predominantemente plano com contribuição de parcela de fluxo radial nos cantos da escavação (Figura 4.7a), gerado por poço circular ali localizado com raio $b/2$. A vazão Q pode ser determinada analiticamente pela equação 4.1,

$$Q = 2kD(H - h_w) \left[\frac{a}{L_0} + \frac{\pi}{\ln\left(\frac{2L_0}{b}\right)} \right] \quad (4.1)$$

onde D representa a espessura do aquífero confinado, $(H - h_w)$ o rebaixamento da carga hidráulica no interior do poço, k o coeficiente de permeabilidade e L_0 a distância à fonte de recarga.

Se o comprimento a da escavação for muito maior do que a sua largura b ($a \gg b$) então a equação 4.1 pode ser simplificada, considerando-se somente a contribuição da parcela de fluxo plano.

$$Q = 2kD(H - h_w) \left(\frac{a}{L_0} \right) \quad (4.2)$$

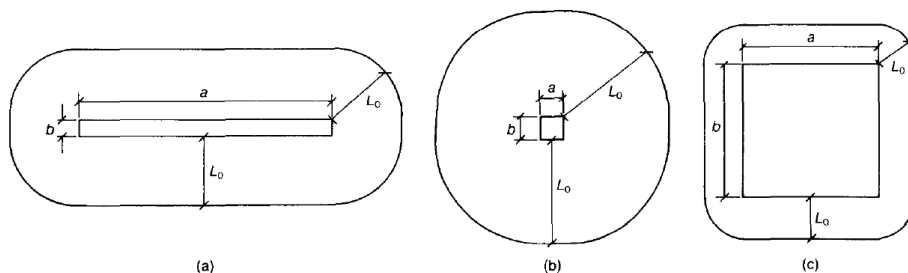


Figura 4.7 – Configurações dos regimes de fluxo: a) fluxo predominantemente plano; b) fluxo radial com fonte de recarga distante; c) combinação de fluxo plano e radial (Powrie e Preene, 1997).

Neste exemplo, o coeficiente de permeabilidade do aquífero confinado de espessura $D = 30\text{m}$ foi $k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$. Os valores da razão comprimento / largura da escavação foram assumidos $a/b = 10, 20, 50$ mantendo-se constante à distância à fonte de recarga $L_o = 50 \text{ m}$ e com uma variação da carga hidráulica no interior da cava equivalente de $(H - h_w) = 5 \text{ m}$.

Os resultados de vazão obtidos da formulação analítica (Q) foram comparados na figura 4.8 com os valores numéricos (Q_{ef}) computados pelo programa Plaxis 3D em modelo de elementos finitos. As condições de contorno foram impostas em termos de carga hidráulica constante ($H = 38\text{m}$) nos contornos laterais do modelo e restrição ao fluxo na base, considerando-se a camada de solo de baixa permeabilidade colocada na parte superior o fluxo não foi restrito nesta região do modelo.

Da figura 4.8 observa-se que levando em conta a parcela do fluxo radial nas extremidades da escavação (Equação 4.1) a formulação analítica tende a superestimar a vazão em relação àquela obtida pelo método dos elementos finitos principalmente para valores da distância relativa da fonte de recarga $L_o/a > 0.1$, com tendência de crescimento da relação Q/Q_{ef} praticamente igual para os três casos de configuração da escavação $a/b = 10, 20, 50$ analisados.

Na mesma figura também se observa que para a hipótese de fluxo plano (Equação 4.2) a formulação analítica superestima a vazão moderadamente (em relação ao método dos Elementos Finitos) entre 20% para $L_o/a = 0,01$, até aproximadamente 50%, para $L_o/a = 0,1$, mantendo-se quase constante até $L_o/a = 1$. Percebe-se também que quanto mais distante estiver a fonte de recarga da escavação (maiores valores de L_o/a) maior é a influência da geometria da escavação (relação a/b) na hipótese de fluxo plano.

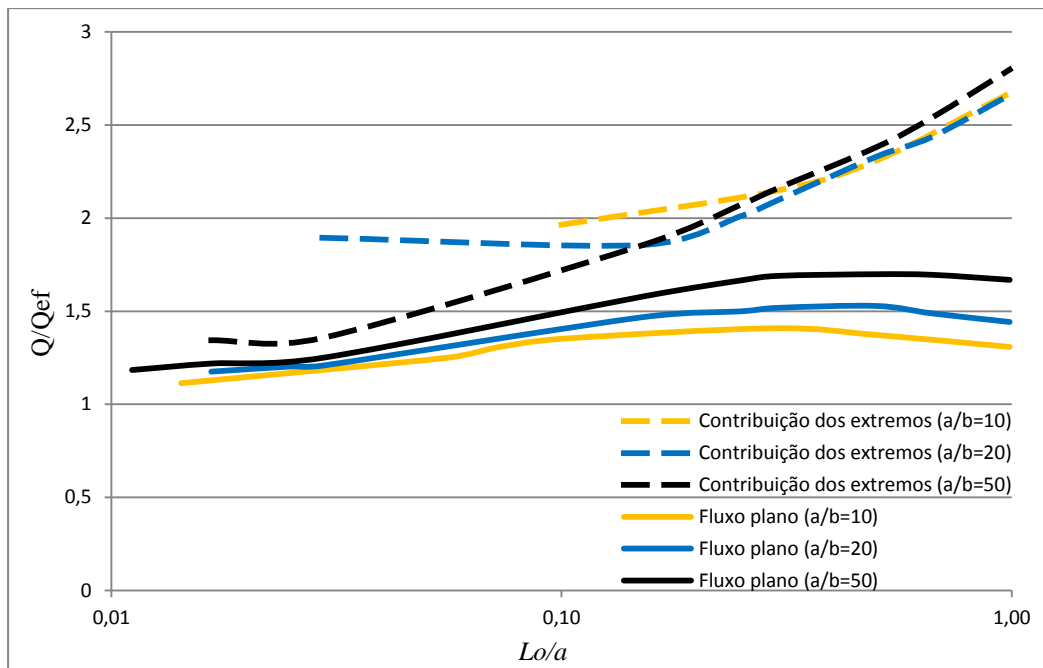
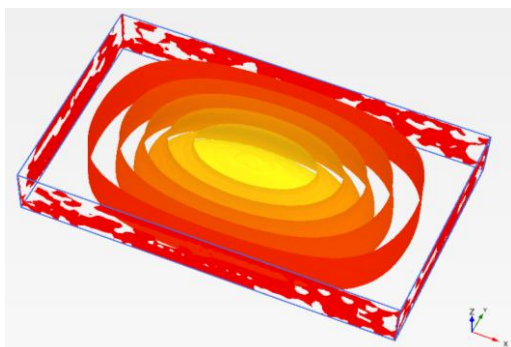
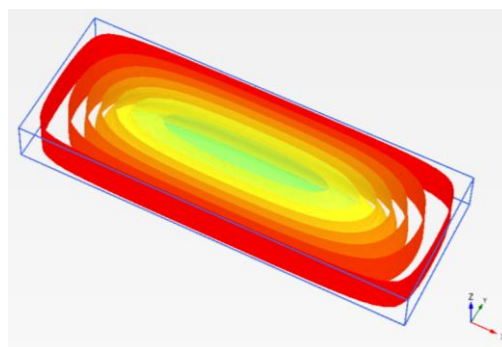


Figura 4.8 – Variação da vazão calculada utilizando formulação analítica (Q) e o método dos elementos finitos 3D (Q_{ef}) com a distância relativa (L_o/a) da fonte de recarga para valores $a/b = 10$, 20 e 50.

Com respeito aos resultados numéricos na simulação 3D mostrados na Figura 4.9 para geometria retangular de razão $a/b = 20$, confirma-se que as condições de fluxo tornam-se gradualmente 2D para os casos onde diminui a razão L_o/a , i.e. não basta apenas considerar que condições de fluxo plano se estabeleçam unicamente em função da geometria da escavação pois a proximidade da fonte de recarga exerce influência determinante no padrão de fluxo durante o rebaixamento.



a)



b)

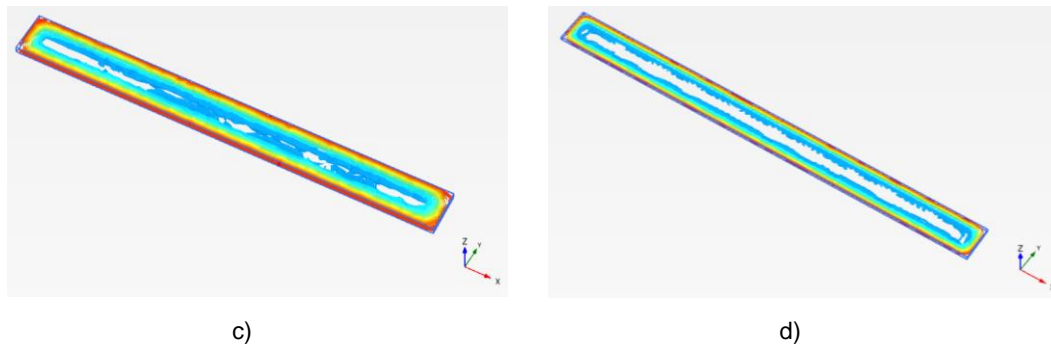


Figura 4.9 – Fluxo 3D em aquífero confinado, relação $a/b = 20$ e fonte de recarga próxima ($L_o = 50\text{m}$): a) $a = 75\text{m}$, $b = 3.75\text{m}$; b) $a = 200\text{m}$, $b = 10\text{m}$; c) $a = 1900\text{m}$, $b = 95\text{m}$; d) $a = 3000\text{m}$, $b = 150\text{m}$.

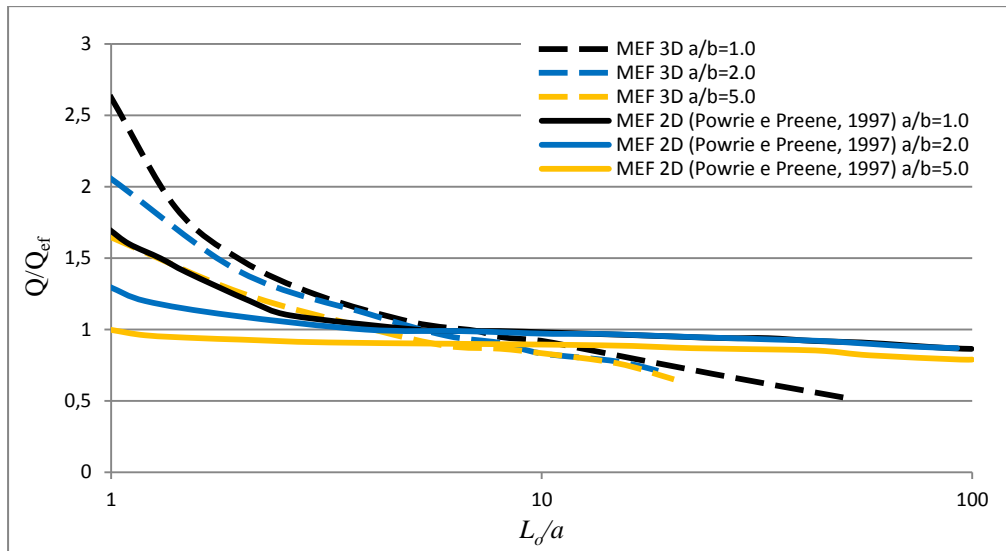
4.2.2. Aquífero confinado com fluxo predominantemente radial

Para uma escavação retangular com dimensões $a \times b$ de tamanhos semelhantes e fonte de recarga relativamente distante (Figura 4.7b) em um aquífero confinado de espessura $D = 30\text{m}$, o fluxo torna-se essencialmente radial e o problema pode ser analisado como um poço circular de raio equivalente. Assim a vazão pode ser estimada utilizando a formulação de Thiem (1906),

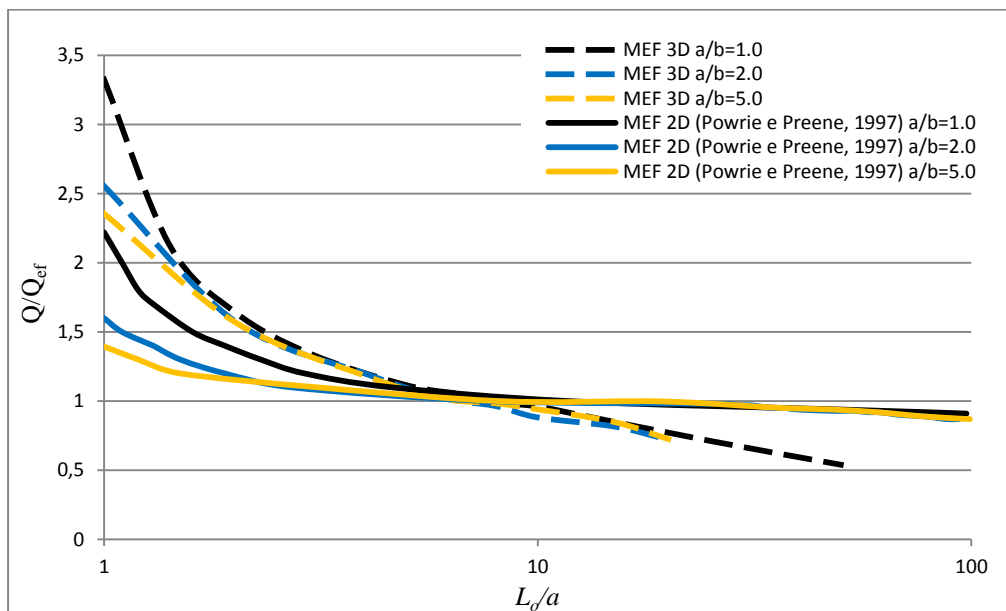
$$Q = \frac{2\pi kD(H-h_w)}{\ln\left(\frac{L_o}{r_e}\right)} \quad (4.3)$$

Nesta análise manteve-se constante a variação da carga hidráulica no interior do poço equivalente de $(H - h_w) = 5\text{ m}$, enquanto que para cada relação das dimensões da escavação ($a/b = 1, 2, 5$) a distância à fonte de recarga (L_o) foi variada segundo $a \leq L_o \leq 20a$.

Como apresentado no Capítulo 3, o raio do poço equivalente (r_e) pode ser calculado em duas formas: em função da área da escavação (Equação 3.1), ou levando em conta o perímetro da escavação (Equação 3.2). A Figura 4.10 apresenta uma comparação dos valores de vazão (Q) calculados com formulação analítica para cada alternativa de raio equivalente mencionada acima, e pelo método dos elementos finitos em análises 2D (Powrie e Preene, 1997) e 3D (presente pesquisa). Os resultados são apresentados normalizados em relação aos valores numéricos (Q_{ef}).



a)



b)

Figura 4.10 – Comparação das vazões para uma escavação retangular com fonte de recarga L_o distante, utilizando elementos finitos (2D e 3D) e formulação analítica do poço de raio equivalente r_e : a) calculado com base na área equivalente $r_e = \sqrt{ab/\pi}$; b) calculado com base no perímetro equivalente $r_e = (a + b)/\pi$.

