

5 Rebaixamento do lençol freático

5.1. Introdução

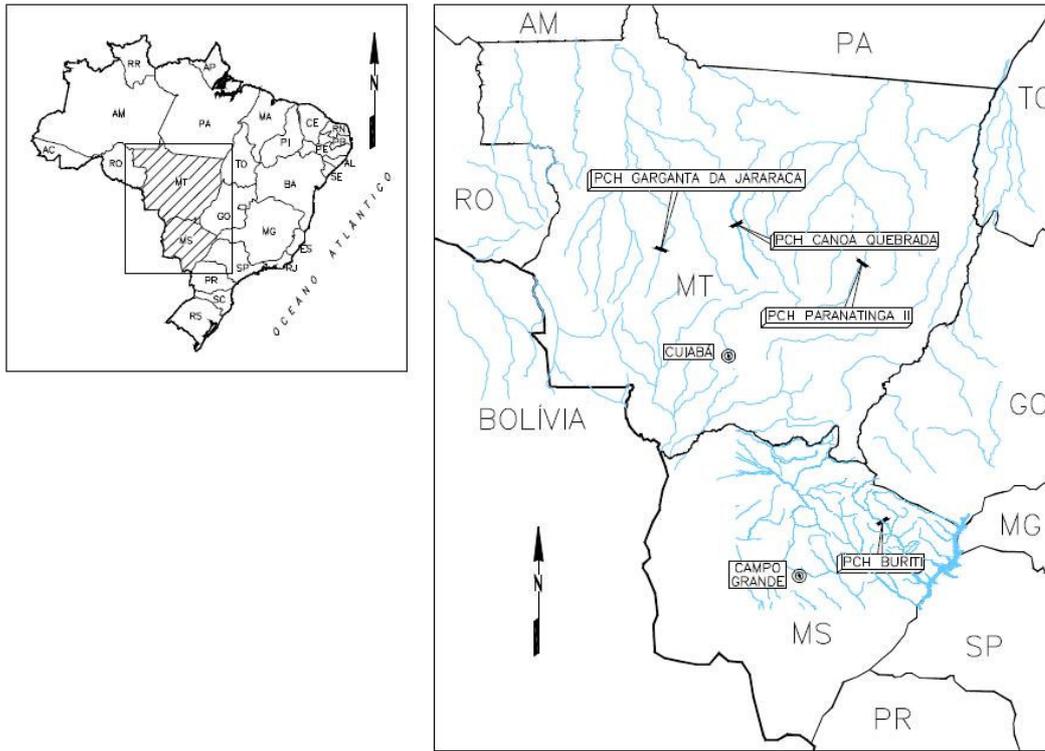
Neste capítulo, as diferenças nos resultados de análises numéricas de fluxo com simulações bi e tridimensionais são investigadas no contexto do rebaixamento do nível d'água subterrânea. Dois problemas foram abordados neste capítulo: a) o rebaixamento para construção das estruturas da PCH (Pequena Central Hidrelétrica) Canoa Quebrada - MT; b) rebaixamento para construção das fundações e pisos subterrâneos do Shopping Brooklin, na cidade de São Paulo.

5.2. Pequena Central Hidrelétrica Canoa Quebrada

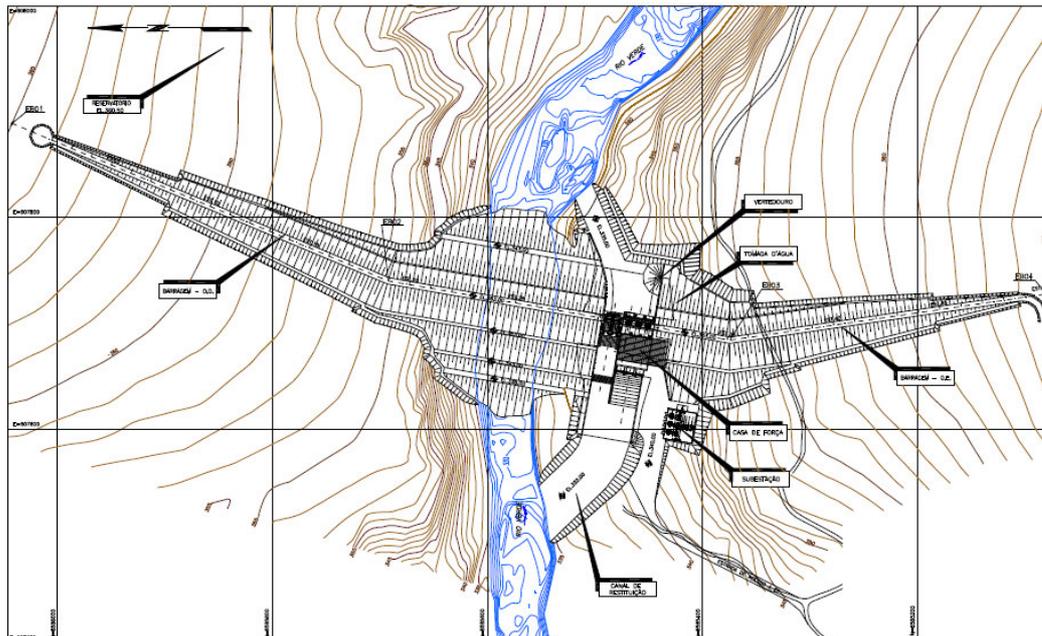
A PCH Canoa Quebrada, com potência de 28 MW, está localizada no Rio Verde, Estado de Mato Grosso na divisa entre os municípios de Lucas do Rio Verde e Sorriso (figura 5.1a). O barramento da usina é constituído por uma barragem de terra homogênea com crista na elevação 363m e altura máxima de 37m no leito do rio. A barragem incorpora o vertedouro, localizado na margem esquerda do rio com extensão aproximada de 630m, e uma casa de força (figura 5.1b).

A escavação para implantação das estruturas de concreto (canal de adução, tomada d'água, casa de força, vertedouro, canal de fuga) representa uma área aproximada de 25.256 m² (figura 5.2) com geometria alongada, de 360 m de comprimento paralelamente à margem do rio e largura média de 70m.

A fundação das estruturas de concreto foi executada na elevação 325m com escavação de 17m de profundidade abaixo da superfície do terreno



(a)



(b)

Figura 5.1 – (a) Localização da PCH Canoa Quebrada (Gomes, 2006), (b) Arranjo geral da hidrelétrica (Corrêa, 2006)



Figura 5.2 – Área do rebaixamento para implantação das estruturas da PCH Canoa Quebrada

O perfil do subsolo na área da casa de força e vertedouro é caracterizado por uma estratificação subhorizontal, típica de depósitos sedimentares. A partir da superfície do terreno, observa-se uma camada de areia fina siltosa, fofa a pouco compacta, com 1 a 5m de espessura que ocorre aproximadamente até a elevação 335m. Daí em diante, até a elevação 330m, o substrato é constituído por areia silto argilosa pouco a medianamente compacta. Abaixo da elevação 330m, a camada de areia siltosa é muito compacta, não sendo verificado a ocorrência de rocha até o limite das sondagens (Corrêa, 2006).

5.2.1. Rebaixamento do lençol freático

A superfície do lençol freático ocorre em torno da elevação 340m. Na figura 5.3 apresenta-se o perfil do subsolo com a indicação da escavação e das estruturas de concreto da PCH Canoa Quebrada.

O rebaixamento do lençol freático foi de 18m, da elevação natural 340m para a elevação 322m, três metros abaixo da base das fundações de concreto. O sistema de rebaixamento foi constituído por 74 poços profundos com diâmetros de 40cm, comprimento mínimo de ficha de 12m, espaçados a cada 10m, aproximadamente. Adicionalmente, foram também empregadas 133 ponteiros

filtrantes em torno da região central da escavação e bombas com capacidade de vazão de até 15m³/h. A figura 5.4 mostra a configuração final do sistema de rebaixamento, juntamente com a instrumentação utilizada para monitorar o rebaixamento do lençol d'água, formada por 10 medidores de nível d'água e 4 piezômetros de tubo aberto (Corrêa, 2006).

5.2.2. Análise considerando método analítico

Para a estimativa das permeabilidades foram executados ensaios de campo, com resultados experimentais concentrados na faixa de 5x10⁻⁶m/s a 10⁻⁷cm/s. Para fins de cálculo analítico da vazão de rebaixamento, o subsolo foi considerado como meio poroso isotrópico, homogêneo, com coeficiente de permeabilidade $k = 3 \times 10^{-6}$ m/s. A vazão, calculada pela aproximação dos poços em vala contínua totalmente penetrante em aquífero gravitacional através da equação 3.7, resultou na vazão $Q_{\text{analítico}}^{\text{total}} = 48 \text{ m}^3 / \text{h}$, considerando a extensão da vala em 360m.

A vazão total medida em campo (calculada pela razão entre o volume de água bombeada em determinado intervalo de tempo) foi determinada em $Q_{\text{campo}}^{\text{total}} = 243 \text{ m}^3 / \text{h}$ ($Q_{\text{campo}}^{\text{total}} = 0,0675 \text{ m}^3 / \text{s}$) indicando erro relativo de 80,25% do valor previsto analiticamente em relação ao medido em campo.

Correa (2006) executou uma retroanálise com base na equação (3.7) e valor da vazão em campo para determinar um novo coeficiente de permeabilidade do meio poroso homogêneo, estabelecido em $k = 8 \times 10^{-6}$ m/s e cerca de 2,2 vezes superior ao inicialmente adotado ($k = 3,6 \times 10^{-6}$ m/s).

O problema deste tipo de análise é a pressuposição e aceitação de que o modelo analítico baseado em fluxo 2D para valas totalmente penetrantes em meio homogêneo possa representar a realidade de fluxo em campo, o que, evidentemente, não é o caso, constituindo-se em mera primeira aproximação.