Powrie e Preene (1997) consideraram que a formulação analítica com raio baseado no perímetro equivalente (linha contínua na Figura 4.10b) é a que mais se aproxima dos resultados numéricos 2D para valores de $L_o > 5a$, assim como é formulação que produz maior semelhança entre as trajetórias Q/Q_{ef} para diferentes valores da geometria da escavação a/b . No entanto, para valores na faixa $2a < L_o < 5a$ as melhores aproximações foram obtidas com a formulação analítica com

raio do poço equivalente baseado na igualdade de áreas, enquanto que para valores de $L_o < 2a$ a formulação analítica sobrestima a vazão em mais do 100% para ambas as configurações de raio equivalente.

Na modelagem numérica 3D da presente pesquisa, observa-se que a solução analítica aproxima a solução numérica apenas no intervalo $7a < L_o < 10a$, com subestimativas de vazão para valores de $L_o > 10a$ e superestimativas para valores de $L_o < 7a$. A influência do método de cálculo do raio equivalente é praticamente irrelevante e a geometria da escavação ($1 \leq a/b \leq 5$) mostrou alguma influência apenas para valores $L_o < 5a$, i.e. apenas quando o contorno de recarga L_o se aproxima suficientemente da escavação.

4.2.3. Aquífero confinado com fluxo plano e radial

Para uma escavação retangular com fonte de recarga próxima (Figura 4.7c) pode ocorrer fluxo plano associado a fluxo radial nos cantos da escavação, como já mencionado na seção 4.2.1. Cedergren (1989) sugeriu as seguintes equações que modificam, respectivamente, as equações 4.1 e 4.2 anteriormente apresentadas:

$$Q = 2kD(H - h_w) \left[\frac{a+b}{L_o} + \pi \right] \quad (4.4)$$

$$Q = 2kD(H - h_w) \left[\frac{a+b}{L_o} \right] \quad (4.5)$$

onde D novamente representa a espessura do aquífero confinado. A equação 4.4 inclui efeitos de fluxo radial enquanto que a equação 4.5 os despreza.

A Figura 4.11 mostra a variação com a distância normalizada da fonte de recarga L_o/a da razão entre as vazões computadas com a formulação analítica (Q) (Equações 4.4 e 4.5) em análises 3D pelo método dos elementos finitos (Q_{ef}) com o programa computacional Plaxis 3D. Da mesma forma das análises anteriores considerou-se $(H - h_w) = 5\text{m}$, enquanto que para a geometria da escavação retangular foram considerados os valores $a/b = 1, 2, 5$ e a distância do contorno de recarga foi variada no intervalo $0,1a < L_o < 10a$.

Da Figura 4.11 observa-se que:

- Para valores de $L_o/a < 0,2$ as diferenças entre os resultados calculados pelas equações 4.4 e 4.5 são muito significativas, indicando que o fluxo é predominantemente plano;
- À medida que a distância normalizada L_o/a do contorno de recarga aumenta, diminui os valores de vazão calculados pela equação 4.5 indicando que o fluxo torna-se predominantemente radial;
- No caso da hipótese de fluxo plano (Equação 4.5) a influência da geometria da escavação a/b foi menor do que no caso de fluxo plano e radial combinados (Equação 4.4);
- Ambas as equações superestimam os valores de vazão para $L_o/a < 1$;
- Para $L_o/a > 1$, a hipótese de fluxo plano e radial combinados fornece valores de vazão com erro relativo da ordem de +150%.

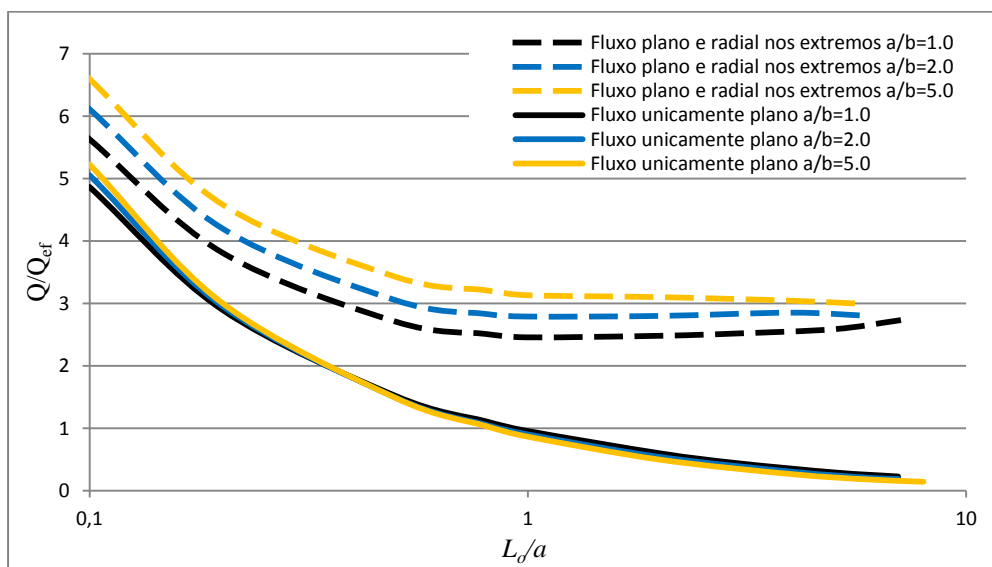


Figura 4.11 – Comparação entre valores de vazão calculados por formulação analítica e método dos elementos finitos em análises 3D.

Os resultados numéricos obtidos da modelagem pelo método dos elementos finitos são apresentados na figura 4.12 onde se observa que à medida que a fonte de recarga se afasta em relação à escavação o fluxo torna-se gradativamente mais radial. É importante levar em conta a influência desta distância porque muitas vezes o engenheiro raciocina em termos da predominância de fluxo radial ou plano considerando apenas a geometria da escavação o que, conforme mostrado nestes dois exemplos aqui estudados, não é possível nem verdadeiro.

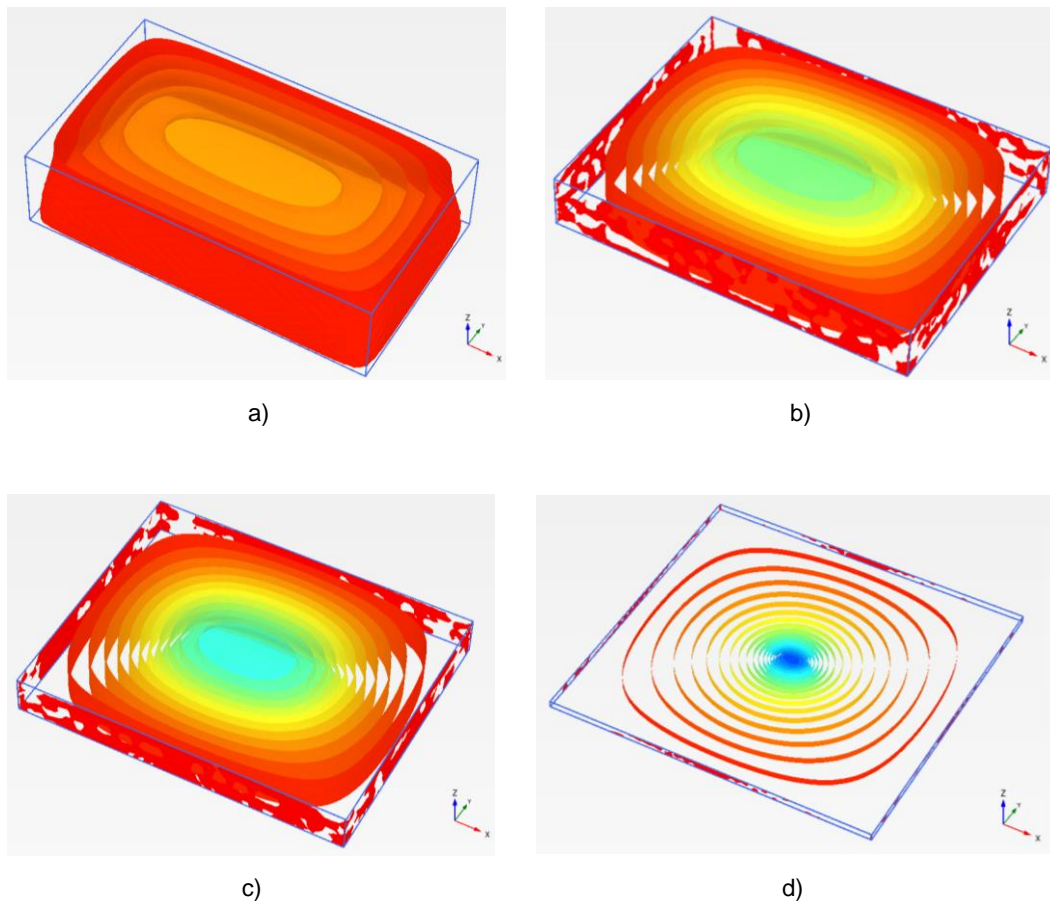


Figura 4.12 – Fluxo em escavação retangular com geometria $a/b = 2$ e distância variável à fonte de recarga em aquífero confinado: a) $L_o = 10$ m; b) $L_o = 50$ m; c) $L_o = 80$ m; d) $L_o = 700$ m.

5 Estudo de casos

5.1. Shopping Brooklin

5.1.1. Descrição da obra

O Shopping Brooklin foi construído na cidade de São Paulo, localizado na Rua Califórnia em um terreno com as seguintes dimensões: comprimento $a = 46$ m, largura $b = 16$ m, área total $A = 736 \text{ m}^2$, configuração geométrica $a/b = 2.875$. As sondagens geotécnicas no terreno foram feitas até atingir uma profundidade de 19 m, indicando estratificação do subsolo em duas camadas, uma argila arenosa muito mole até a profundidade de 3 m, seguida por areia pouco siltosa, pouco compacta a compacta, de cor cinza, até a profundidade de 19 m. O lençol freático foi encontrado a 3 m da superfície.

No projeto estrutural foi considerada a construção das fundações na profundidade de 6,5 m, necessitando-se de um rebaixamento do nível do lençol freático de 3,5 m a partir do seu nível original.

Levando em conta que o rebaixamento é relativamente pequeno, adotou-se em campo um sistema de ponteiros filtrantes de único estagio distribuídas ao longo do perímetro do terreno, espaçadas a cada 2 m, somando um total de 62 ponteiros. A vazão total necessária para produzir o rebaixamento foi de $Q = 0,0156 \text{ m}^3/\text{s}$, monitorada em campo.

5.1.2. Solução analítica com poço equivalente

A hipótese de que a totalidade do sistema de rebaixamento construído em campo possa ser representada por um poço equivalente de grande raio é técnica efetiva para sistemas de poços com pequeno espaçamento, de acordo com Powers (2007). Com base na equação 3.7,

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R_o}{r_e}\right)} \quad (5.1)$$

$$r_e = \sqrt{\frac{ab}{\pi}} = \sqrt{\frac{46 \times 16}{\pi}} = 15.3 \text{ m} \quad (5.2)$$

$$R_o = 3000(H - h_w)\sqrt{k} \quad (5.3)$$

onde $Q = 0.0156 \text{ m}^3/\text{s}$, carga hidráulica antes do rebaixamento $H = 16 \text{ m}$, medida a partir da profundidade máxima das sondagens geotécnicas ($z = 19 \text{ m}$), o coeficiente de permeabilidade para uma areia siltosa situa-se entre 2×10^{-5} a $5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ (Velloso, 1977; Huertas, 2006), nesta análise foi assumido $k = 3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$. Assim inserindo a equação 5.3 na equação 5.1 e resolvendo-a mediante o método da Bissecção, resulta,

$$h_w = 14,8 \text{ m} \quad (5.4)$$

Neste caso o rebaixamento do lençol freático determinado com base no poço de raio equivalente ($s = H - h_w = 1.2 \text{ m}$) é insuficiente para a construção das fundações do projeto.

Outra possibilidade a considerar, para escavações com relação $a/b > 1.5$ é combinar solução analítica de fluxo plano para a região central da escavação com fluxo radial nos cantos, conforme discutido no capítulo 3. Com base na equação 3.13,

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R_o}{r_e}\right)} + 2 \left[\frac{xk(H^2 - h_w^2)}{2L_o} \right] \quad (5.5)$$

onde $Q = 0.0156 \text{ m}^3/\text{s}$, $k = 3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, $H = 16 \text{ m}$, $x = 46 \text{ m}$, $r_e = 15.3 \text{ m}$, $R_o = 3000(H - h_w)\sqrt{k}$. Segundo Powers (2007), uma fonte linear produzirá a mesma recarga do que uma fonte circular situada no dobro da distância, i.e. $R_o = 2L_o$.

Resolvendo-se a Eq. 5.5 mediante o método da Bissecção obtém-se $h_w = 14,5 \text{ m}$ que também é insuficiente em termos do rebaixamento temporário necessário especificado no projeto de engenharia.

5.1.3. Solução numérica aproximada 2D

O problema foi analisado numericamente mediante o método dos elementos finitos em condição de fluxo permanente plano e axissimétrico utilizando o programa Plaxis 2D v. 2012.1.

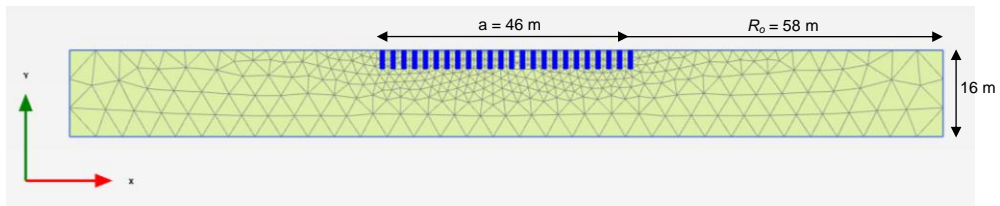
Como o nível do lençol freático situa-se a 3m de profundidade e a camada superficial de argila arenosa muito mole também tem espessura de 3m, esta não foi considerada na discretização. O coeficiente de permeabilidade saturado da areia pouco siltosa entre as profundidades de 3 m a 19 m foi $k = 3 \times 10^{-5}$ m/s (Velloso, 1977; Huertas 2006).

Duas seções foram consideradas na modelagem de fluxo plano, mostradas na figura 5.1, discretizadas com elementos finitos triangulares de quarta ordem com 15 pontos nodais: (a) seção ao longo do comprimento do terreno (162 m x 16 m) com 793 elementos; (b) seção ao longo da largura do terreno (132 m x 16 m) composta de 651 elementos.

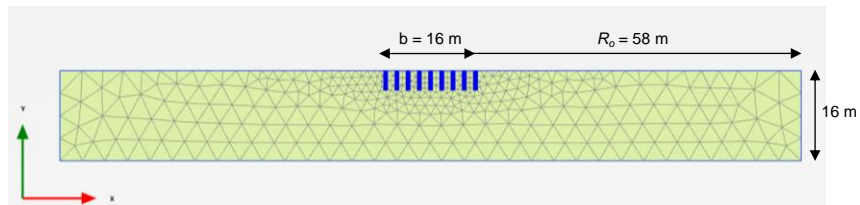
As ponteiras foram espaçadas em campo a cada 2 m e atingiram a profundidade de 3.5 m abaixo da posição inicial do aquífero (topo da discretização). Na seção da figura 5.1a foram consideradas 24 ponteiras (ao longo dos 46 m de comprimento do terreno) enquanto que na seção da figura 5.1b foram incluídas 9 ponteiras (ao longo dos 16 m de largura do terreno).