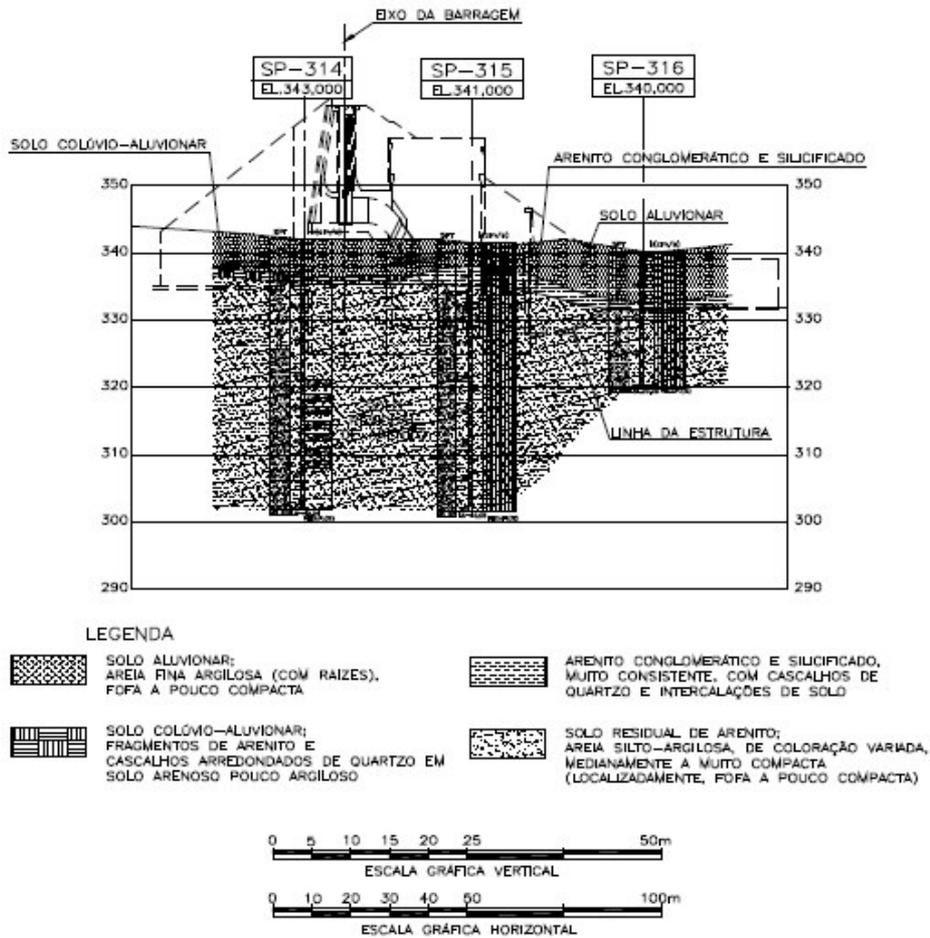


Figura 5.3 - Perfil geológico-geotécnico ao longo do eixo da casa de força da PCH Canoa Quebrada (Corrêa, 2006)

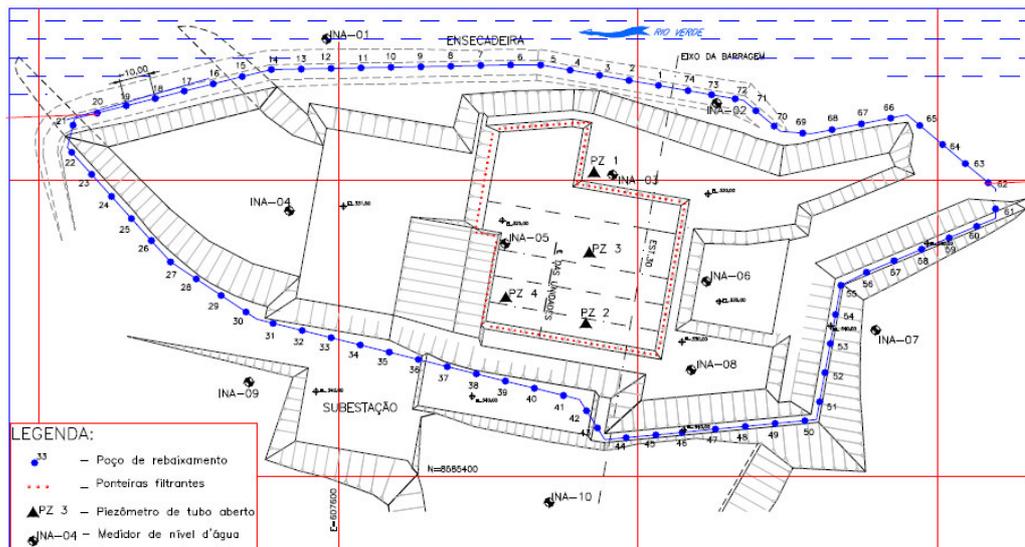


Figura 5.4 - Configuração final do sistema de rebaixamento na área das estruturas da PCH Canoa Quebrada (Corrêa, 2006)

5.2.3. Análise numérica de fluxo permanente tridimensional

Na figura 5.5 está esquematizada a malha de elementos finitos para o projeto de rebaixamento, constituída pela justaposição de 591 blocos hexaédricos que foram subdivididos pelo programa computacional Seep 3D em 4626 elementos finitos 3D de 20 nós (quadráticos) conectados por 6223 pontos nodais.

As dimensões da malha são de 445m (direção x), 47,5m (direção y) e 240m (direção z). Os tipos de solos e correspondentes coeficientes de permeabilidade saturados estão indicados nas figura 5.6 e tabela 5.1.

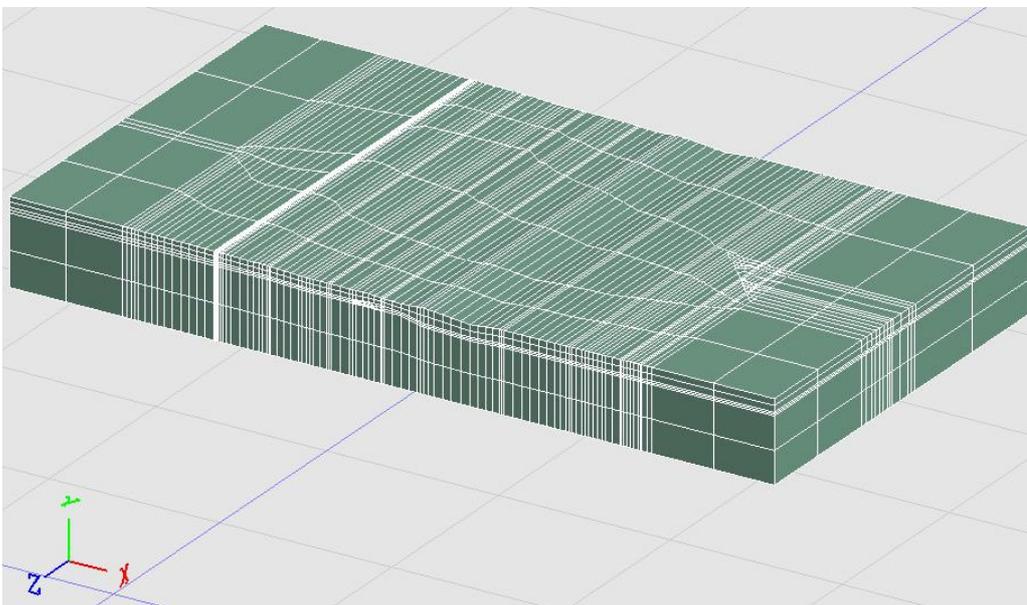


Figura 5.5 - Malha de elementos finitos para a PCH Canoa Quebrada

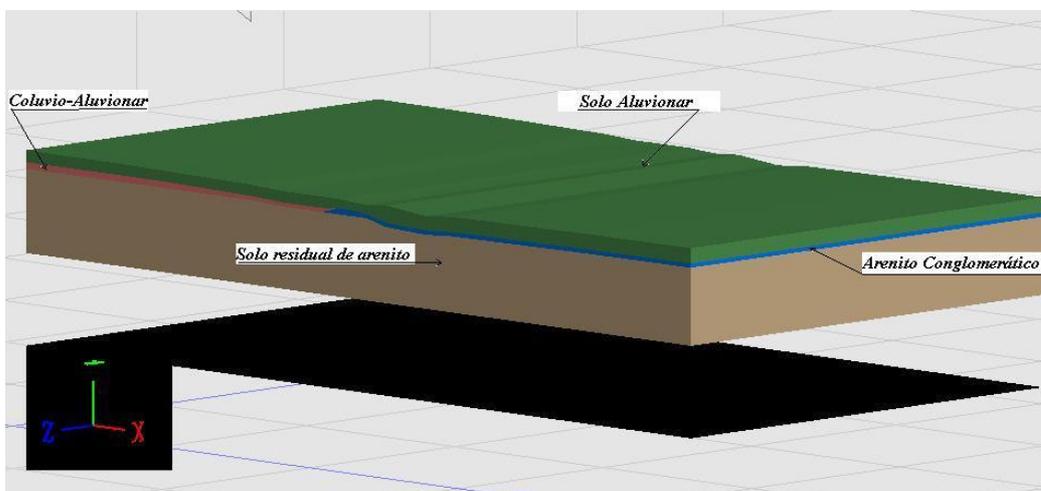


Figura 5.6 - Modelo com os diferentes tipos de solos na região da PCH Canoa Quebrada

Tabela 5.1 - Coeficientes de permeabilidade saturados para as análises de fluxo pelo método dos elementos finitos (3D e 2D)

Tipo de solo	Coeficiente de permeabilidade (m/s)
Solo aluvionar (areia fina argilosa)	3×10^{-6}
Solo aluvio-coluvionar (cascalhos arredondados de quartzo em solo arenoso pouco compacto)	7×10^{-4}
Arenito conglomerático (com cascalhos de quartzo e intercalações de solo)	3×10^{-4}
Solo residual de arenito (areia silto-argilosa)	5×10^{-7}

Os valores dos coeficientes de permeabilidade na condição saturada foram estimados da literatura com base no tipo de material do subsolo de Canoa Quebrada na região do rebaixamento. As correspondentes funções de condutividade hidráulica, necessárias para solução do problema de fluxo com auxílio do método de malha fixa (capítulo 2, item 2.2.7), foram as apresentadas na figura 5.7, com base na recomendação de Desai (1976), Li e Desai (1976), Bakker (1989) - figura 2.13.

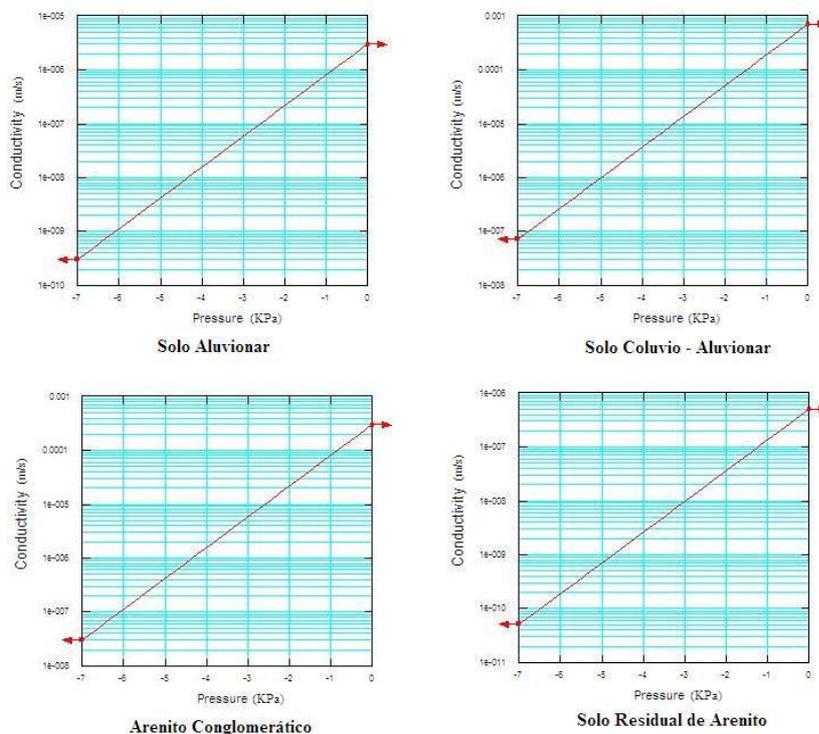


Figura 5.7 - Funções de condutividade utilizadas para os diferentes tipos de solo da PCH Canoa Quebrada

A figura 5.8 apresenta a posição natural da superfície freática antes do rebaixamento, localizada elevação 340m.

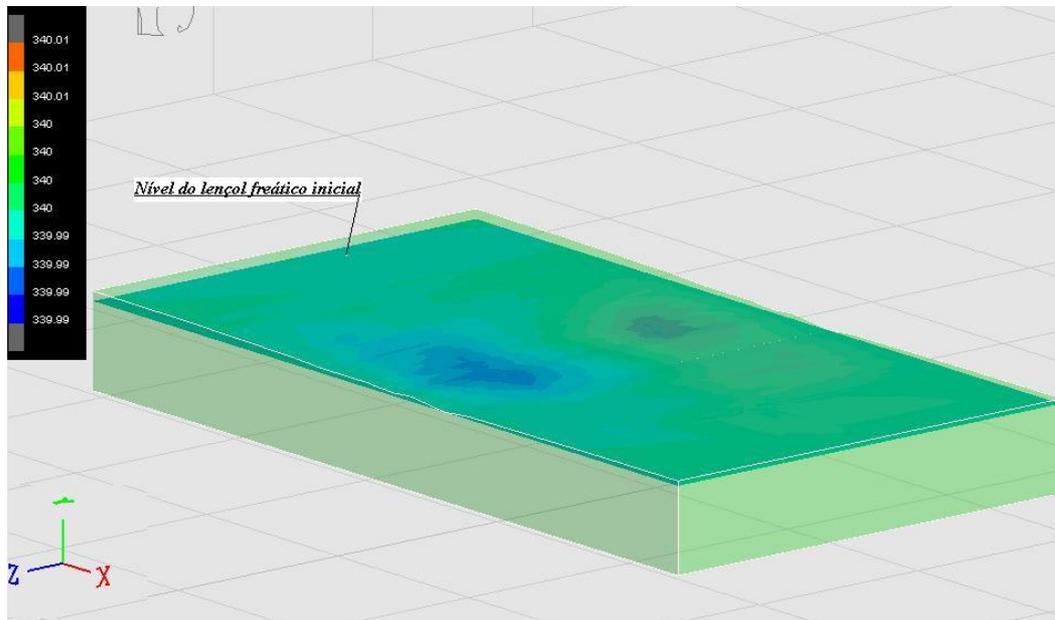


Figura 5.8 – Posição natural da superfície freática na elevação 340m

Para cálculo da vazão total, as condições de contorno nas superfícies laterais da malha foram impostas como $h = h_e$ e na área poligonal do rebaixamento determinada pelo alinhamento dos 74 poços prescreveu-se uma perda de carga hidráulica total $\Delta h = 18\text{m}$, equivalente ao desnível provocado pelo rebaixamento.

O valor da vazão total calculada foi de $Q_{3D}^{\text{total}} = 201,6\text{m}^3/\text{h}$ (ou $0,056\text{m}^3/\text{s}$) com erro relativo de 17,03% em relação à vazão de campo, considerado razoável em virtude das hipóteses introduzidas no problema, causadas pelo desconhecimento dos valores dos coeficientes de permeabilidade dos diferentes tipos de solo e de suas respectivas variações com a sucção.

As figuras 5.9 a 5.11 mostram as distribuições espaciais computadas pelo programa Seep 3D das cargas hidráulicas, de pressão e velocidades de fluxo na condição de fluxo permanente após o rebaixamento de 18m do lençol freático.

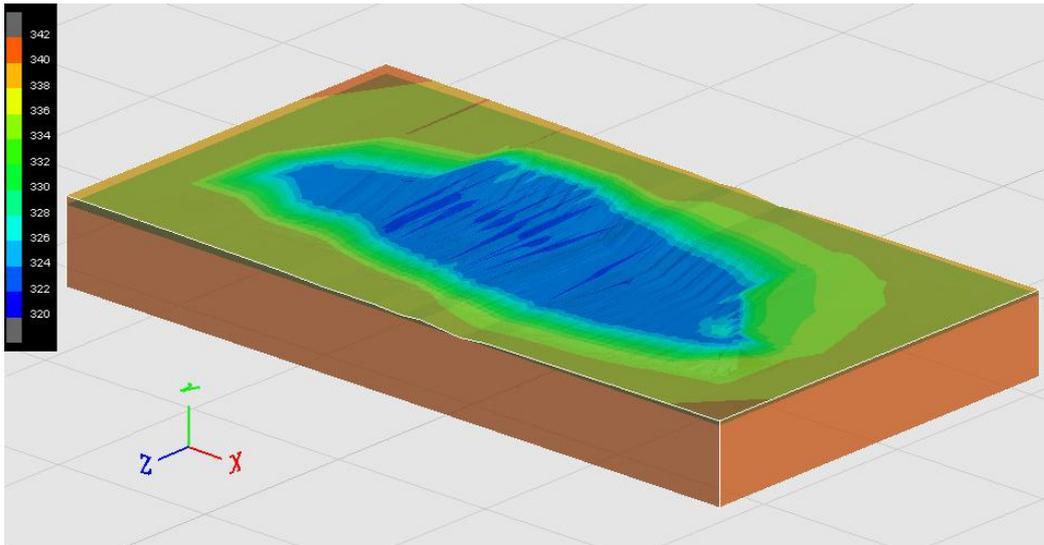


Figura 5.9 – Distribuição espacial das cargas hidráulicas após o rebaixamento

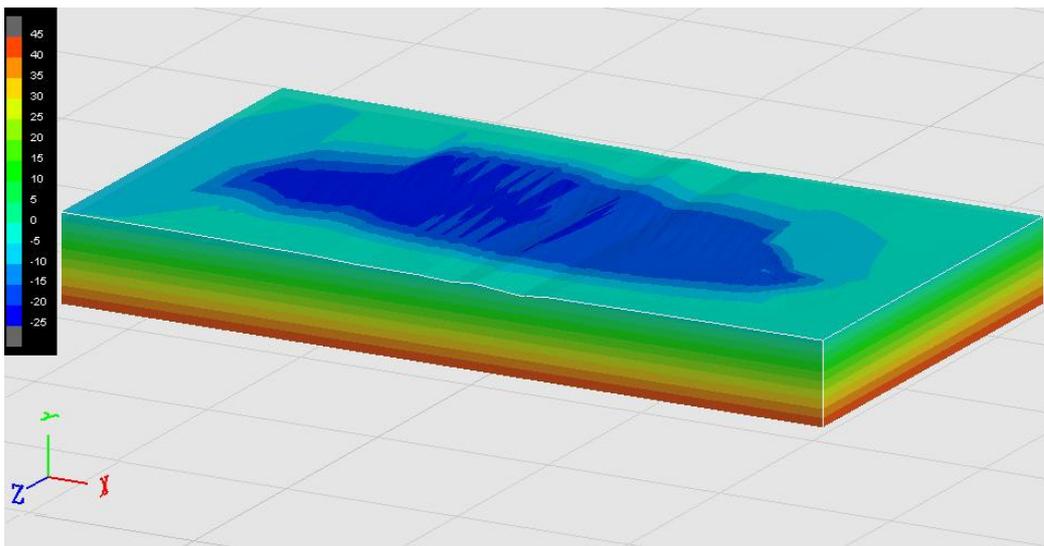


Figura 5.10 - Distribuição espacial das cargas de pressão após o rebaixamento

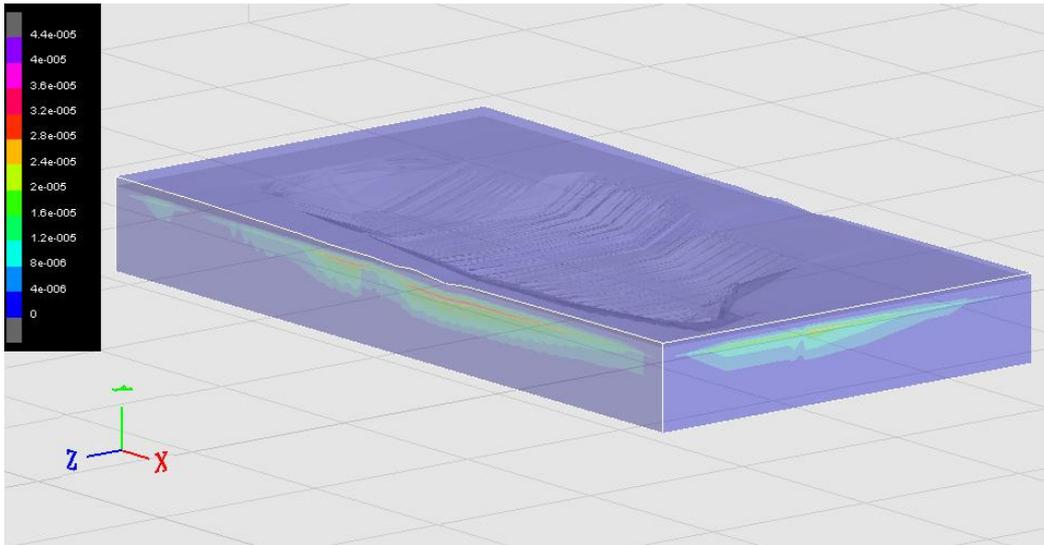


Figura 5.11 - Distribuição espacial das velocidades de fluxo após o rebaixamento

Uma outra simulação numérica do rebaixamento foi feita, desta vez considerando que em cada um dos 74 poços o bombeamento imposto foi de 2,73 m³/h (ou $7,57 \times 10^{-4}$ m³/s) totalizando uma vazão combinada de 201,6 m³/h (ou 0,056 m³/s) em todo o sistema e rebaixamento.

A figura 5.12 apresenta a nova posição do lençol freático obtido a partir da simulação do bombeamento, enquanto que a figura 5.14 indica a correspondente localização da linha freática ao longo da seção transversal 2 (figura 5.13).