A vazão para cada ponteira foi determinada na base da vazão total de campo, dividida pelo número de ponteiras no plano analisado, o que corresponde a $Q_{ponteira} = 0.0156 / 24 = 6.5 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ para seção da figura 5.1a e $Q_{ponteira} = 0.0156 / 9 = 17.3 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ para a seção da figura 5.1b. Em ambas a base do modelo foi admitida impermeável e nos contornos laterais foram impostos valores de carga hidráulica hidrostática de 16 m contados a partir do nível de referência situado na base da malha.

Dos resultados obtidos com a análise numérica 2D, ilustrados na figura 5.2, conclui-se que foi possível rebaixar o nível do lençol freático até a profundidade de 6,0 m abaixo da superfície do terreno, muito próximo do valor necessário para a execução das fundações do empreendimento.

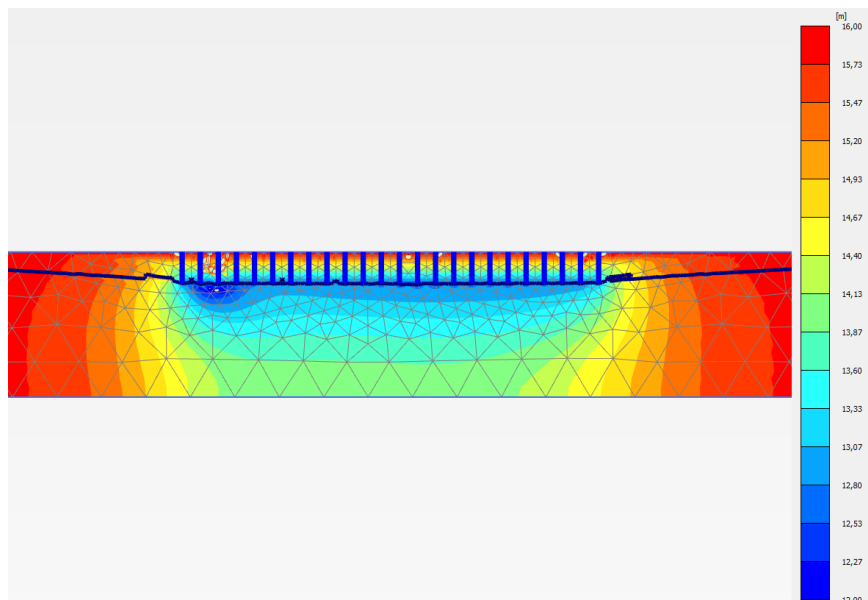


a)

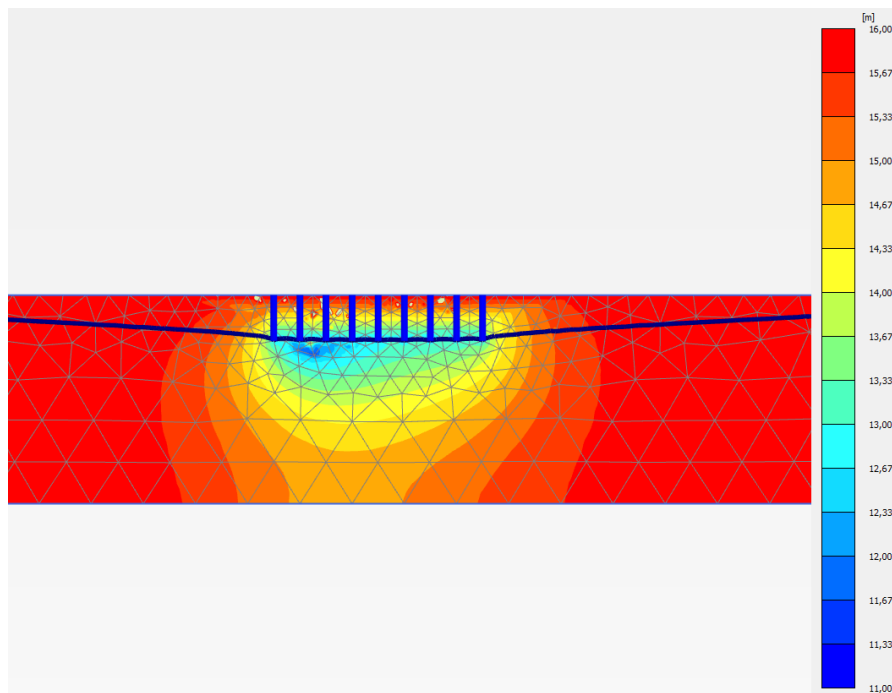


b)

Figura 5.1 – Malha de elementos finitos: (a) ao longo do comprimento do terreno; (b) ao longo da largura do terreno.



a)



b)

Figura 5.2 – Posição final do nível do lençol freático: (a) ao longo do comprimento do terreno; (b) ao longo da largura do terreno.

O modelo axissimétrico conformado por 687 elementos finitos triangulares de quarta ordem, onde as condições de contorno foram impostas em termos de restrição ao fluxo no eixo de axissimetria e carga hidráulica constante ($H = 16$ m) nos contornos laterais é apresentado na figura a seguir.

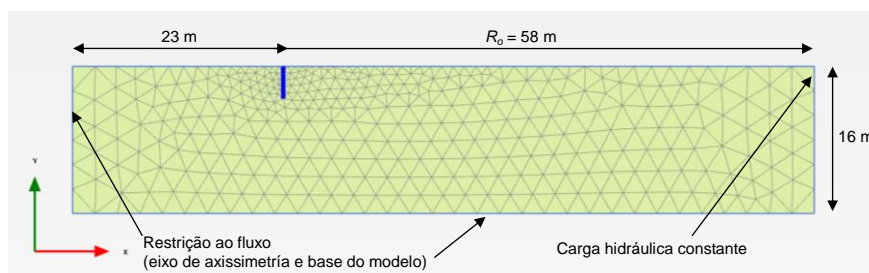


Figura 5.3 – Malha de elementos finitos análise axissimétrica.

Simulado o fluxo, foi registrado um valor de rebaixamento no eixo de axissimetria (metade da escavação) de $s = 2,0$ m, insuficiente para a execução do projeto. O resultado é apresentado na figura 5.4.

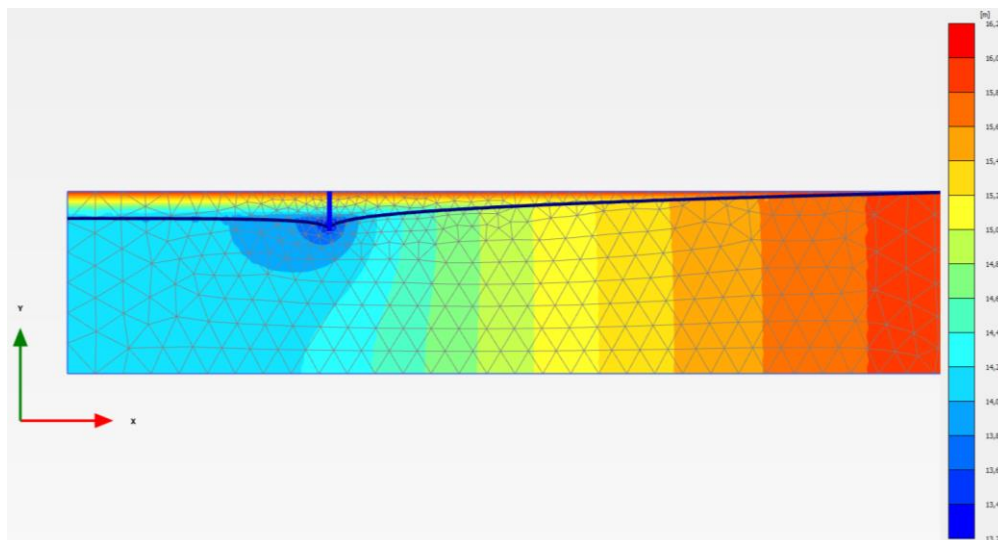


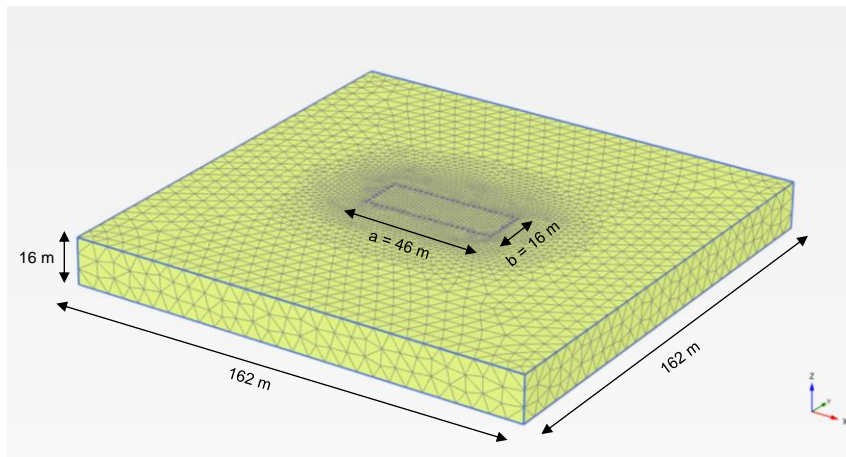
Figura 5.4 – Posição final do nível do lençol freático modelo axissimétrico.

5.1.4. Solução numérica aproximada 3D

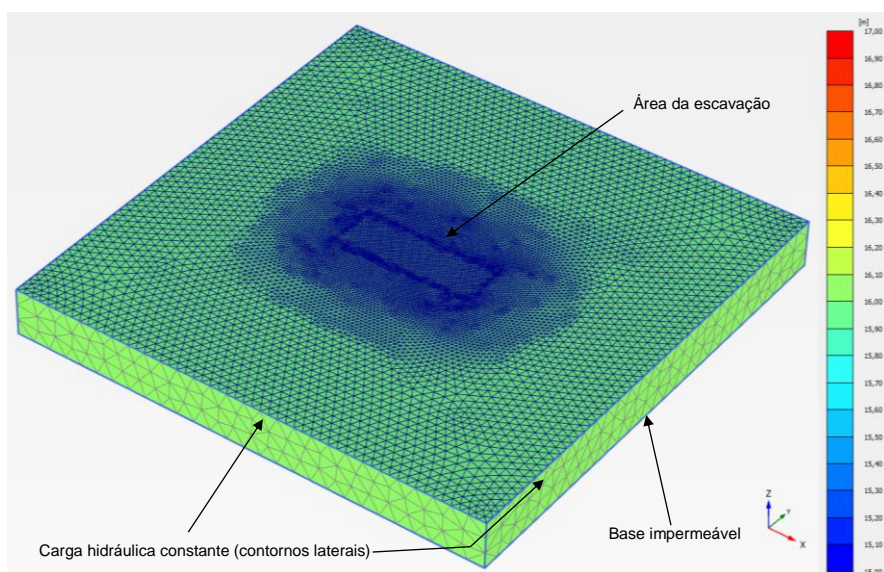
Uma análise numérica tridimensional foi realizada com a malha de elementos finitos mostrada na figura 5.5 (a), com dimensões horizontais de 162 m e vertical de 16 m, contendo 53109 elementos tetraédricos de 15 nós. A condição de contorno nas faces laterais foi prescrita em termos de carga hidráulica constante de 16 m e consideração de superfície impermeável na base do modelo (Figura 5.5b).

O total de ponteiros distribuídas ao longo do perímetro da escavação (46 m x 16 m) foi 62, com espaçamento a cada 2 m, profundidade de 6.5 m abaixo da superfície do terreno e vazão individual $Q_{\text{ponteira}} = 0.0156 / 62 = 2.516 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$.

A distribuição das cargas hidráulicas na área da escavação após o rebaixamento estão mostradas nas três seções das figuras 5.6 a 5.8. O valor do rebaixamento do lençol freático foi $s = 2.3 \text{ m}$, inferior ao atingido em campo de 3.5 m, e uma das possíveis explicações desta discordância pode ser o coeficiente de permeabilidade ($k = 3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$), um valor conservador para um maciço de areia pouco siltosa, conforme sugerem os dados apresentados na figura 5.9.



a)



b)

Figura 5.5 – Modelo 3D para análise do rebaixamento do lençol freático no Shopping Brooklin – SP: (a) malha de elementos finitos; (b) distribuição de cargas hidráulicas antes do rebaixamento.

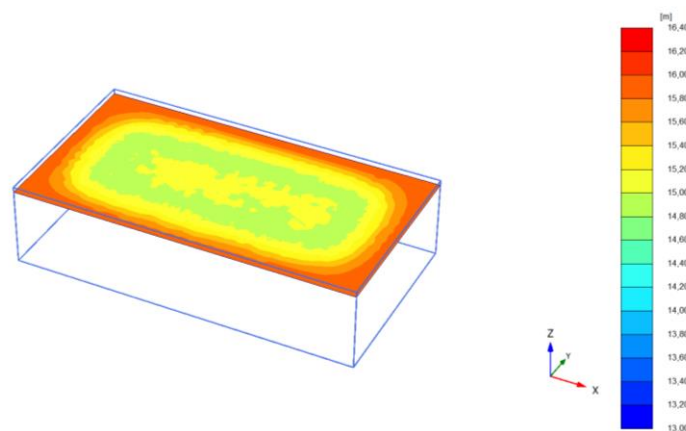


Figura 5.6 – Distribuição das cargas hidráulicas na área da escavação no plano horizontal situado na profundidade $z = 3\text{m}$ (correspondente ao topo da malha).

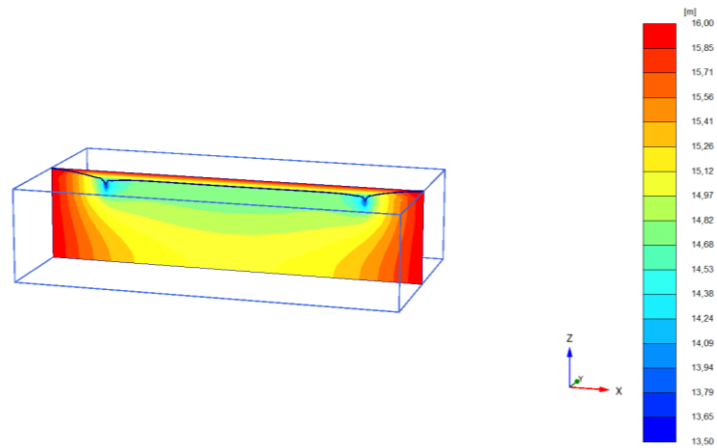


Figura 5.7 – Distribuição das cargas hidráulicas na seção vertical central paralela ao comprimento do terreno.

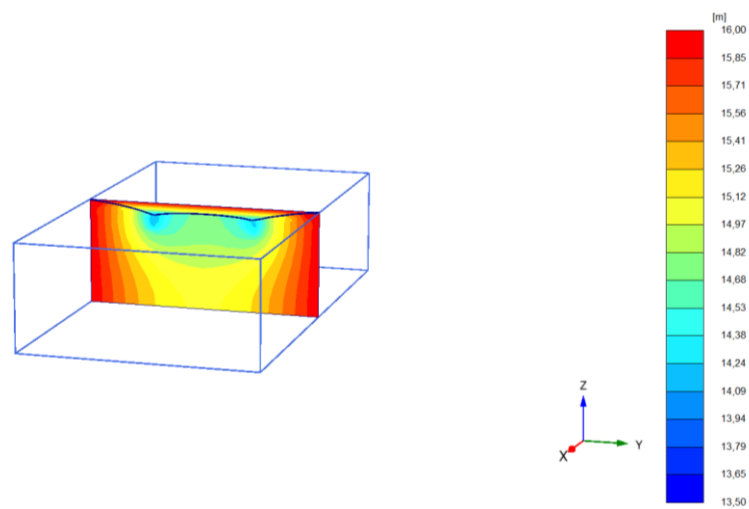


Figura 5.8 – Distribuição das cargas hidráulicas na seção vertical central paralela à largura do terreno.

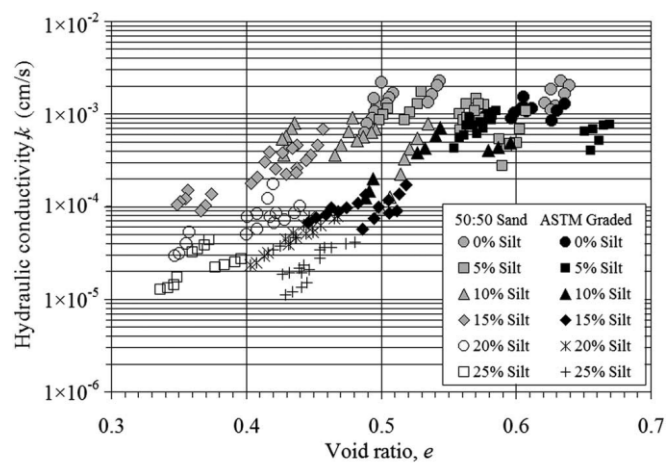


Figura 5.9 – Coeficiente de permeabilidade para areia siltosa saturada, segundo o conteúdo de silte e índice de vazios (Bandini, 2009).

A tabela 5.1 resume os valores de rebaixamento obtidos pela formulação analítica e pelo método dos elementos finitos, nas análises 2D, axissimétrica e 3D.

Tabela 5.1 – Resumo dos valores de rebaixamento obtidos nas diferentes análises.

Tipo de análise	Vazão (m ³ /s)	Rebaixamento (m)
Medições de campo	0,0156	3,5
Fluxo radial em poço com raio equivalente	0,0156	1,2
Fluxo radial em poço com raio equivalente (modelo combinado)	0,0156	1,5
Método dos Elementos Finitos modelo 2D	0,0156	3,0
Método dos Elementos Finitos axissimetria	0,0156	2,0
Método dos Elementos Finitos modelo 3D	0,0156	2,3

O modelo numérico de fluxo plano apresentou um resultado muito próximo do real, sem embargo, esta análise não pode ser muito confiável devido a que não se considera o fluxo que vem na direção perpendicular ao plano. A modelagem axissimétrica pode fornecer valores diferentes dos reais devido à configuração das dimensões da escavação ($a \neq b$).

A modelagem numérica mediante o programa Plaxis 3D, forneceu valores de rebaixamento do lençol freático (Figuras 5.7 e 5.8), menores do que o valor atingido em campo ($s = 3.5$ m), esta discordância pode ser atribuída à diferença entre o fluxo no meio poroso real e o fluxo num meio poroso simulado como homogêneo e isotrópico.

Da mesma forma os resultados obtidos com formulação analítica, considerando-se fluxo radial em poço com raio equivalente, foram inferiores do que os valores de campo. A permeabilidade hidráulica escolhida para o modelo e para formulação analítica pode não ter sido representativa das condições reais do solo. Sendo assim efetuou-se uma retroanálise usando o modelo 3D com o valor de $k = 2.2 \times 10^{-6}$ m/s para uma areia com conteúdo de silte entre 10% a 15% (Bandini, 2009), atingindo-se o rebaixamento necessário para execução do projeto.

Na equação 5.1 variando a permeabilidade hidráulica para o novo valor ($k = 2.2 \times 10^{-6}$ m/s) e resolvendo-a com o método da Bissecção, resulta, $h_w = 12.4$ m. Enquanto que considerando fluxo plano na metade e fluxo radial nos cantos da escavação (Equação 5.5) se obtêm, $h_w = 12,38$ m.

5.2. PCH Garganta da Jararaca

5.2.1. Descrição da obra

A pequena central hidrelétrica (PCH) (Figura 5.10), situada no rio do Sangue entre os municípios de Campo Novo do Parecis (MT) e Nova Maringá a 450 km de distância de Cuiabá (MT), iniciou as operações em novembro de 2006. É uma barragem de terra, homogênea, com altura máxima de 12 m e crista situada na elevação 412 m, com capacidade média anual de geração de energia de 185.947 MWh. Para a construção da casa de força disponibilizou-se uma área de 5072 m², equivalente à área de um retângulo de dimensões 60 m x 85 m, com o menor lado (60 m) situado paralelamente à margem do rio Sangue, numa distância de 6 m. A profundidade total escavada foi de 36 m em relação ao nível natural do terreno.

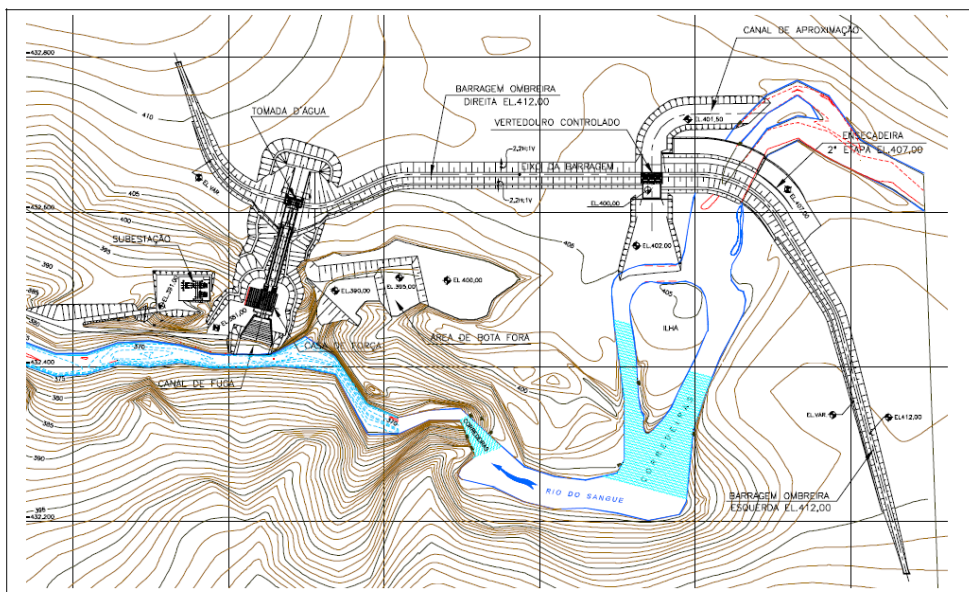


Figura 5.10 – PCH Garganta da Jararaca (Corrêa, 2006).

5.2.2. Perfis geotécnicos

Durante as investigações geotécnicas do maciço de fundação, foram realizadas sondagens de prospecção, constituídas por ensaios de simples reconhecimento (SPT) e ensaios de infiltração para determinação do coeficiente

de permeabilidade em campo. Na figura 5.11 é apresentada a área destinada para construção da casa de força e a localização das sondagens geotécnicas executadas representadas com as letras *SM*.

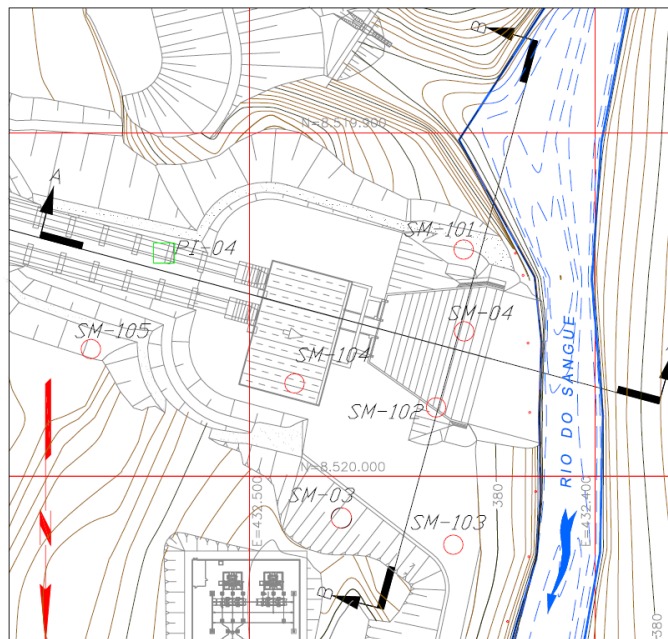


Figura 5.11 – Sondagens geotécnicas para construção da casa de força (Corrêa, 2006).

O subsolo a ser escavado é constituído primeiramente por uma camada de solo residual com espessura aproximada de 6 m, seguido de arenito de textura fina a média, friável a medianamente consistente, entre as elevações 390 m e 347 m (limite das sondagens). Entre 368 m e 365 m de elevação foi identificada uma camada de arenito muito alterado, não consolidado, formada por areia fina (Corrêa, 2006). O aquífero é não confinado, com superfície freática inicial na elevação 385 m, muito próxima do topo da camada de arenito. O nível médio da água do rio situa-se na elevação 378 m.

O coeficiente de permeabilidade do arenito foi determinado mediante ensaios de infiltração, observando-se um incremento deste parâmetro com a profundidade, entre os valores $k = 6 \times 10^{-5}$ cm/s na elevação 385 m a $k = 6 \times 10^{-3}$ cm/s na elevação 360 m, a elevação prevista para o fundo da escavação. Esta faixa de variação dos valores do coeficiente de permeabilidade constitui uma das principais incertezas na construção do modelo numérico pelo método dos elementos finitos.

Nas figuras 5.12 e 5.13 apresentam-se os perfis geotécnicos determinados com base nas sondagens de campo, ao longo das seções AA e BB indicadas na figura 5.11.

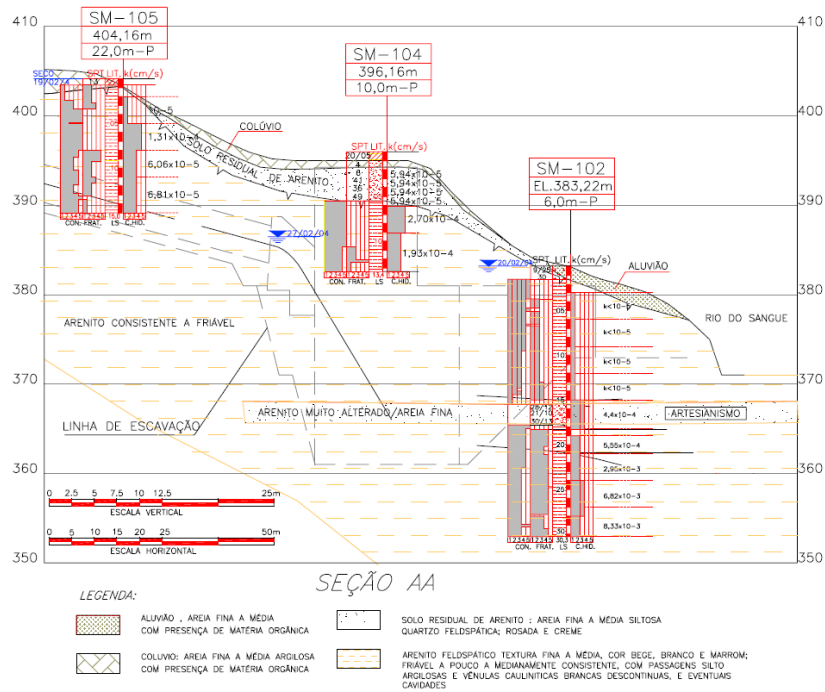


Figura 5.12 – Perfil geotécnico na seção AA com localização das sondagens e linha de escavação (Corrêa, 2006).

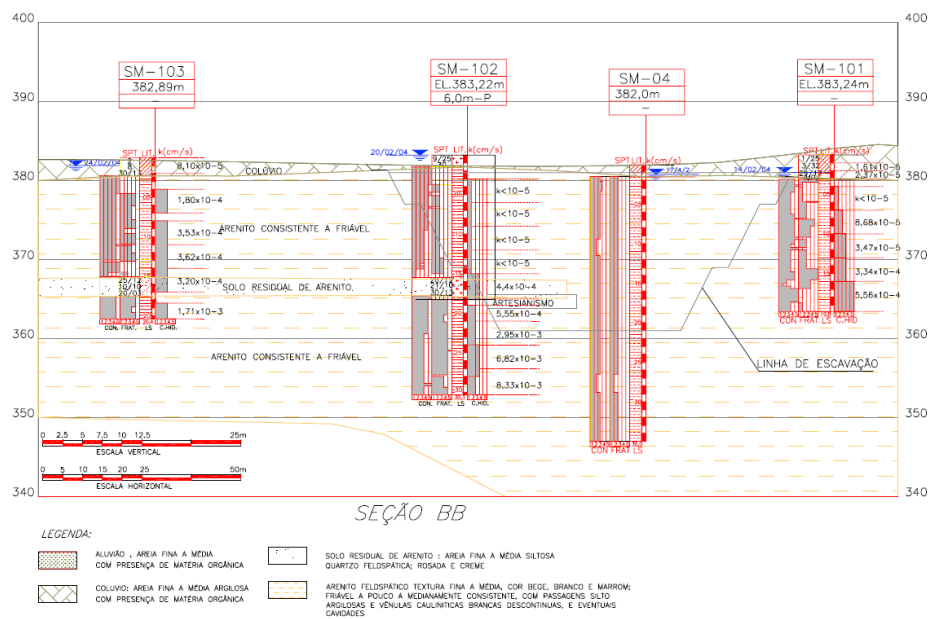


Figura 5.13 – Perfil geotécnico na seção BB com localização das sondagens e linha de escavação (Corrêa, 2006).

5.2.3. Sistema de rebaixamento

As condições construtivas do projeto especificam um rebaixamento do nível do lençol freático de 25 m, até a elevação de 360 m correspondente ao fundo da escavação, mas por medida de segurança foi decidido rebaixar 2 m adicionais, até a elevação 358 m.

Segundo Corrêa (2006), optou-se por um sistema de bombeamento composto por poços profundos com diâmetro 0.4 m, penetrantes até a cota 345 m, equipados com bombas submersas de eixo vertical. Ao longo do perímetro da escavação foram dispostos 84 poços, dos quais 17 paralelos à margem do rio, com espaçamento médio de 3 m (Figura 5.14). O nível d'água máximo admissível no interior dos poços, controlado mediante eletrodos, foi fixado em 348.5 m. Para monitoramento do sistema de rebaixamento foram utilizados piezômetros de tubo aberto dentro e fora da área de escavação. Na figura 5.14 apresenta-se em planta o arranjo do sistema de rebaixamento e monitoramento utilizado em obra.