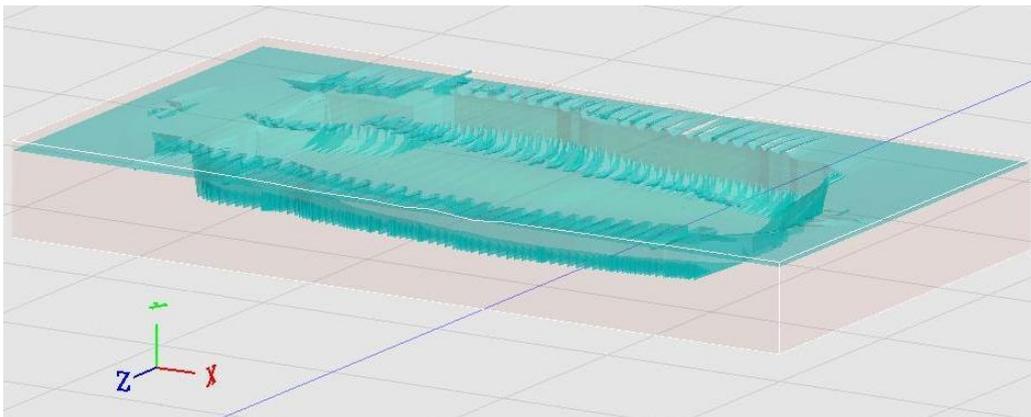


Figura 5.12 – Nova posição da superfície freática com imposição de bombeamento nos 74 poços do sistema

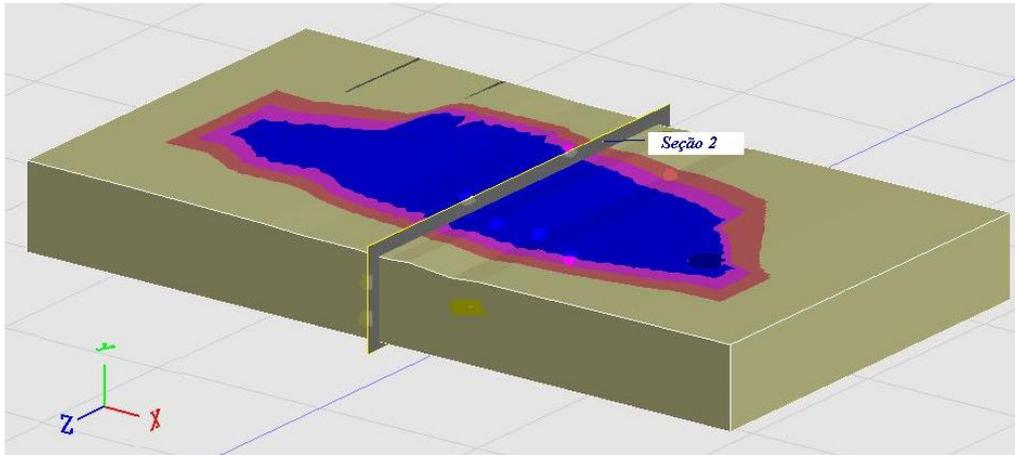


Figura 5.13 - Localização da seção 2 no domínio tridimensional

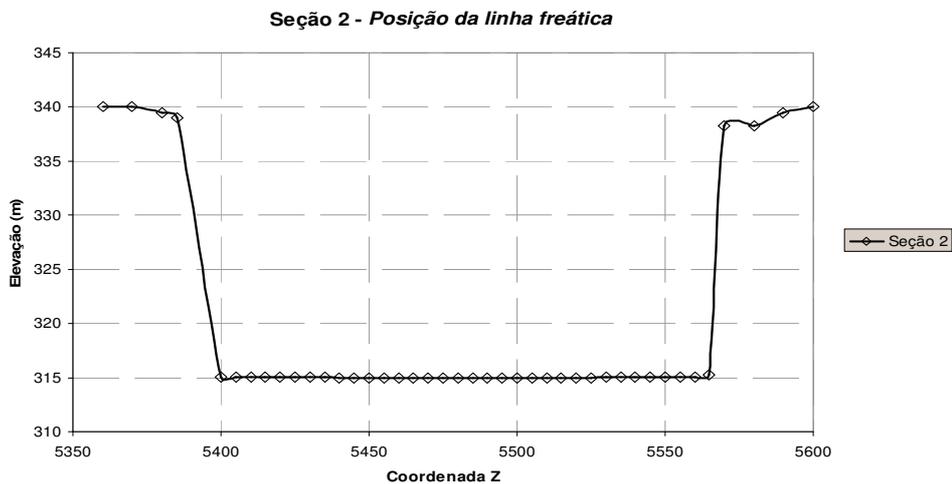


Figura 5.14 - Localização da linha freática na seção 2

Embora a vazão total em ambas as análises tenha sido a mesma, observou-se que no caso de bombeamento prescrito nos poços distribuídos no perímetro da poligonal o rebaixamento do lençol freático foi superior ao calculado na situação em que a carga total foi simplesmente prescrita na elevação 322m. Esta diferença de respostas numéricas é mais visível no plano da seção 2, apresentado na figura 5.14, onde o nível d'água rebaixou para a elevação 315m (25m de rebaixamento).

5.2.4. Análise numérica de fluxo permanente dimensional

Para o caso da PCH Canoa Quebrada foram feitas duas análises de fluxo 2D, a primeira admitindo-se fluxo axissimétrico e a outra sob condição de fluxo plano. Ambas as análises foram executadas pelo método de prescrição de cargas hidráulicas nodais nos poços profundos da periferia da área de rebaixamento.

5.2.4.1. Análise 2D axissimétrica

Na situação em que a distribuição geométrica dos poços em planta é uma poligonal fechada acompanhando o perímetro da escavação, vimos no capítulo 3, item 3.5.3, que o dimensionamento do sistema de rebaixamento pode ser aproximado considerando-se um único poço circular de seção transversal equivalente à área delimitada por esta poligonal, sob condições de fluxo 2D axissimétrico. A vantagem da utilização deste modelo pelo método dos elementos finitos é que a restrição da homogeneidade do meio poroso, exigência da formulação analítica, é dispensada.

O poço único foi determinado com raio $r_p = 90\text{m}$, com seção transversal equivalente à área da poligonal demarcada pelos poços profundos. A profundidade do poço foi fixada em 20m a partir da superfície do terreno, atingindo a elevação 322m correspondente à posição do lençol freático rebaixado.

A malha de elementos finitos da figura 5.15 foi composta de 914 elementos quadrilaterais de 4 nós e 4 elementos triangulares de 3 nós, conectados por 997 pontos nodais.

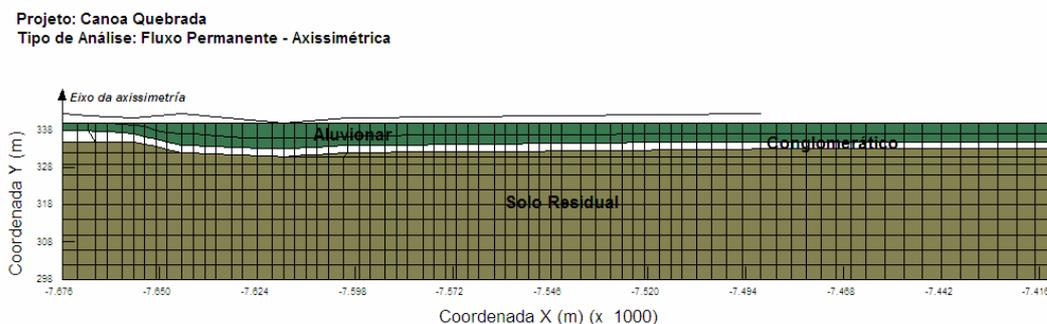


Figura 5.15 - Malha de elementos finitos e solos considerados na análise axissimétrica

As condições de contorno consideradas foram prescrição de impermeabilidade no eixo de axissimetria, carga hidráulica constante de 340m no contorno vertical à direita (relacionada com a posição natural da superfície freática) e carga hidráulica de 322m (i.e. rebaixamento de 18m) nos pontos situados na elevação 322m e dentro da distância $r \leq r_p$ a partir do eixo de axissimetria.

As figuras 5.16 a 5.19 mostram os resultados obtidos em termos de cargas hidráulicas, cargas de pressão, velocidades e gradientes hidráulicos, respectivamente. A vazão total calculada foi de 0,975 m³/s (3510 m³/h), um valor bastante discrepante do medido em campo (0,0675 m³/s ou 243 m³/h) com erro relativo de 1344,44%.

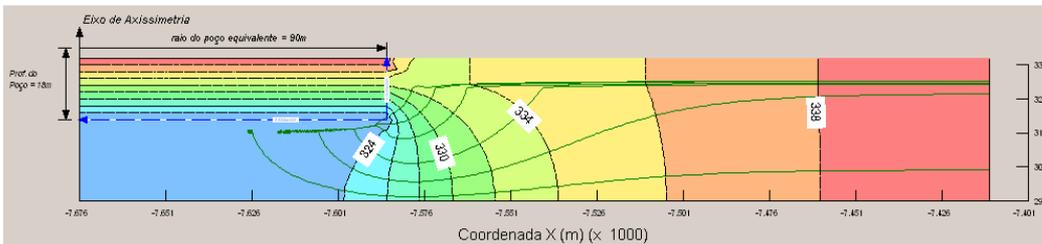


Figura 5.16 - Distribuição das cargas hidráulicas (equipotenciais) e linhas de fluxo na análise axissimétrica

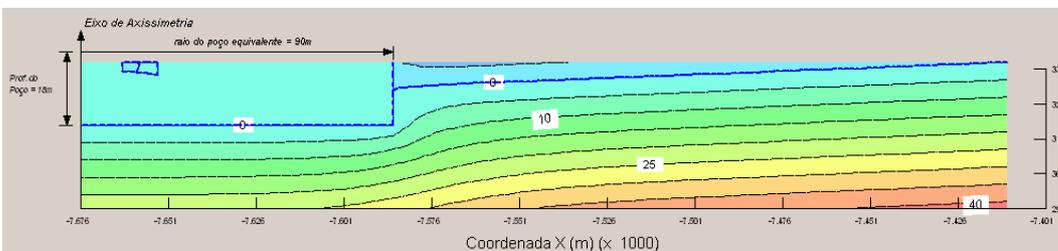


Figura 5.17 – Distribuição das cargas de pressão e nova posição da linha freática na análise axissimétrica

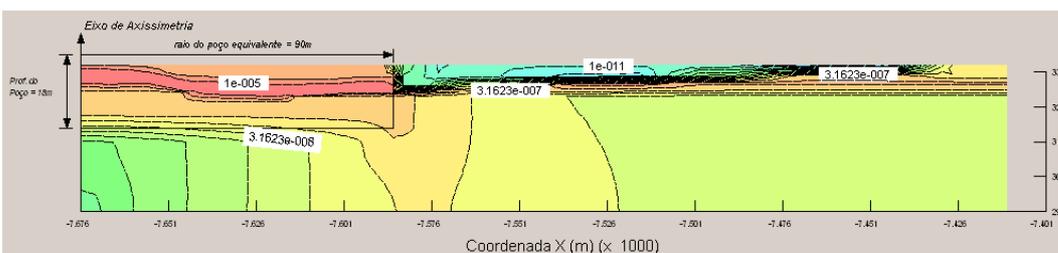


Figura 5.18 – Distribuição das velocidades de fluxo na análise axissimétrica

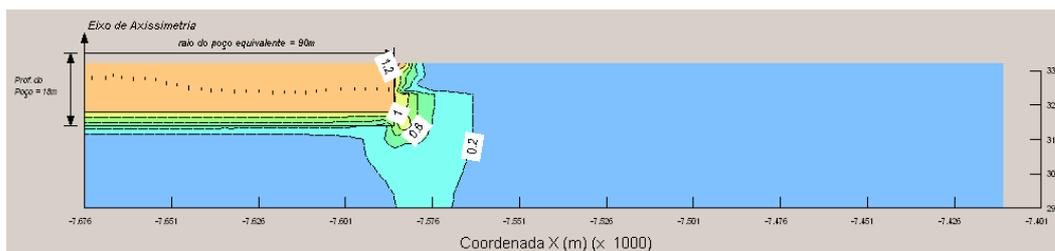


Figura 5.19 – Distribuição dos gradientes hidráulicos na análise axissimétrica

5.2.4.2. Análise 2D plana

Da observação da geometria da área poligonal de rebaixamento, optou-se na análise plana 2D em considerar-se a seção transversal 2 com 240m de largura, mostrada na figura 5.13

Duas linhas de poços, separadas da distância de 240m e com profundidade de 20m a partir da superfície do terreno, foram consideradas conforme figura 5.20.

Para esta análise bidimensional analisaram-se duas seções transversais com perfis de solo diferentes: perfil I - formado por solo superficial aluvionar, seguido de camada de arenito conglomerático e solo residual (figura 5.20); perfil II - constituído por solo superficial aluvionar, seguido de camada colúvio-aluvioanar e solo residual (figura 5.21).

a) Perfil de solo I

A malha de elementos finitos para a análise do problema de rebaixamento com o perfil de solo I foi formada por 2224 elementos, dos quais 2124 quadriláteros de 4 nós e 100 triangulares com 3 nós, ligados por 2318 pontos nodais (figura 5.20).

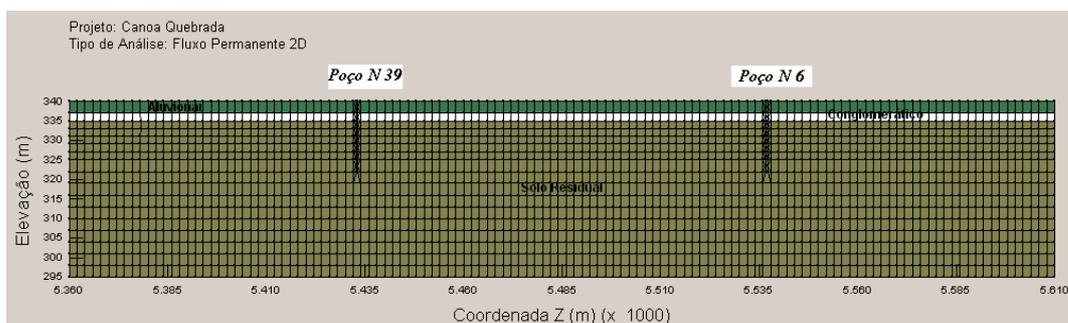


Figura 5.20 - Malha de elementos finitos na análise de fluxo plana com perfil de solo I

As figuras 5.22 a 5.25 apresentam os resultados numéricos obtidos com a análise de fluxo plano, expressos em termos da distribuição de cargas hidráulica, cargas de pressão, velocidades de fluxo e gradientes hidráulicos. O valor da vazão total na análise plana 2D, considerando perfil de solo I e extensão de 445m, foi determinado como $Q_{\text{plano}}^{\text{total}} = 118,8 \text{ m}^3 / \text{h}$ ou $Q_{\text{plano}}^{\text{total}} = 0,033 \text{ m}^3 / \text{s}$.

b) Perfil de solo II

A malha de elementos finitos para a análise do problema de rebaixamento com o perfil de solo II foi formada por 2223 elementos, dos quais 2125 quadriláteros de 4 nós e 98 triangulares com 3 nós, ligados por 2318 pontos nodais (figura 5.21).

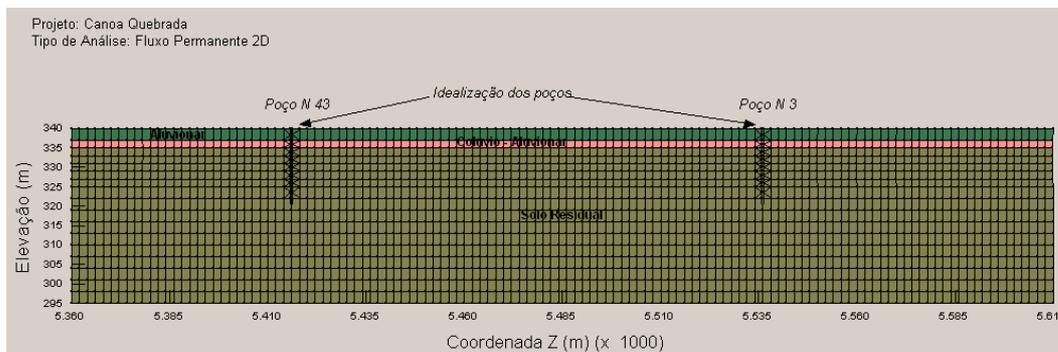


Figura 5.21 - Malha de elementos finitos na análise de fluxo plana com perfil de solo II

As figuras 5.26 a 5.29 apresentam os resultados numéricos obtidos com a análise de fluxo plano, expressos em termos da distribuição de cargas hidráulica, cargas de pressão, velocidades de fluxo e gradientes hidráulicos. O valor da vazão total na análise plana 2D, considerando perfil de solo II e extensão de 445m, foi determinado como $Q_{\text{plano}}^{\text{total}} = 295,2 \text{ m}^3 / \text{h}$ ou $Q_{\text{plano}}^{\text{total}} = 0,082 \text{ m}^3 / \text{s}$.

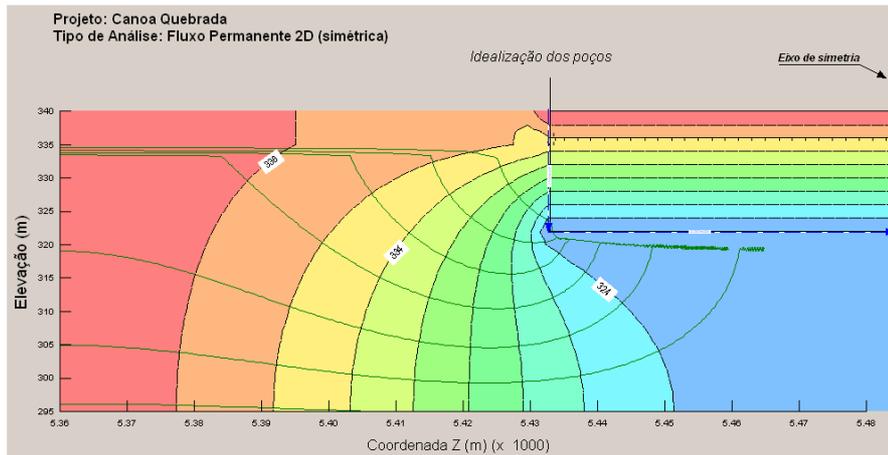


Figura 5.22 – Distribuição das cargas hidráulicas e linhas de fluxo com perfil I

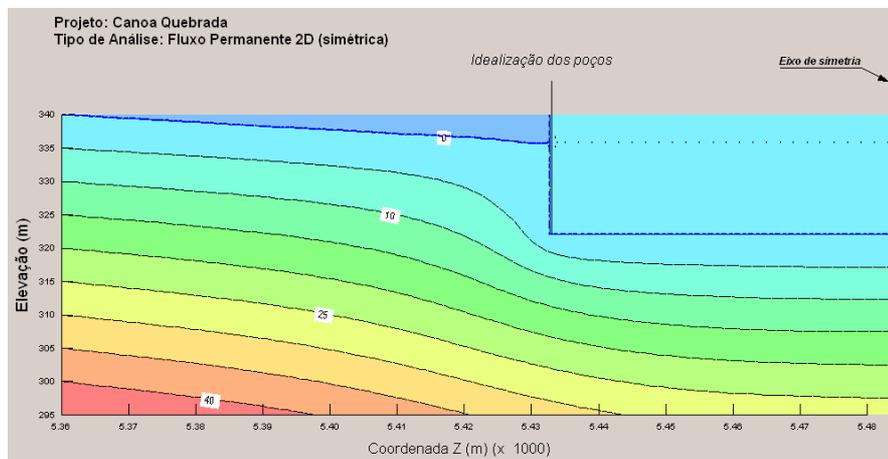


Figura 5.23 – Distribuição das cargas de pressão e posição da linha freática

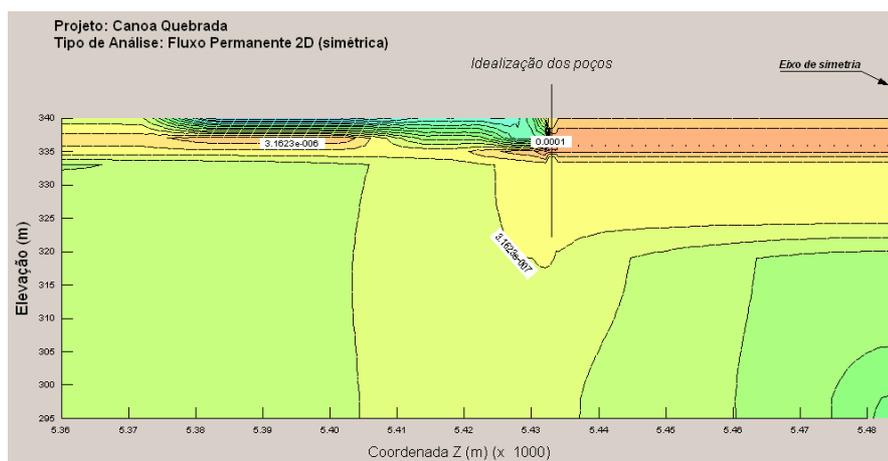


Figura 5.24 – Distribuição das velocidades de fluxo na análise plana com perfil I