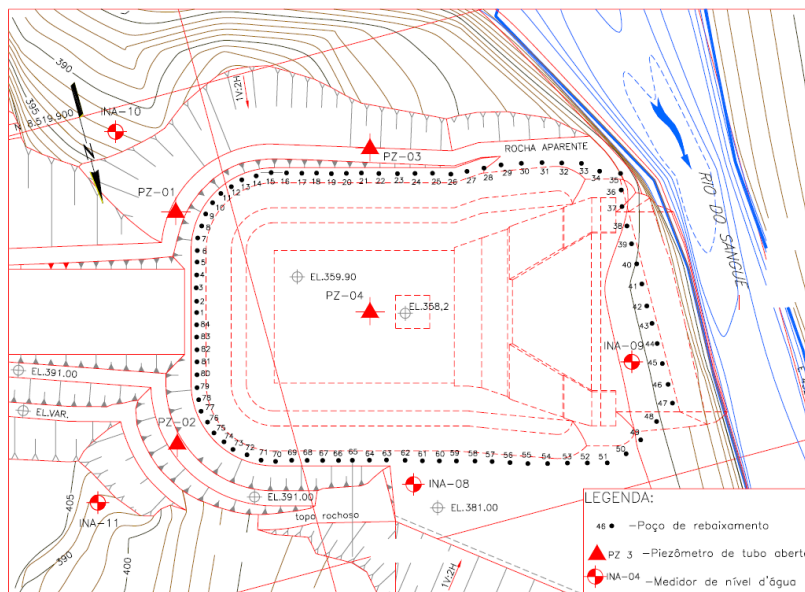


Figura 5.14 – Planta do sistema de rebaixamento do nível do lençol freático (Corrêa, 2006).

5.2.4. Solução analítica aproximada

Neste item são apresentados resultados de rebaixamento determinados mediante formulação analítica apresentada no capítulo 3, considerando único poço

com raio equivalente, fonte de recarga linear e assumindo estrato impermeável ocorrendo na elevação 275 m.

Levando em consideração as condições hidrológicas locais, foram identificadas duas fontes de recarga do aquífero: o rio do Sangue e o fluxo a partir do nível do lençol freático mais elevado no interior do terreno. Todavia, a utilização da formulação analítica implica em considerar uma única fonte de recarga, fato pelo qual foi levado em conta a condição mais desfavorável para a análise, com a distância da fonte de recarga medida em relação ao rio do Sangue cujo nível se situa na elevação de 378m.

O raio do poço determinado por equivalência de áreas resultou em $r_e = 40.2$ m e a distância entre o centro do poço e a fonte de recarga linear (L_o) foi

$$L_o = r_e + 6 = 46,2 \text{ m} \quad (5.6)$$

A vazão máxima Q medida em obra foi $Q = 1399 \text{ m}^3/\text{h}$ e o valor do coeficiente de permeabilidade considerado foi $k = 2.4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$. O rebaixamento s pode ser determinado da equação 5.7, resultando $(s = H - h_w) = 23,6 \text{ m}$, valor bastante próximo ao estabelecido no projeto ($s = 25 \text{ m}$).

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{2L_o}{r_e}\right)} \quad (5.7)$$

5.2.5. Solução numérica – fluxo axissimétrico

O problema foi analisado como fluxo permanente axissimétrico com auxílio do programa computacional Plaxis 2D, novamente considerando o rio do Sangue como única fonte de recarga e um poço equivalente de raio $r_e = 40,2 \text{ m}$. Na malha de elementos finitos a camada de solo residual superficial não foi considerada, tendo em vista que o nível do lençol freático se encontra inicialmente no topo da camada subjacente de arenito. O aquífero não confinado foi admitido homogêneo, isotrópico, com coeficiente de permeabilidade saturado $k = 2,4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

As condições de contorno impostas foram em termos de condição impermeável ao longo do eixo de simetria e de carga hidráulica constante no extremo direito do modelo numa distancia $L_o = r_e + 6 \text{ m}$, onde teoricamente não se

teria efeito do cone de rebaixamento. A vazão total máxima medida em campo ($Q = 1399 \text{ m}^3/\text{h} = 0,39 \text{ m}^3/\text{s}$) foi considerada no programa Plaxis 2D equivalente a $q = 0,39/2\pi = 0,062 \text{ m}^3/\text{s}/\text{rad}$. Para convergência do problema de fluxo não linear foi considerado um erro relativo máximo de 1% nos valores de carga hidráulica com número máximo de iterações igual a 60.

A figura 5.15 apresenta a malha, formada por 2404 elementos finitos triangulares de quarta ordem (15 nós), bem como o rebaixamento do lençol freático que atingiu o valor $s = 25 \text{ m}$ necessário para a execução da escavação.

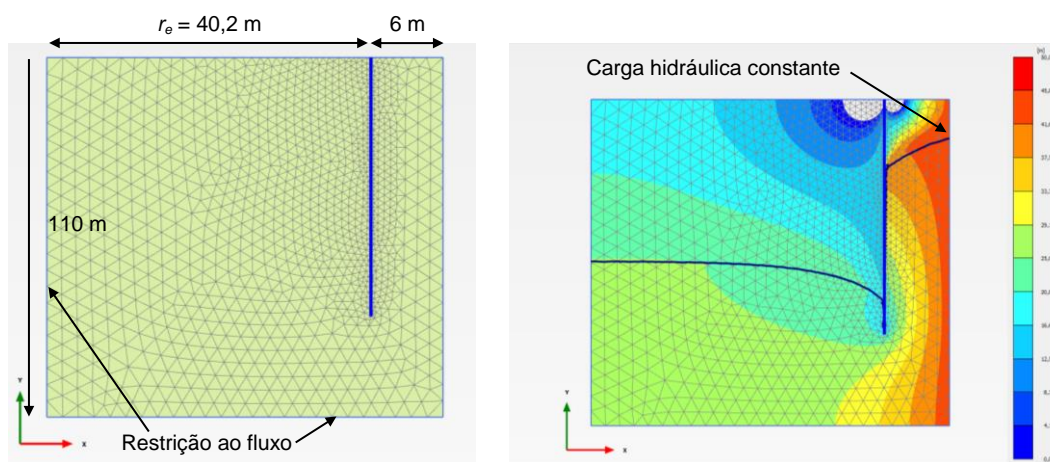


Figura 5.15 – Malha de elementos finitos (esquerda) e posição do lençol freático após bombeamento (direita).

5.2.6. Solução numérica 3D com elementos de poço

Para a análise tridimensional de fluxo permanente 3D gerou-se uma malha de elementos finitos (Figura 5.16) com dimensões horizontais 410 m x 410 m e vertical de 110 m com poços parcialmente penetrantes até a profundidade atingida nas sondagens geotécnicas (36 m a partir da superfície do terreno), com espaçamento médio de 3 m, 17 deles instalados ao longo da margem do rio, reproduzindo a configuração de campo. A malha contém 236.585 elementos tetraédricos de quarta ordem (15 nós), com contornos laterais prescritos em termos de carga total constante e restrição de fluxo no contorno inferior. A vazão total do sistema ($Q = 0,39 \text{ m}^3/\text{s}$) foi dividida equitativamente entre todos os 84 poços ($q = 16,65 \text{ m}^3/\text{h}$) este valor é uma das incertezas do problema pois não se tem registros de vazão individual de cada poço mas apenas as medições por grupos de poços.

O problema numérico não linear foi resolvido com erro relativo máximo de 2% nos valores de carga hidráulica e número máximo de iterações igual a 200 no método de Newton-Cotes.

Como as sondagens geotécnicas informam que no interior do terreno o nível do lençol freático situa-se na elevação aproximada de 385 m e a elevação média do nível d'água no rio encontra-se na elevação 378 m, a superfície freática inicial foi considerada inclinada em direção à margem do rio, conforme ilustram as figuras 5.17 e 5.18.

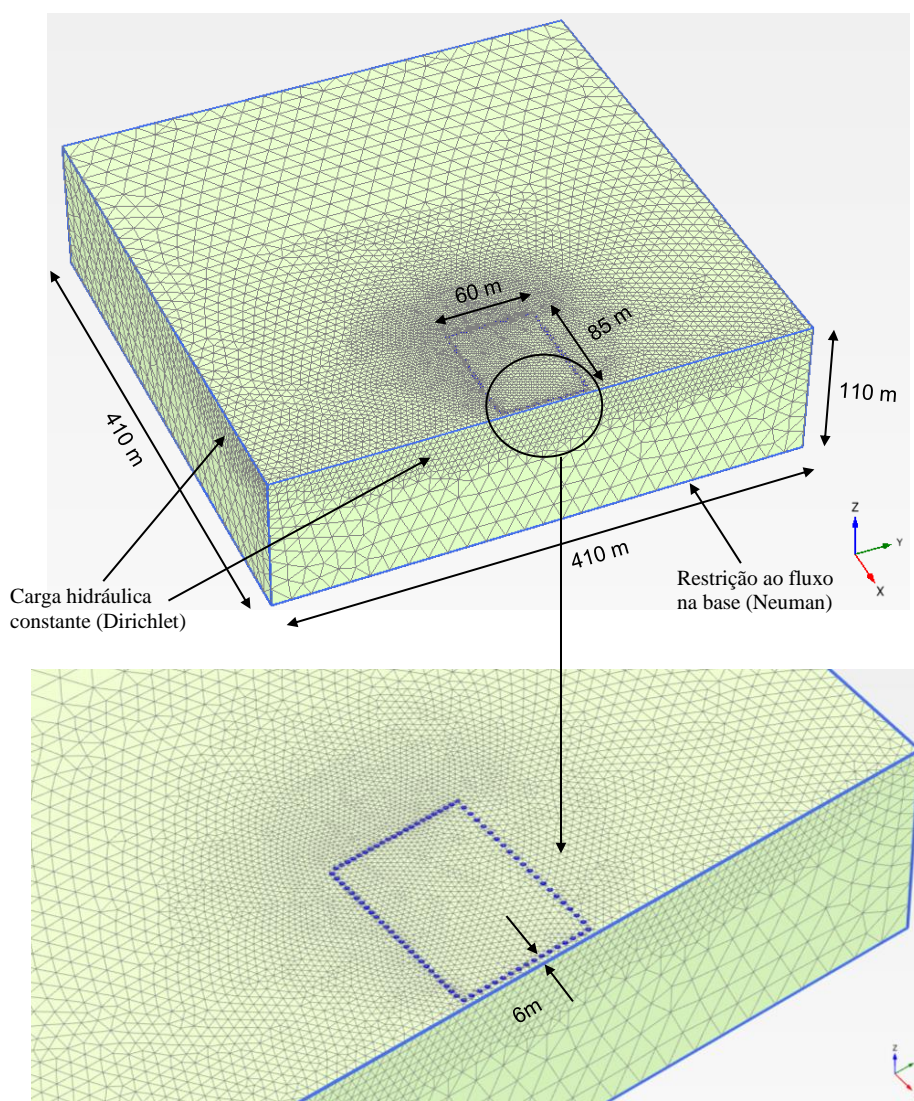


Figura 5.16 – Malha de elementos finitos para análise de fluxo permanente 3D.

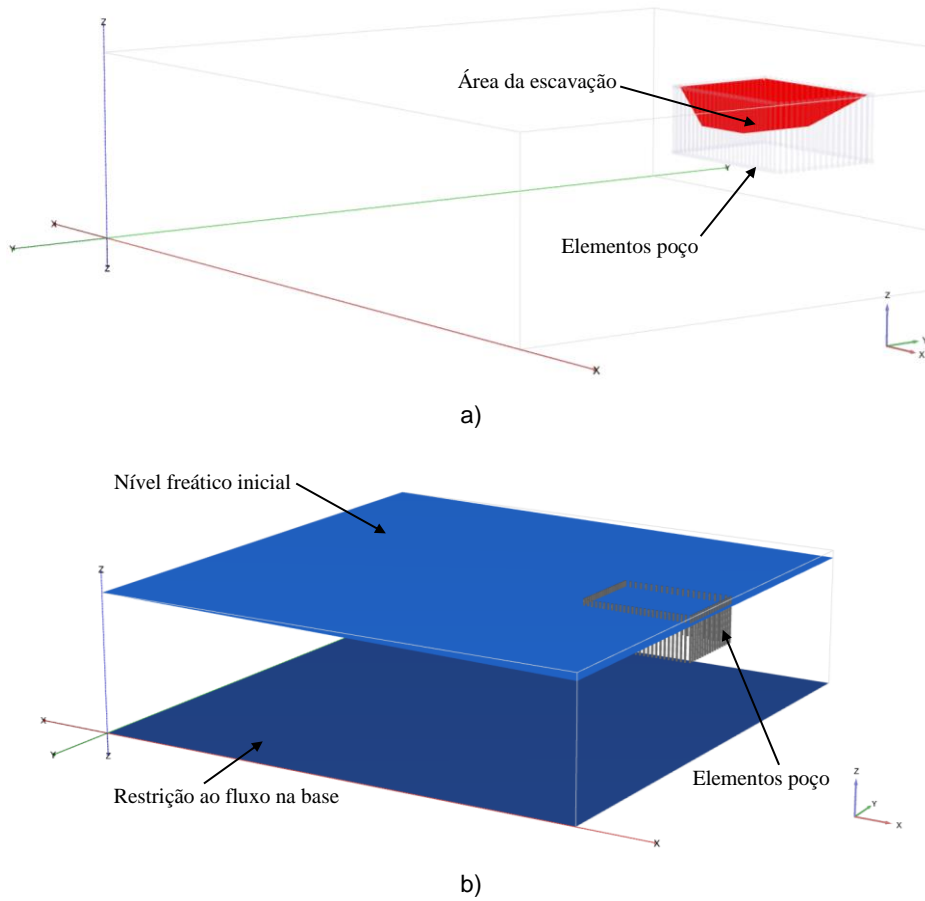


Figura 5.17 – a) Geometria da escavação e distribuição dos poços de bombeamento; b) superfície freática com declividade em direção à margem do rio.

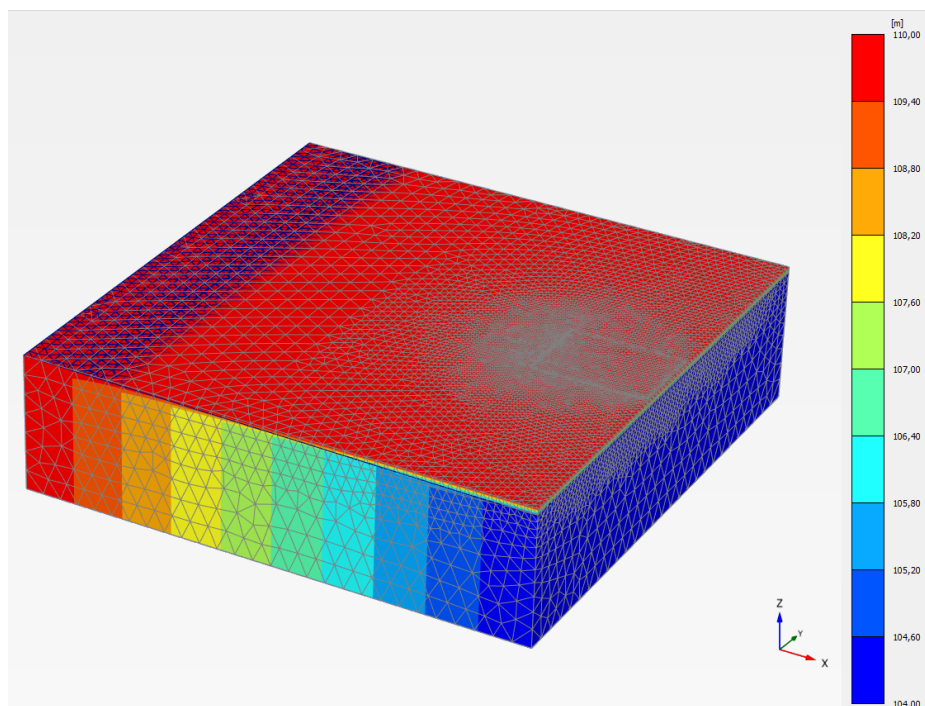


Figura 5.18 – Distribuição de cargas hidráulicas no modelo antes do rebaixamento.