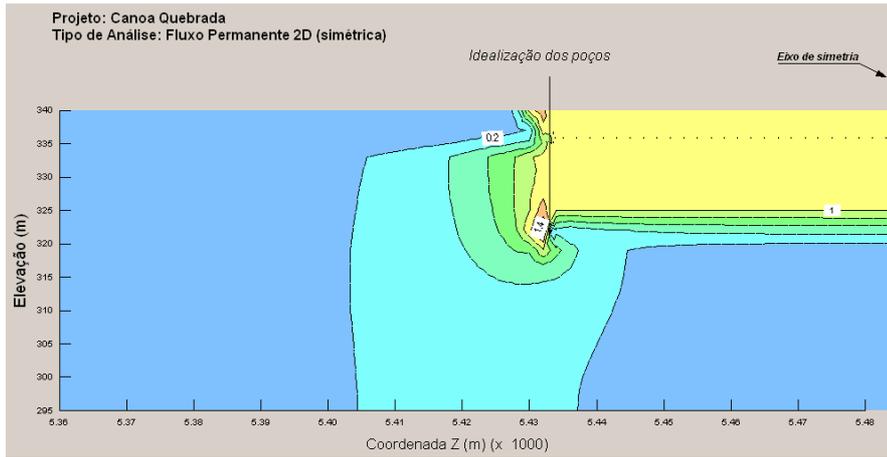


Figura 5.25 – Distribuição dos gradientes hidráulicos na análise plana com perfil I

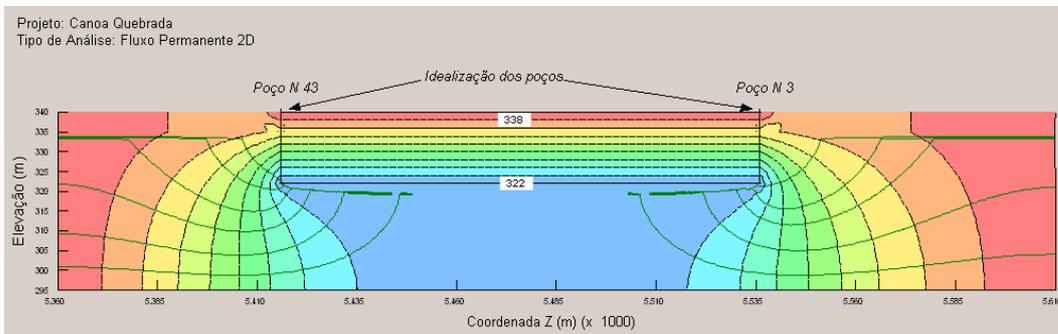


Figura 5.26 – Distribuição das cargas hidráulicas e linhas de fluxo com perfil II

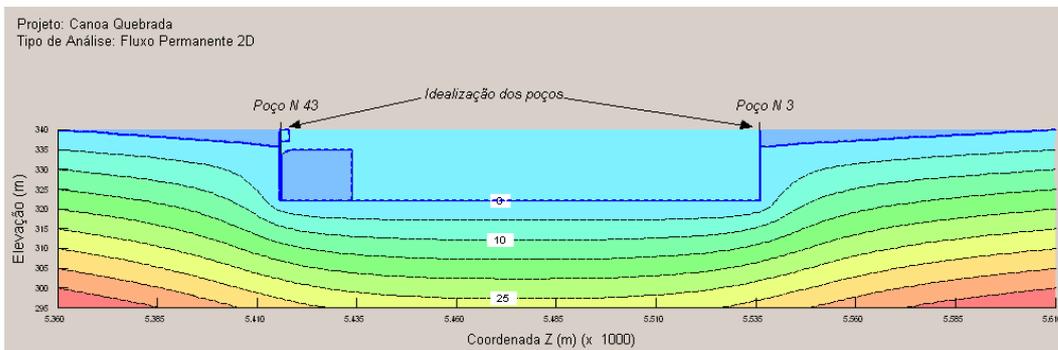


Figura 5.27 - Distribuição das cargas de pressão e posição da linha freática com perfil II

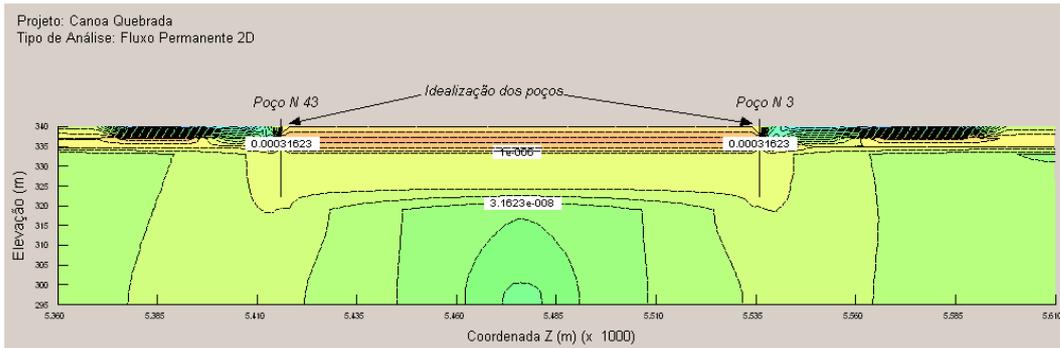


Figura 5.28 - Distribuição das velocidades de fluxo na análise plana com perfil II

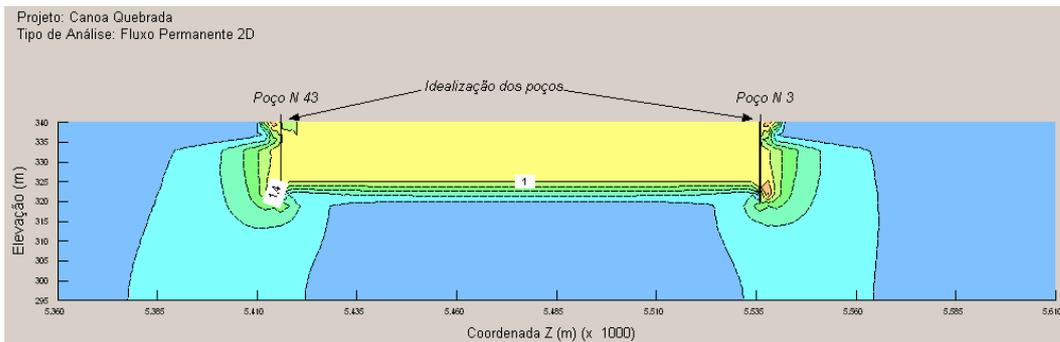


Figura 5.29 - Distribuição dos gradientes hidráulicos na análise plana com perfil II

Para efeitos de comparação dos resultados numéricos obtidos na seção 2 da figura 5.13, as posições das linhas freáticas obtidas nas análises 3D e 2D, de fluxo plano, considerando os perfis de solo I e II, foram comparadas na figura 5.30.

Com o mesmo propósito é apresentada a tabela 5.2 listando os valores medidos e previstos de vazão total, bem como seus respectivos erros relativos.

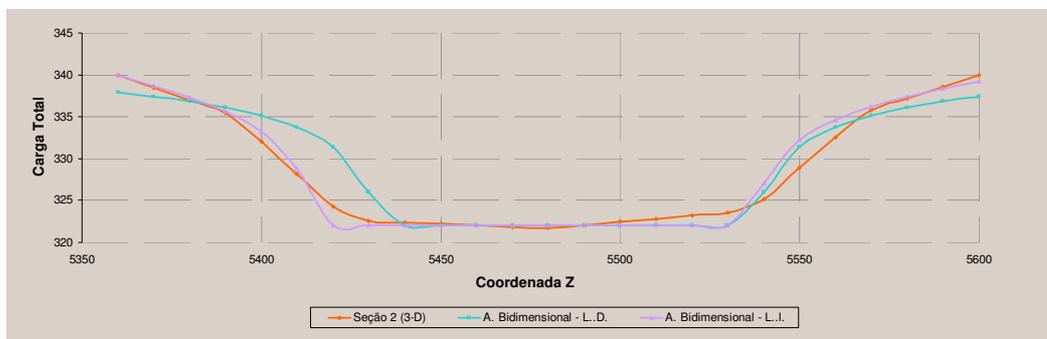


Figura 5.30 - Comparação das posições das linhas freáticas na seção 2 - figura 5.13 - obtidas em análises 2D (perfis de solo I e II) e 3D

Tabela 5.2 - Valores das vazões e erros relativos nas análises de rebaixamento considerando modelos bi e tridimensionais

Tipo de Análise			Vazão (m ³ /s)	Erro relativo (%)
Medido em campo			0,0675	-----
Permanente 3D			0,056	- 17,03
Permanente 2D	Plano	Perfil I	0,033	- 42,14
		Perfil II	0,082	+21,48
Axissimétrico			0,975	1344,44

5.3. Shopping Brooklin – São Paulo

5.3.1. Descrição geral da obra

O shopping Brooklin está localizado na rua Califórnia na cidade de São Paulo, projetado para ser construído em uma área de 46m x 16m (figura 5.31). A profundidade para apoio das sapatas é de 6,5m abaixo do nível natural do terreno e a presença do lençol freático foi constatada na profundidade de 3m, através de ensaios de campo (SPT).



Figura 5.31 – Área de rebaixamento (46m x 16m) para construção do *shopping* Brooklin - São Paulo

O perfil do subsolo na área da construção do shopping é caracterizado por uma camada superficial de 3m constituída por argila arenosa muito mole, amarela, seguida de substrato de areia pouco siltosa, pouco compacta a compacta, cinza, até a profundidade de 19m (limite das sondagens).

A profundidade a rebaixar não precisará ultrapassar 6,5m de profundidade a partir da superfície do terreno. No sistema de rebaixamento foram utilizados 2 conjuntos de ponteiros de único estágio, com 6m de comprimento (incluindo 0.5m de dreno Propex), espaçadas a cada 2m ao longo do perímetro formado pelas ponteiros (figura 5.32). A vazão medida em campo foi $Q_{\text{campo}}^{\text{total}} = 0,0156 \text{ m}^3 / \text{s}$.

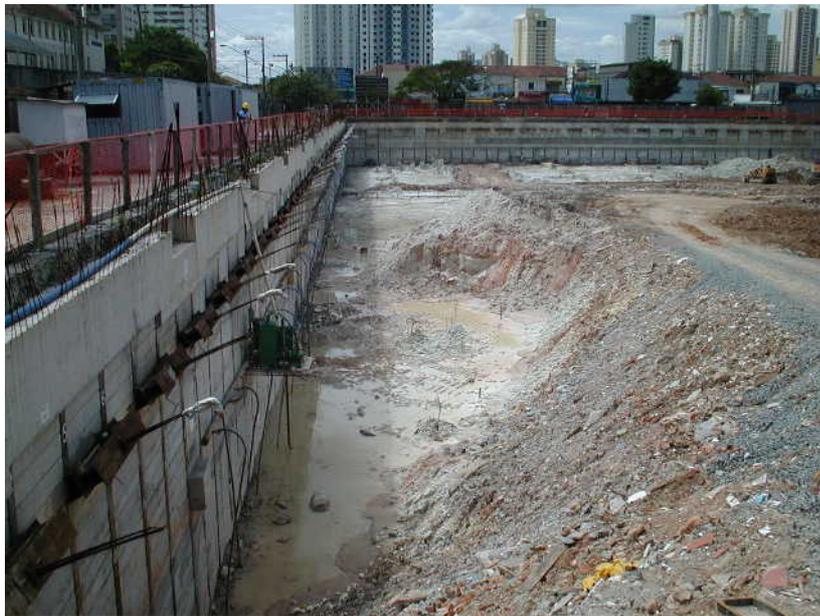


Figura 5.32-Sistema de rebaixamento com ponteiros no shopping Brooklin – São Paulo

5.3.2. Análise numérica de fluxo permanente 3D

A figura 5.33 mostra a malha de elementos finitos 3D composta de 500 blocos hexaédricos que se subdividem em 4000 elementos finitos de 20 nós (quadráticos) conectados por 5355 pontos nodais. O maciço de solo analisado para simulação do rebaixamento é constituído por material homogêneo (areia pouco siltosa) existente entre as profundidades de 3m (posição natural do lençol freático) e, no mínimo, até 19m. A argila muito mole existente até a profundidade de 3m não foi considerada na malha de elementos finitos.