As figuras 5.19 a 5.21 mostram os resultados da análise numérica, em visualizações 3D (Figura 5.19) e 2D (Figuras 5.20 e 5.21) e a tabela 5.2 apresenta um resumo dos valores de rebaixamento obtidos nos modelos numéricos, axissimétrico e tridimensional, e formulação analítica, comparados com o valor real de campo.

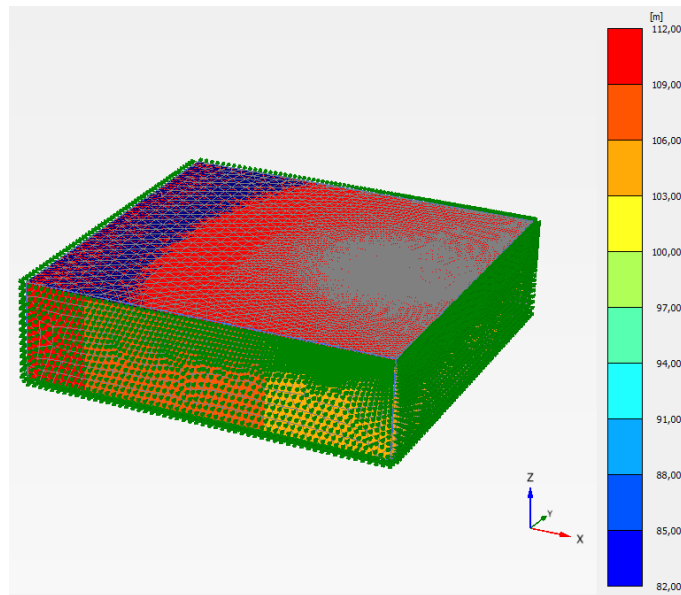
Tabela 5.2 – Valores de rebaixamento no centro da escavação obtidos pelas análises numéricas 2D e 3D, formulação analítica e rebaixamento real atingido em campo.

Tipo de análise	Rebaixamento (m)
Medições de campo	27
Método dos elementos finitos 3D	16
Método dos elementos finitos 2D (axissimetria)	25
Formulação analítica	23,6

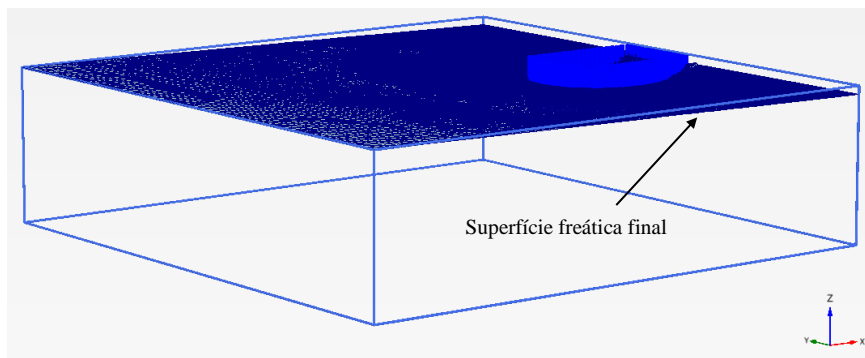
Verifica-se que a simulação numérica do problema 2D (axissimetria) resultou em rebaixamento próximo ao observado em campo, concordando com o valor obtido anteriormente por Corrêa (2006).

Em contrapartida, resultados numéricos correspondentes à simulação 3D são inferiores aos observados em campo e esta discrepância pode ser atribuída a várias incertezas como a já comentada falta de informações sobre a vazão individual de cada poço, a escolha do coeficiente de permeabilidade saturado que pode não refletir adequadamente o comportamento hidráulico do aquífero. Em comparação com o modelo 2D há ainda que considerar a influência da componente de fluxo perpendicular ao plano, que se reflete em maiores valores de vazão e diminuindo assim o rebaixamento obtido na modelagem tridimensional. O propósito da simulação 3D foi justamente verificar a influência desta componente de fluxo, além dos efeitos da forma da escavação, das diferentes distâncias dos contornos de recarga e do desnível observado na superfície freática inicial.

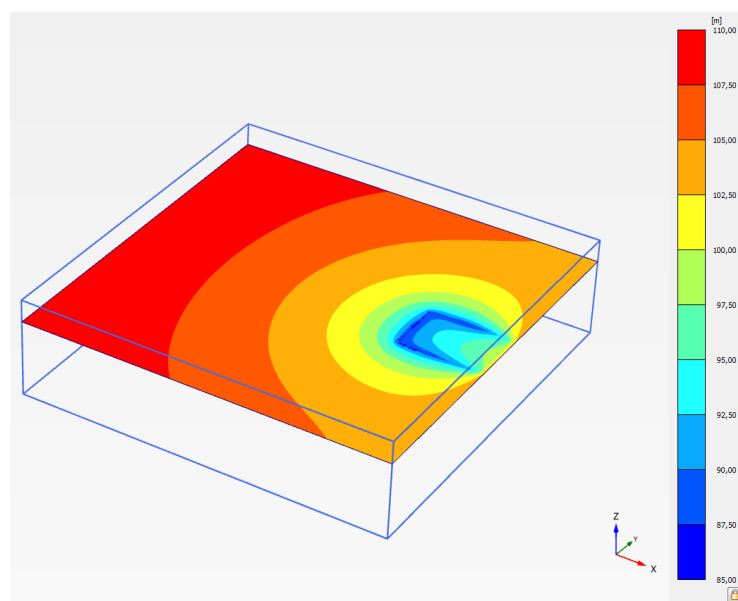
Quanto à formulação analítica o valor do rebaixamento obtido foi muito próximo ao constatado em campo e, neste caso em particular, o modelo revelou-se aconselhável para um pré-dimensionamento aproximado do sistema.



a)

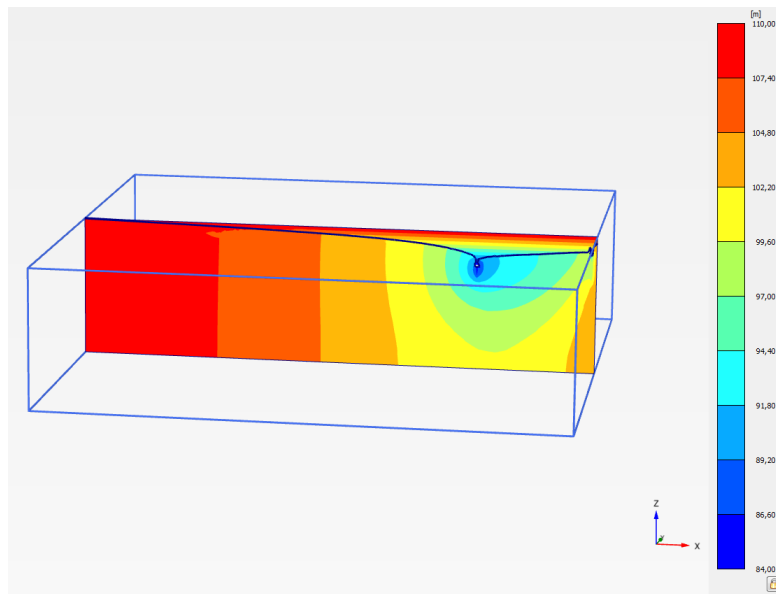


b)

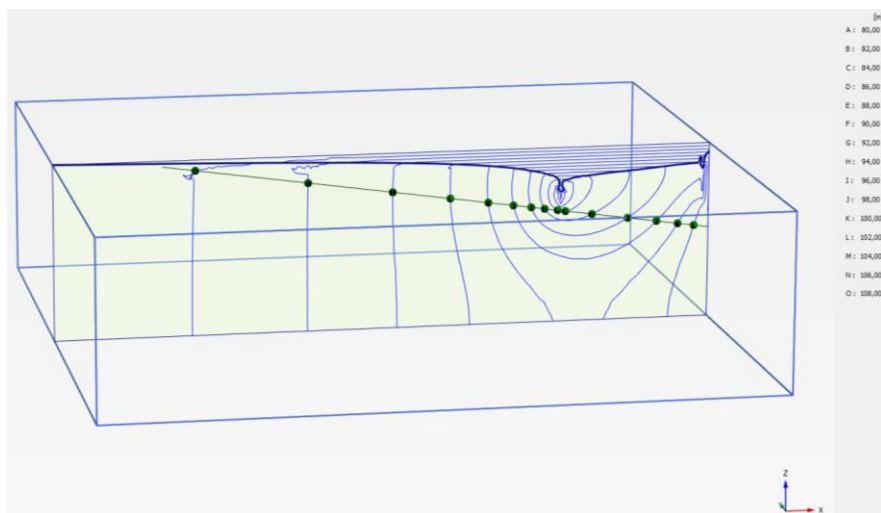


c)

Figura 5.19 – (a) distribuição de cargas hidráulicas no aquífero não confinado após o rebaixamento; (b) posição final da superfície freática; (c) distribuição das cargas hidráulicas em seção transversal horizontal próxima à base da escavação.

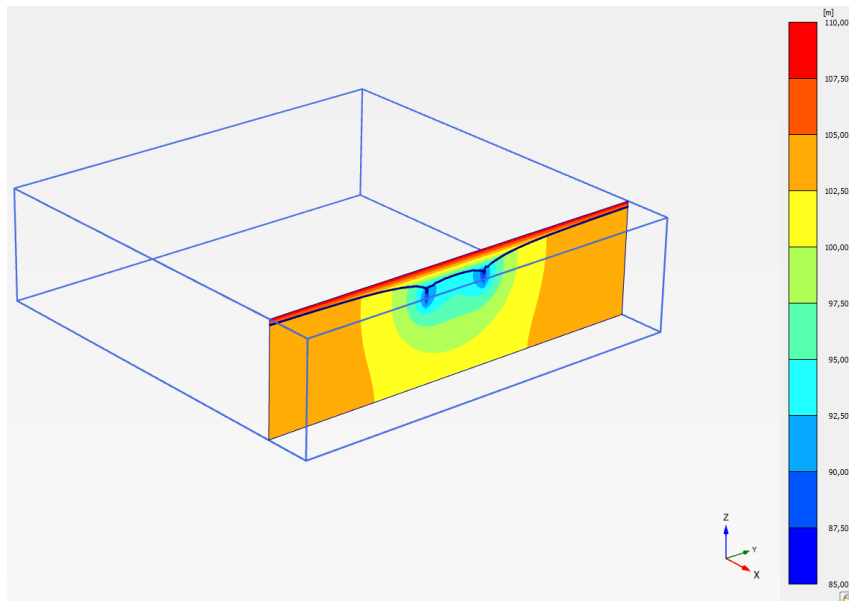


a)

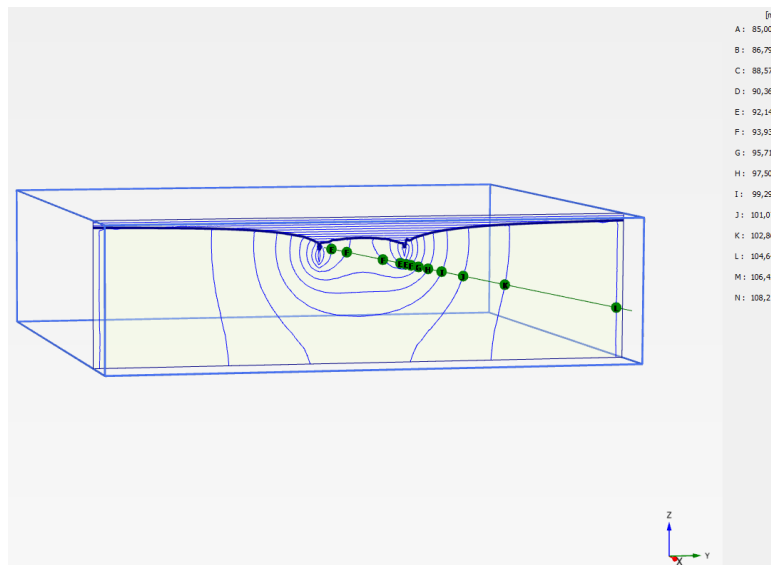


b)

Figura 5.20 – Posição da linha freática (a); e linhas equipotenciais (b) no plano central paralelo ao comprimento da escavação (plano paralelo a XZ).



a)



b)

Figura 5.21 – Posição da linha freática (a), e linhas equipotenciais (b) no plano central paralelo à largura da escavação (plano paralelo a YZ).

5.2.7. Solução numérica 3D com elementos de vala drenante

Foi gerado um modelo numérico por elementos finitos 3D considerando elementos de vala (Figura 5.22) dispostos ao longo do perímetro no fundo da escavação. Em cada um destes elementos a carga hidráulica prescrita foi aquela correspondente ao nível d'água final nos poços de bombeamento (elevação 348.5 m). A geometria do modelo, condições de contorno, bem como as propriedades do

aquífero foram as mesmas da simulação numérica 3D anterior. Diferentemente neste caso as cargas hidráulicas foram prescritas e as vazões nos poços de bombeamento computadas.

Os resultados numéricos estão ilustrados na figura 5.23. Embora a carga hidráulica tenha sido prescrita nos elementos ao longo do perímetro da base da escavação, o valor do rebaixamento do lençol freático no centro da escavação atingiu somente $s = 17$ m e a vazão total calculada no modelo $Q_{modelo} = 820 \text{ m}^3/h$ foi inferior à vazão média registrada em campo $Q_{campo} = 1258 \text{ m}^3/h$.