A configuração do modelo 3D possui as seguintes dimensões: 66m na direção x, 16m ao longo da direção y e 36m na direção z. Cabe destacar que a área a rebaixar está na parte central do domínio, com medidas de 46m (direção x) e 16m (direção z).

Para a análise tridimensional considerou-se um valor do coeficiente de permeabilidade saturado de 3×10^{-5} m/s, obtido na literatura para areia pouco silteosa (tabela 3.2). A função de condutividade hidráulica está ilustrada na figura 5.34, modelando a situação da modelagem tradicional de solo saturado – solo seco, conforme mencionado no capítulo 2 (item 2.2.7).

A figura 5.35 apresenta a distribuição das cargas de pressão com indicação da posição da superfície freática natural na profundidade de 3m, correspondente ao topo da malha de elementos finitos.

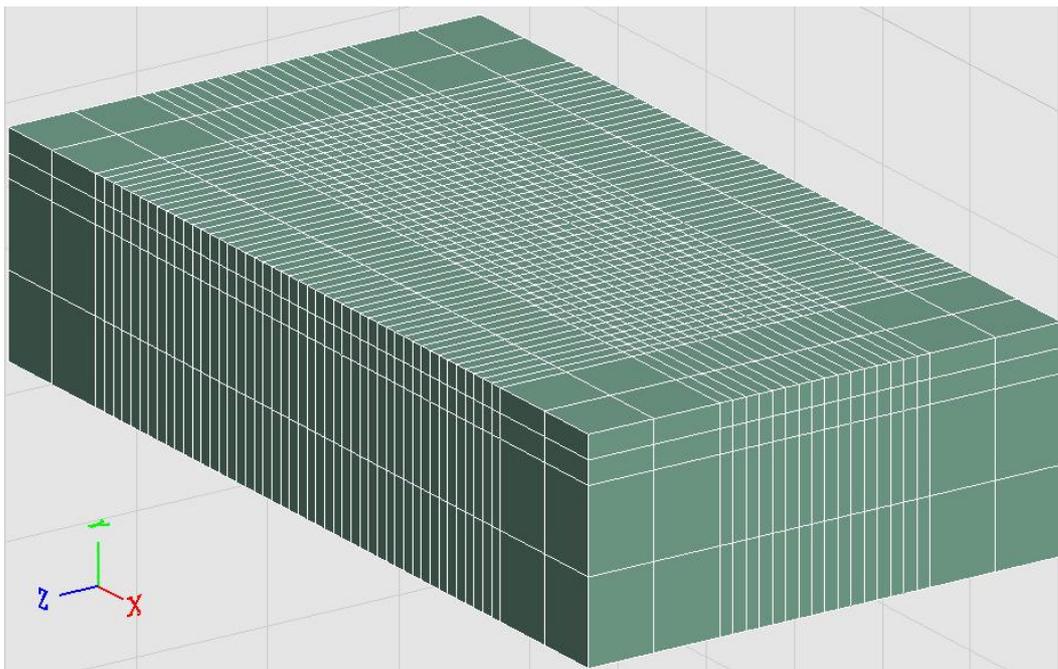


Figura 5.33 – Malha de elementos finitos constituída por um único material - Seep3D

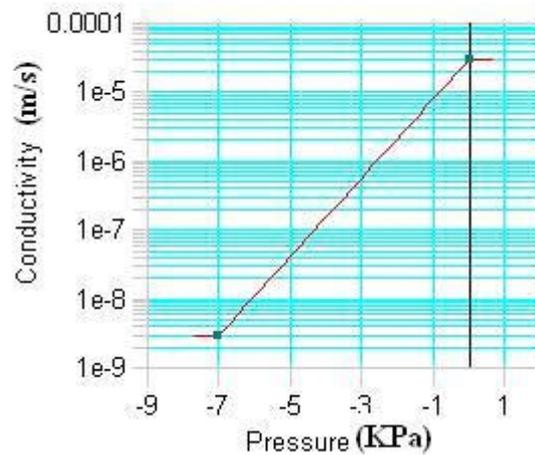


Figura 5.34 – Função de condutividade hidráulica não-saturada empregada na análise 3D do rebaixamento do lençol freático no shopping Brooklin - São Paulo

As condições de contorno são de carga total constante nos contornos laterais da malha ($h = 16\text{m}$) e aplicação de vazão em cada um das 62 ponteiros da figura 5.36 no valor de $Q_{\text{ponteira}} = (Q_{\text{total campo}} / 62) = (0,0156 / 62) = 2,516 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{s}$.

A figura 5.37 apresenta a nova posição do lençol freático, na profundidade de 6,5m da superfície do terreno, enquanto que a figura 5.38 mostra as distribuições de velocidades, com maiores valores aparecendo nas regiões junto às ponteiros, como seria natural esperar.

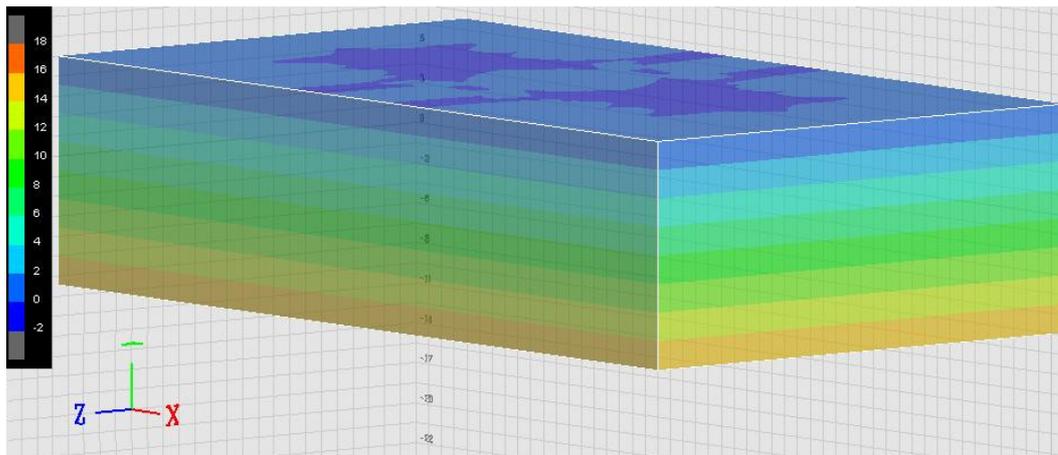


Figura 5.35 – Distribuição das cargas de pressão antes do rebaixamento

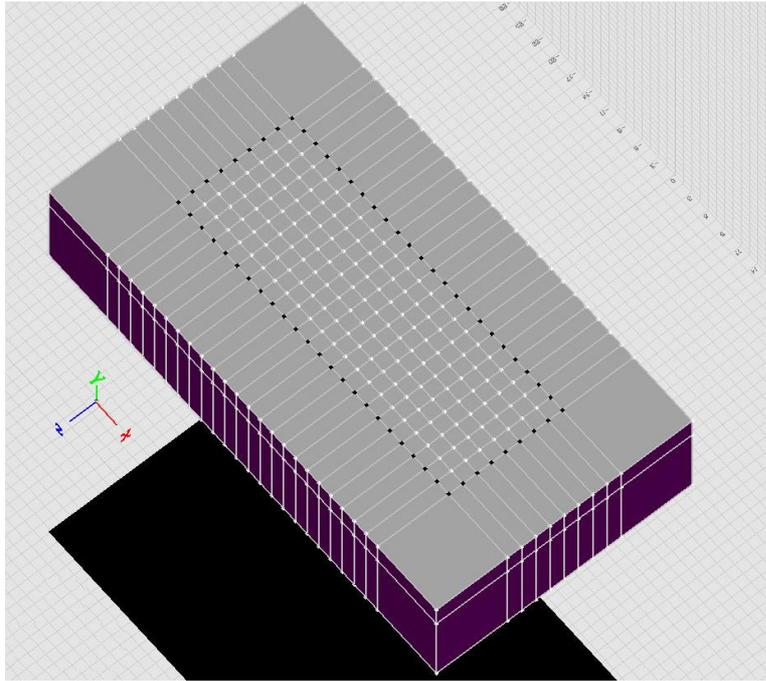


Figura 5.36 – Configuração do sistema de rebaixamento utilizado na análise 3D

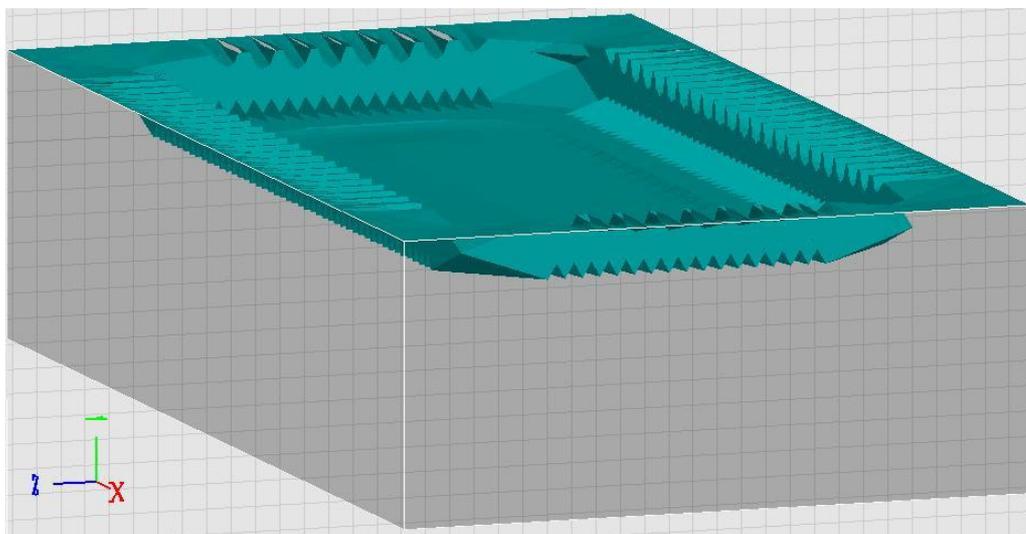


Figura 5.37 - Posição da superfície freática após rebaixamento de 3,5m no shopping Brooklin – São Paulo