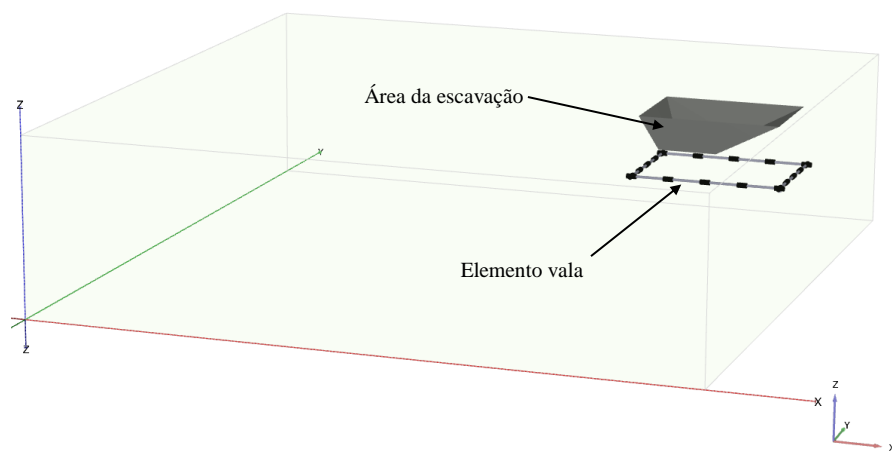
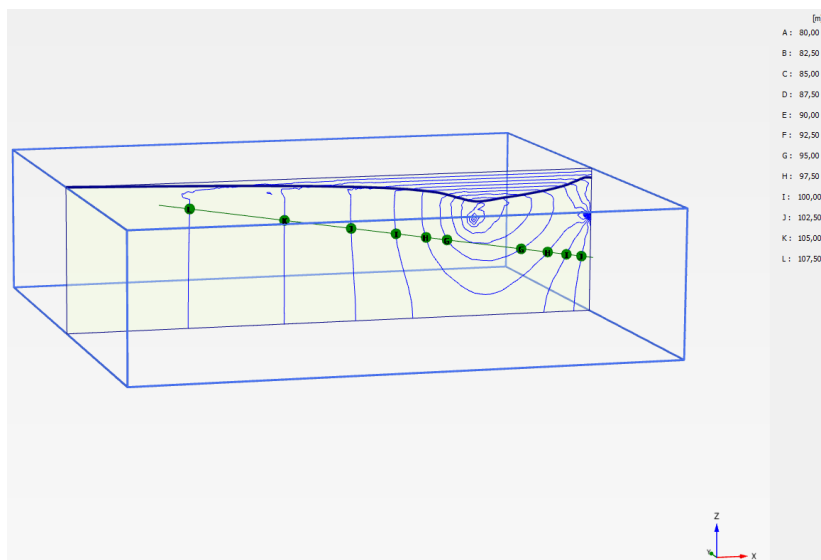
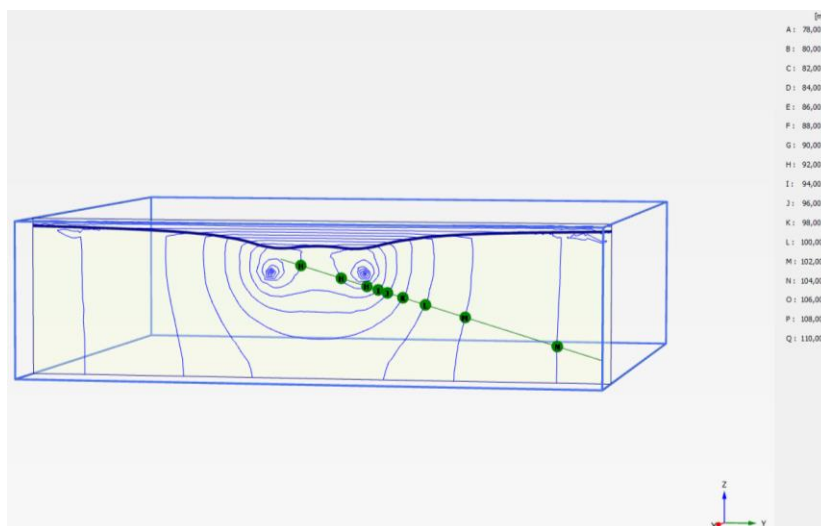


Figura 5.22 – Modelo 3D com simulação de valas drenantes no fundo da escavação.



a)



b)

Figura 5.23 – Rebaixamento do lençol freático e linhas equipotenciais nos planos centrais: a) paralelo ao comprimento da escavação (plano XZ), b) paralelo à largura da escavação (plano YZ).

5.2.8. Retroanálise do coeficiente de permeabilidade saturado

Com o objetivo de analisar os efeitos de uma variação do coeficiente de permeabilidade saturado nos cálculos numéricos do rebaixamento, foi determinado o valor $k = 5.135 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ com base na formulação analítica apresentada na tabela 3.3 para o caso de aquífero não confinado considerando fonte de recarga linear $L_o = r_e + 6\text{m} = 46.2 \text{ m}$ e rebaixamento $s = H - h_w = 27 \text{ m}$.

Os resultados numéricos obtidos para os modelos 2D (axissimetria) e 3D estão mostrados nas figuras 5.24 a 5.27 e a tabela 5.3 apresenta um resumo dos resultados.

Tabela 5.3 – Rebaixamento no centro da escavação considerando $k = 5.135 \times 10^{-6} \text{ m/s}$

Tipo de análise	Rebaixamento (m)
Medições de campo	27
Método dos elementos finitos 3D	20
Método dos elementos finitos 2D (axissimetria)	25

Observa-se que o valor do rebaixamento obtido com o modelo axissimétrico não teve variação (ver Tabela 5.2), mas na simulação 3D passou de 16 m para 20 m destacando, portanto, a grande influência do coeficiente de permeabilidade na análise de problemas envolvendo casos de fluxo não confinado.

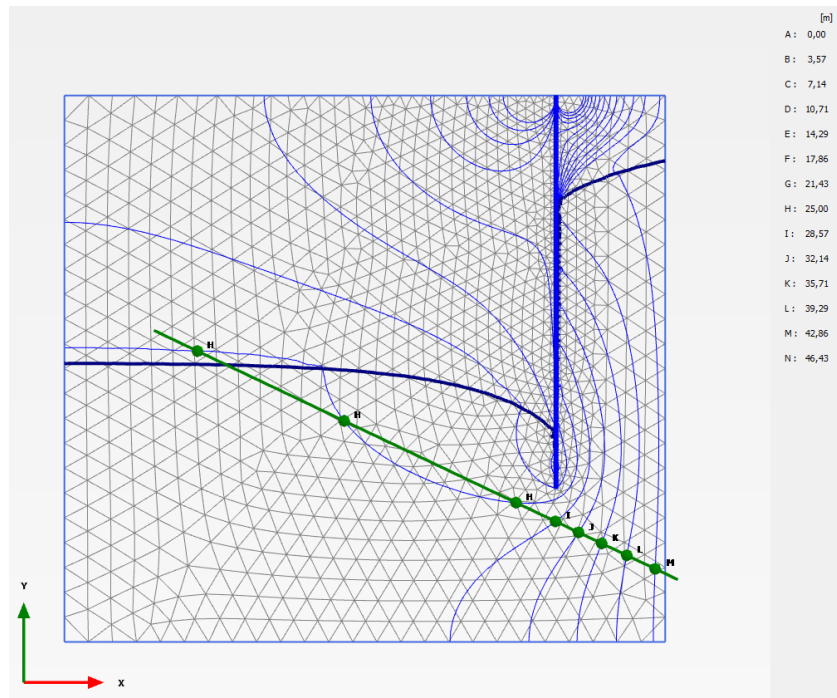


Figura 5.24 – Posição final da superfície freática na análise numérica 2D (axissimetria).

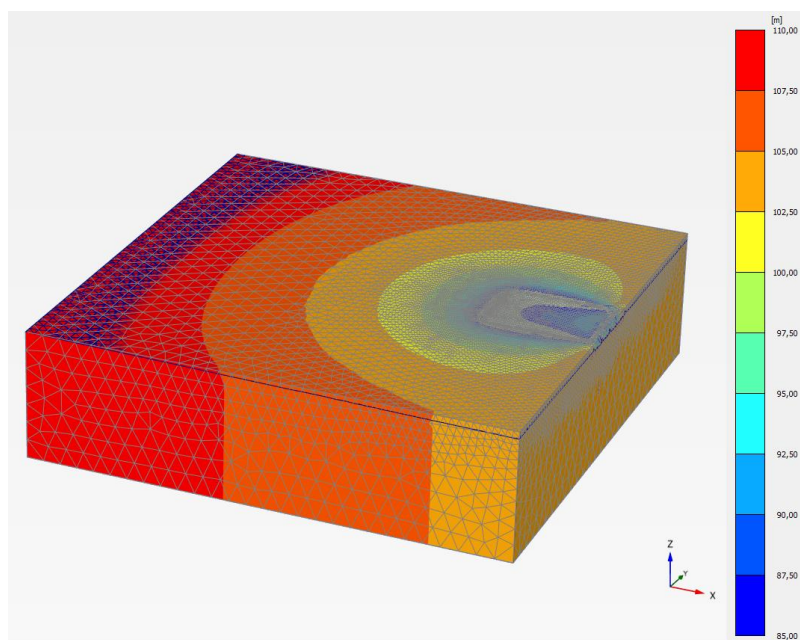


Figura 5.25 – Distribuição das cargas hidráulicas após o rebaixamento na análise numérica 3D.

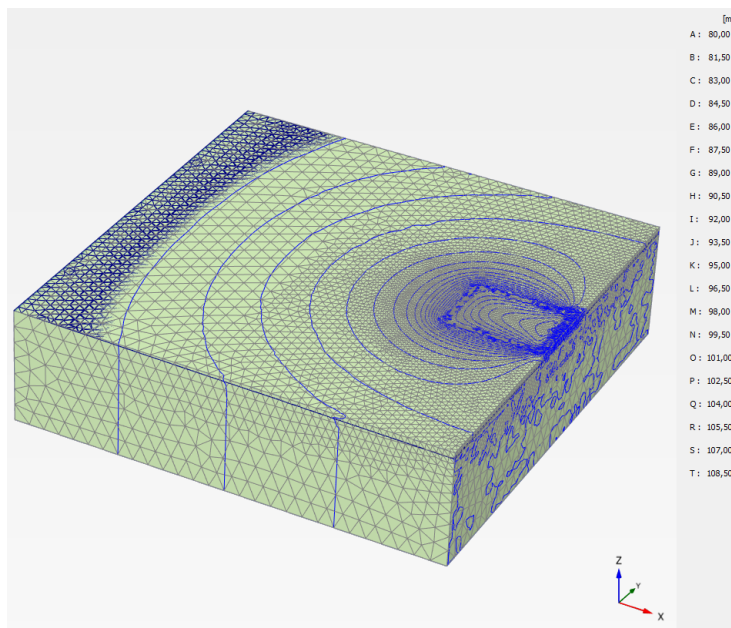


Figura 5.26 – Posição final da superfície freática e linhas equipotenciais na análise numérica 3D.

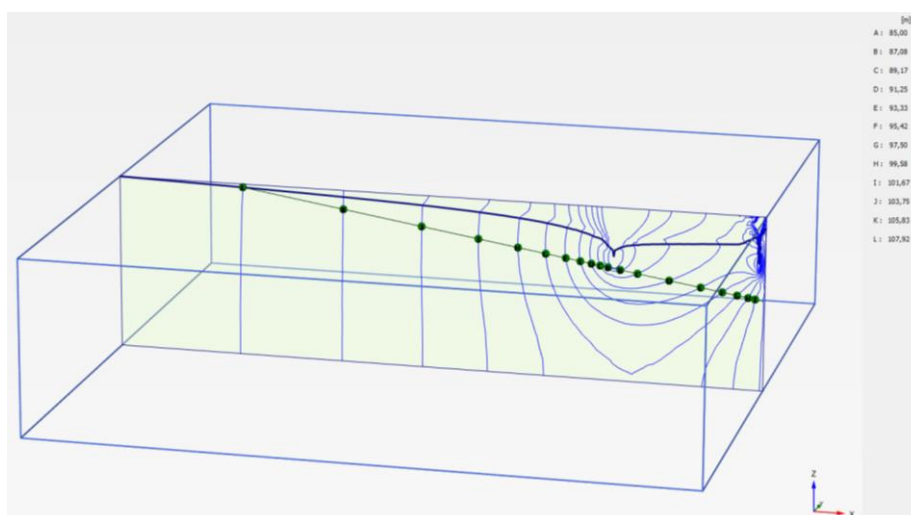


Figura 5.27 – Posição da linha freática ao longo do plano central paralelo ao comprimento da escavação (paralelo ao plano XZ).

5.2.9. Solução numérica 3D com fluxo transiente

Finalmente foi realizada uma análise numérica 3D de fluxo transiente para verificar o tempo necessário do rebaixamento atingir a condição permanente. Foi novamente utilizada a discretização da figura 5.16 porém com valor do coeficiente de permeabilidade $k = 5,135 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. O problema não linear foi resolvido com erro relativo de 2% nos valores de carga hidráulica com número máximo de iterações igual a 200.

Para verificar quando a condição de fluxo permanente foi atingida, foram monitoradas as variações de poropressão em alguns pontos de controle marcados na figura 5.28. Dos resultados mostrados na figura 5.29 conclui-se que o tempo necessário para o rebaixamento do lençol freático foi de aproximadamente 6 dias. A figura 5.30 apresenta a variação com o tempo das cargas hidráulicas no plano central paralelo ao comprimento da escavação.

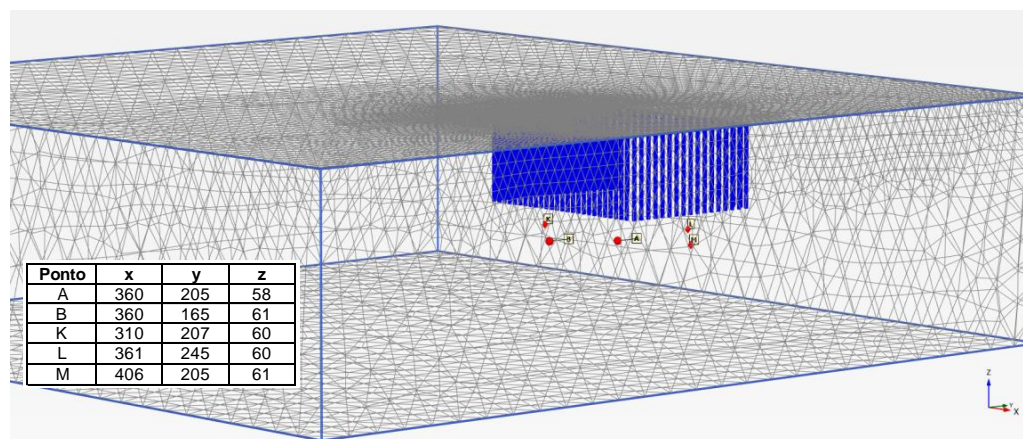


Figura 5.28 – Pontos de controle da variação de poropressão na análise transiente.

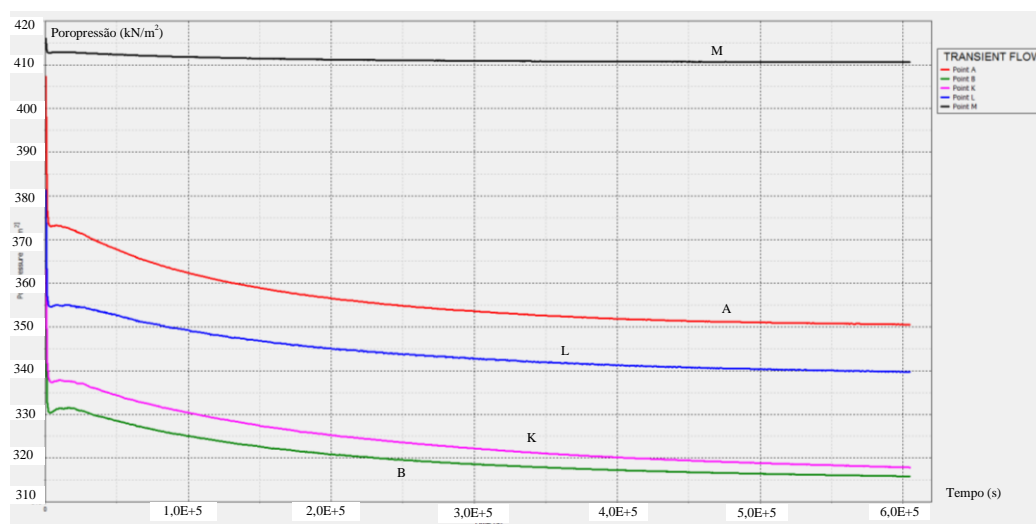
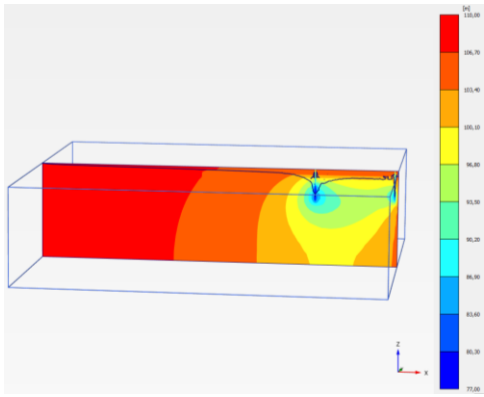
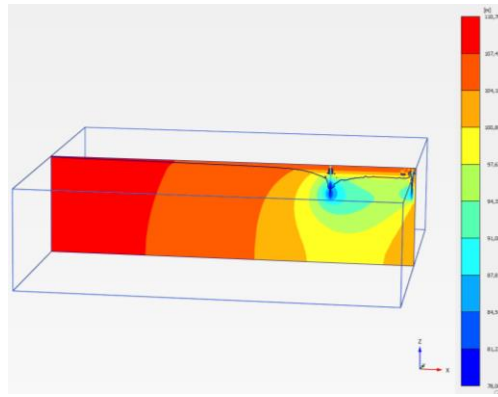


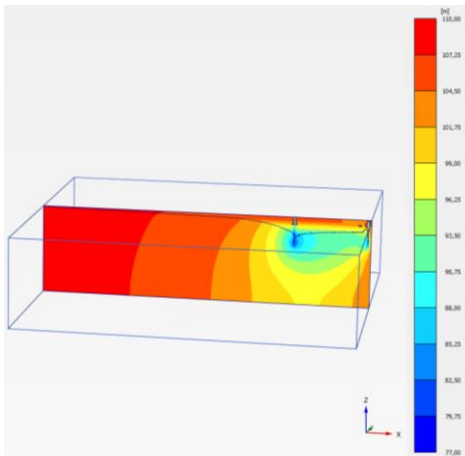
Figura 5.29 – Variação da poropressão com o tempo nos pontos de controle.



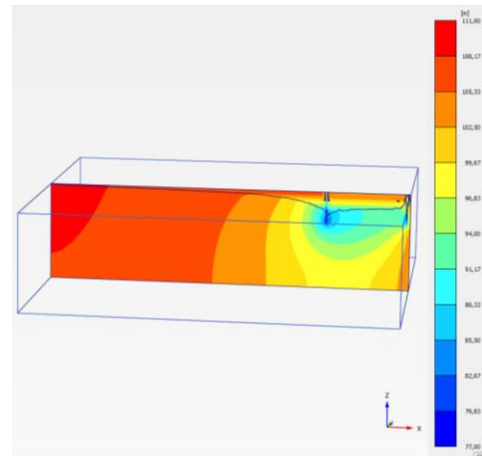
t = 0.25 dias



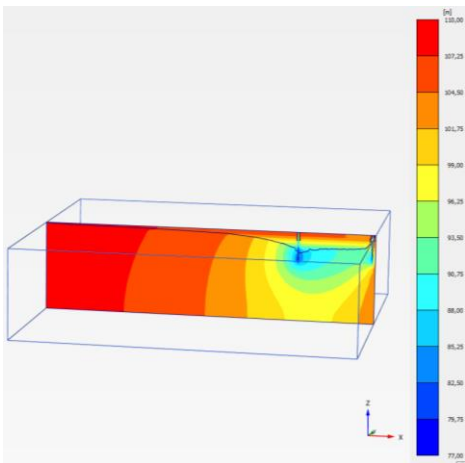
t = 1 dia



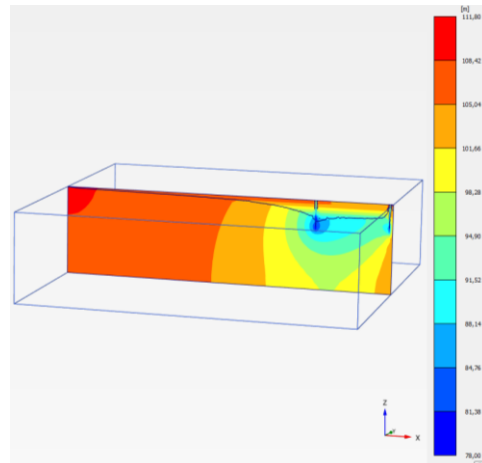
t = 2 dias



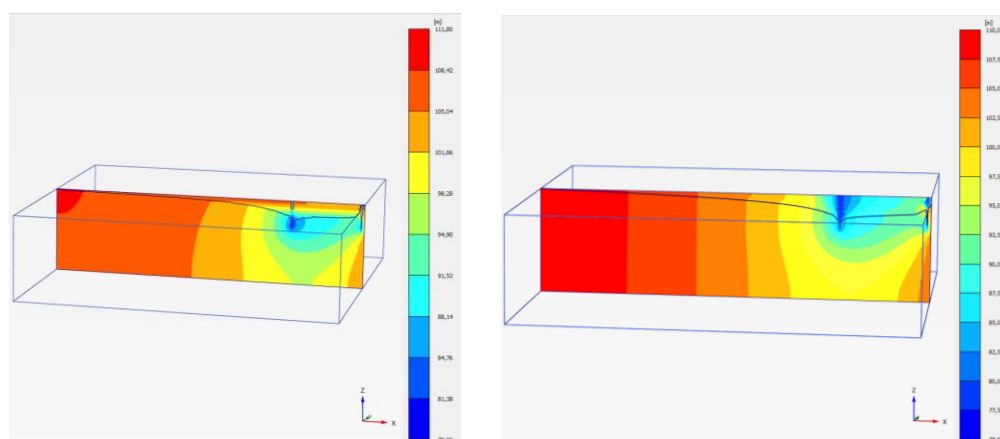
t = 3 dias



t = 5.5 dias



t = 6 dias



t = 7 dias

Fluxo permanente

Figura 5.30 – Evolução no tempo das cargas hidráulicas no plano central até atingir a condição de fluxo permanente.

6 Conclusões e sugestões

No presente trabalho foi investigado um problema comum da hidrologia de águas subterrâneas que é o rebaixamento temporário do nível do lençol freático para execução de obras de escavação.

Resultados obtidos por formulações analíticas baseadas em hipóteses de extensão lateral infinita do aquífero, isotropia e homogeneidade, foram comparadas com soluções aproximadas de fluxo 2D e 3D calculadas pelo método dos elementos finitos, por meio dos programas comerciais Plaxis 2D e Plaxis 3D, respectivamente.

Dos exemplos de verificação apresentados no capítulo 4, verificou-se no primeiro exemplo, que a técnica de modelagem baseada na extração e reinjeção simultânea de água no poço de bombeamento, resultou num menor valor de rebaixamento na proximidade do poço assim como área de influencia do cone de rebaixamento menor em comparação com o bombeamento convencional. Da mesma forma, quando foram variados parâmetros como: maior profundidade de infiltração, incremento de vazões de bombeamento/infiltração, menor condutividade hidráulica e marcada anisotropia do aquífero contribuem a melhorar o desempenho desta técnica.

Com relação ao segundo exemplo (comparação entre método dos Elementos Finitos e soluções analíticas de poço e cava equivalente), considerando a variação de valores de rebaixamento determinados com as hipóteses de cavas e poços equivalentes via formulação analítica, verificou-se que diferenças entre condições de fluxo plano ou radial não são dependentes apenas da forma geométrica da escavação mas também da distância desta à fonte de recarga. Quanto mais distante, mais radial se assemelha a condição de fluxo.

Dos resultados dos problemas de campo analisados no capítulo 5, concluiu-se, no primeiro caso de obra, que os valores de rebaixamento mais próximos dos medidos na escavação do Shopping Brooklin foram determinados na simulação

numérica 3D, como esperado, e os resultados mais discrepantes calculados com a formulação analítica, também comportamento esperado.

Com relação à escavação da PCH Garganta da Jararaca os melhores resultados foram obtidos com a análise numérica 2D, de forma surpreendente e inesperada tendo em vista os resultados obtidos no caso da escavação do Shopping Brooklin analisado anteriormente. O problema real não pode ser enquadrado em um caso verdadeiramente axissimétrico devido à forma geométrica da escavação, os diferentes valores de carga hidráulica inicial ao redor da escavação, às diferentes distâncias às fontes de recarga, a possibilidade de fluxo normal ao plano da análise 2D, entre outros fatores. Para entender melhor o comportamento do aquífero, foi recalculado o valor do coeficiente de permeabilidade saturado, com base numa retroanálise via formulação analítica, obtendo-se um menor valor de k que resultou num maior valor do rebaixamento do lençol mais próximo daquele observado em campo.

Portanto, nesta conclusão reproduz-se novamente a afirmação mencionada na introdução deste trabalho por Rushton e Redshaw (1979), que constataram que uma variação de dezenas de vezes no valor do coeficiente de permeabilidade k do solo em problemas de fluxo confinado leva a pequenas diferenças nos resultados de cargas e de vazão, mas em problemas de fluxo não confinado, por outro lado, pequenas variações no coeficiente de permeabilidade resultam em diferenças significativas nos valores numéricos finais.

Por fim, foi também feita uma modelagem numérica 3D transiente para determinação do tempo necessário para o rebaixamento atingir a condição de fluxo permanente. Os resultados mostrados na figura 5.29 são semelhantes aos obtidos por Powers (2007) apresentados na figura 2.7.

Como sugestões para trabalhos futuros nesta área de pesquisa recomendam-se:

- Considerar modelos bidimensionais e tridimensionais com variação do coeficiente de permeabilidade ao longo da profundidade do aquífero.
- Análise da variação de parâmetros do aquífero como coeficientes de transmissividade e de armazenamento quando o problema de rebaixamento é investigado através de uma modelagem com acoplamento hidráulico-

mecânico, continuando as investigações já desenvolvidas por Quispe (2012).

7

Referências Bibliográficas

ALONSO, R. U.; **Rebaixamento Temporário de Aquíferos**. São Paulo: Tecnogeo, 1999.

BANDINI, P.; SATHISKUMAR, S. **Effects of Silt Content and Void Ratio on the Saturated Hydraulic Conductivity and Compressibility of Sand – Silt Mixtures**. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, p. 1976-1980, 2009.

BOUWER, H.; RICE, R.C. **A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells**. Water Resources Research, v. 12, p. 423-429, 1976.

CARRIER III, W. D. **Goodbye, Hazen; Hello Kozeny-Carman**. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 129, p. 1054-1056, 2003.

CASHMAN, P. M.; PREENE, M. **Groundwater Lowering in Construction: a Practical Guide**. SPON Press, 2001.

CEDERGREN, H. R. **Seepage, Drainage and Flow Nets**. California: John Wiley & Sons, 1967.

CEDERGREN, H. R. **Seepage, Drainage and Flow Nets**. California: John Wiley & Sons, 1989.

COOPER, H. H.; BREDEHOEFT, J. D.; PAPADOPULOS, I. S. **Response of a Finite-Diameter Well to an Instantaneous Charge of Water**. Water Resources Research, v. 3, p. 263-269, 1967.

COOPER, H. H.; JACOB C.E. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. Trans American Geophysics Union, v. 27, p. 526-534, 1946.

CORRÊA, R. A. **Estudo de Rebaixamento do lençol d'água em arenito para implantação de estruturas de PCH'S**. Rio de Janeiro, 2006. 112 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

DARCY, H. **Lês Fontaines Publiques de la Ville de Dijon**. Dalmont, Paris, 1856.

DUPUIT, J. **Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables**. Dunod, Paris, 1863.

- FETTER, C. W. **Applied Hydrogeology**. Merrill Publications, 1988
- HVORSLEV, J. **Time lag and soil permeability in ground water observations**. US Waterways Experimental Station Bulletin 36, Vicksburg, 1951.
- HUERTAS, J. R. C. **Modelagem Numérica de Fluxo 3D em Meios Porosos**. Rio de Janeiro, 2006. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Geotécnica) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- JIN, Y. S. **Investigations on groundwater dewatering by using vertical circulation well: Numerical simulation method development and field validation**, 2014. 127 p. Dissertation (PhD. In Scientific Mathematics) – Department of Geography and Land Science – Georg August University Gottingen.
- JIN, Y.; HOLZBECHER, E. **Simulation of a Novel Groundwater Lowering Technique using Arbitrary Lagrangian-Eulerian Method**. COMSOL Conference. Stuttgart, 2011.
- JUMIKIS, A. R. **Soil Mechanics**. Van Nostrand Company, 1962.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.
- LI, W. H. **Differential Equations of Hydraulic Transients, Dispersion, and Groundwater Flow**. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice – Hall, 1972.
- MANSUR, C. I.; KAUFMAN, R. I. **Dewatering**. In **Foundation Engineering** (ed. G. A. Leonards), Chapter 3. New York: McGraw – Hill, 1962.
- MUSKAT, M. **The Flow Fluids Through Porous Media**. Journal of Applied Physics, v. 8, p. 274-282, 1937.
- NEUMAN, S. P. **Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers considering delayed gravity response**. Water Resources Research, v. 11, p. 329-342, 1975.
- PAPADOPULOS, S.; BREDEHOEFT, J. D.; COOPER, H. **On the analysis of 'Slug Test' data**. Water Resources Research, v. 9, p. 1087-1089, 1973.
- PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analysis. **Scientific Manual**. Version 2013.1.
- POLUBARINOVA, KOCHINA, P. Y. **Theory of Groundwater Movement**. New Jersey: Princeton University Press, 1962.
- POWERS, J. P.; CORWIN, A. B.; SCHMALL, P. C.; KAECK, W. E. **Construction Dewatering and Groundwater Control**. New York: John Wiley & Sons, 2007.

POWERS, J. P. **Construction Dewatering and Groundwater Control: New Methods and Applications**. New York: John Wiley & Sons, 1992.

POWRIE, W.; PREENE, M. **Equivalent well analysis of construction dewatering systems**. *Géotechnique*, v. 42, p. 635-639, 1997.

QUISPE, R. J. Q. **Implementação Numérica para Análise de Fluxo Transiente 3D em Barragens**. Rio de Janeiro, 2008. 109 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Geotécnica) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

QUISPE, R. J. Q. **Análise tridimensional de problemas hidromecânicos em solos parcialmente saturados**. Rio de Janeiro, 2012. 163 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Geotécnica) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

RODRIGUEZ ALONSO, URBANO. **Rebaixamento Temporário de Aquíferos**. São Paulo: Tecnogeo, 1999.

ROMANEL, C. **Métodos Numéricos em Geotecnia** - Notas de aula, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

ROMANEL, C. **Mecânica dos Solos** - Notas de aula, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

RUSHTON, K. R.; REDSHAW, S. C. **Seepage and groundwater flow: numerical analysis by analogue and digital methods**. Chichester: John Wiley & Sons 1979.

THEIS, C. V. **The relation between the lowering of the piezometric surface and rate and duration of discharge of a well using ground water storage**. *Transactions of the American Geophysical Union* v. 16, p. 519–524, 1935.

THIEM, G. **Hydrologische methoden**. J.M. Gebhardt: Leipzig, 1906.

TODD, D. K.; MAYNS, L.; **Groundwater Hydrology III Edition**. New York: John Wiley & Sons, 2005.

TODD, D. K. **Groundwater Hydrology II Edition**. New York: John Wiley & Sons, 1980.

VELLOSO, P. P.; **Rebaixamento do lençol d'água: dados para projeto e execução**. Rio de Janeiro, 1977.

WALTON, W. C.; **Groundwater Resource Evaluation**. New York: McGraw-Hill, 1970.

WATSON, I.; BURNETT, A. D. **Hydrology an Environmental Approach**. Boca Raton: CRC Press, 1995.

WENZEL, L. K. **Methods for determining permeability of water-bearing materials**. United States Geological Survey. Water-Supply, 1942.