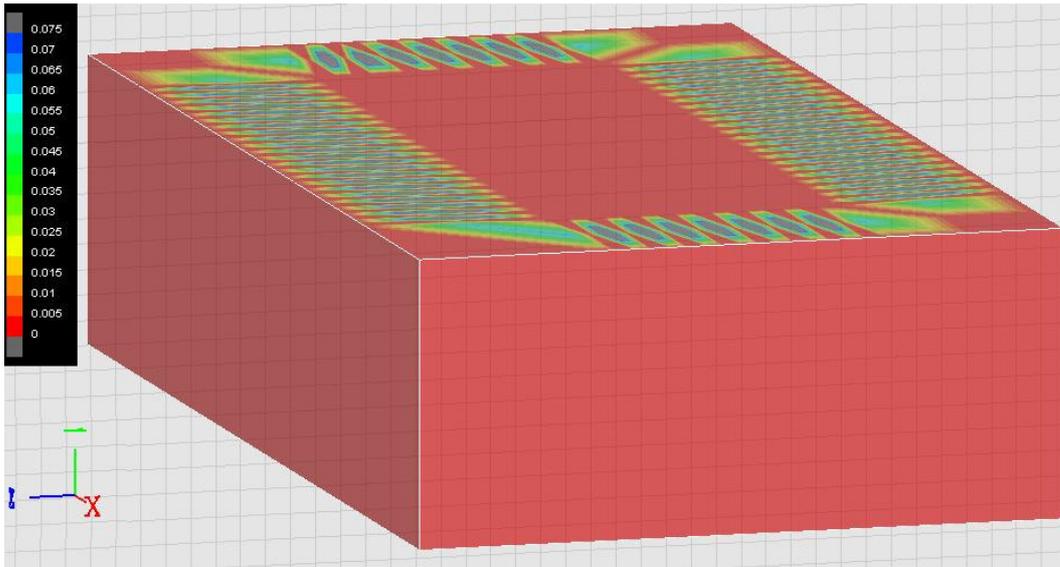


Figura 5.38 –Distribuição das velocidades de fluxo após rebaixamento

As figuras 5.39 e 5.40 ilustram a distribuição das cargas hidráulicas, velocidades e gradientes hidráulicos ao longo dos eixos X e Z, respectivamente, determinadas com base na análise 3D de elementos finitos.

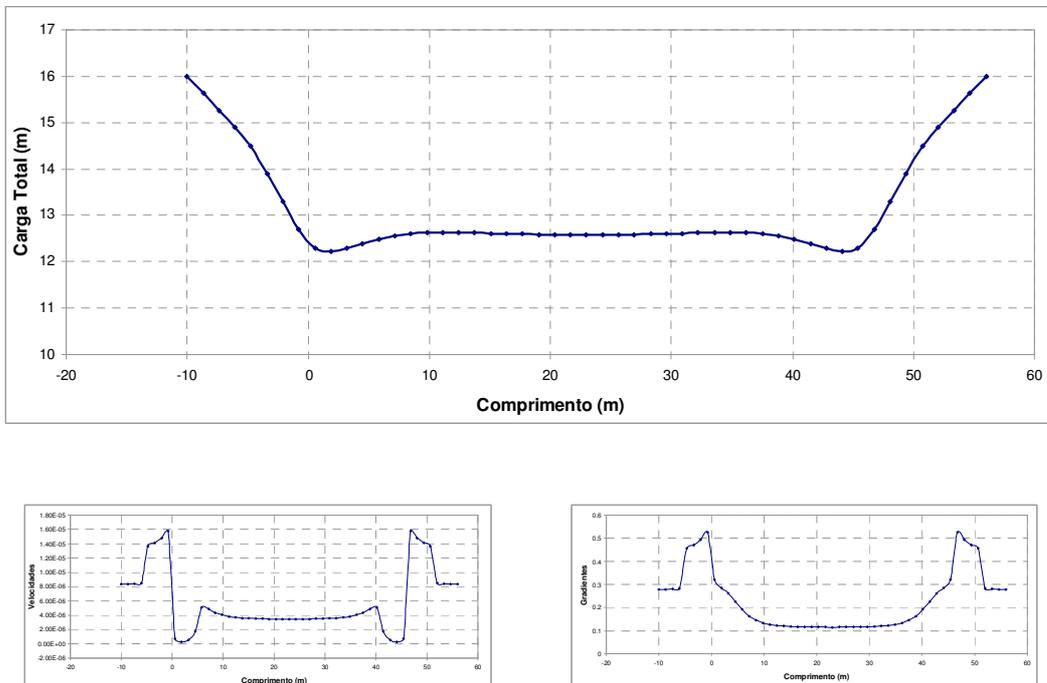


Figura 5.39 –Distribuição das cargas hidráulicas, velocidades e gradientes ao longo do eixo X obtidas pela análise 3D

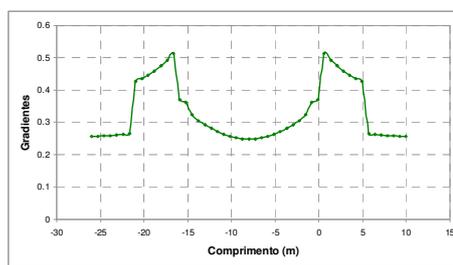
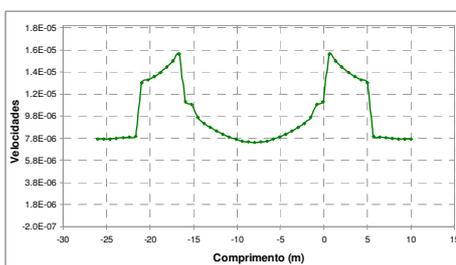
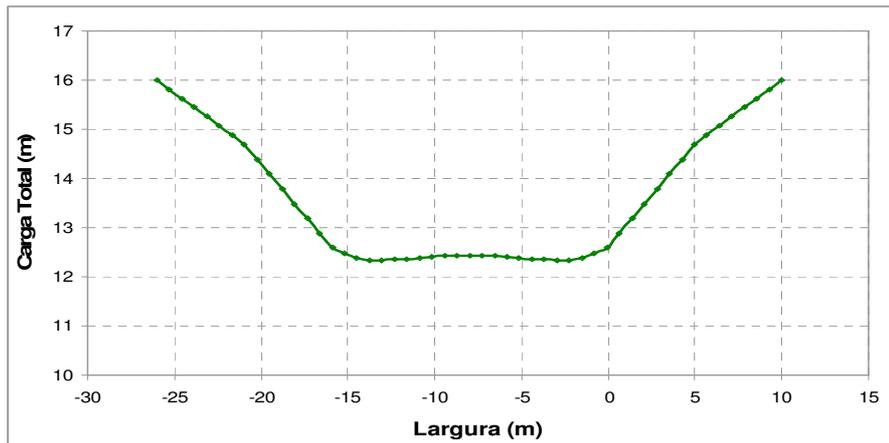


Figura 5.40 – Distribuição das cargas hidráulicas, velocidades e gradientes ao longo do eixo X obtidas pela análise 3D

5.3.3. Solução analítica

Dois métodos foram empregados para a solução do rebaixamento do lençol freático, considerando um aquífero gravitacional: o primeiro, pela simulação do fluxo em vala, com duas linhas de poços parcialmente penetrantes, e o segundo considerando o fluxo radial em poços.

5.3.3.1. Fluxo em vala com duas linhas de poços

No campo foram consideradas ponteiras filtrantes distribuídas ao longo do perímetro da área de rebaixamento, separadas da distância de 2m, como mostra a figura 5.32. Para efeitos de cálculo, a seqüência de poços (ponteiras) pode ser representada por duas valas contínuas, conforme descrito no item 3.5.2., com profundidade de 6m, mesmo comprimento das ponteiras empregadas em campo.

O lençol freático na região do shopping, de acordo com o perfil de sondagem, situa-se 3m abaixo da superfície do terreno.

Como o valor da vazão do aquífero medido em campo foi $0,0156\text{m}^3/\text{s}$, e o número de ponteiros empregado foi 62, então a vazão para cada ponteira é de aproximadamente $2,516 \times 10^{-4}\text{m}^3/\text{s}$.

Neste caso estudaram-se duas posições de vala, uma na direção do eixo X e a outra ao longo do eixo Z (figura 5.34). A vazão nas valas paralelas ao eixo X e Z, dadas pelo somatório das vazões das ponteiros alinhadas com os correspondentes eixos, foram respectivamente $Q_x = 1,20 \times 10^{-2}\text{m}^3/\text{s}$ e $Q_z = 3,52 \times 10^{-3}\text{m}^3/\text{s}$.

A solução analítica para valas parcialmente penetrantes em aquífero gravitacional, considerando a relação $L/H \geq 3$, é dada por (ver seção 3.4.1.2)

$$h_D = h_0 \left[\frac{1,48}{L} (H - h_0) + 1 \right] \quad (5.1)$$

onde $H = 16\text{m}$, $h_0 = 11\text{m}$ e $L = 82,15\text{m}$, considerando-se $k = 3 \times 10^{-5}\text{m/s}$.

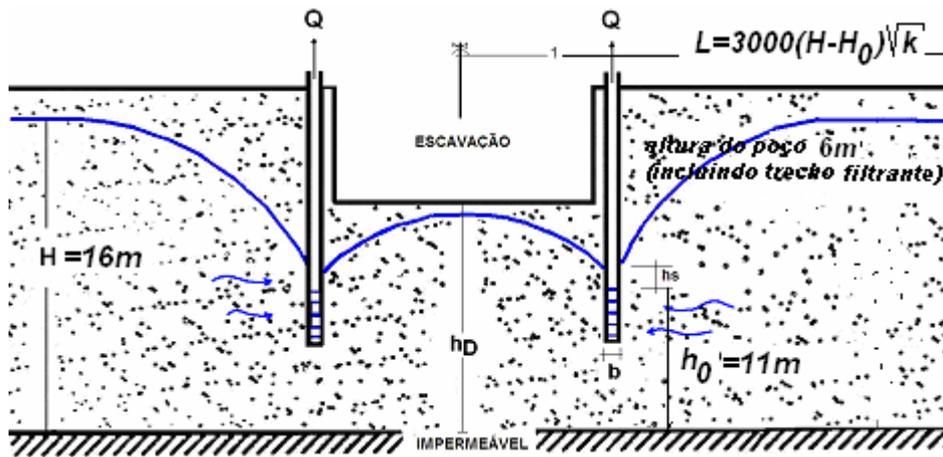


Figura 5.41 – Dimensionamento do sistema de rebaixamento, aquífero gravitacional para fluxo em vala parcialmente penetrante para duas linhas de poços

Logo, :

$$h_D = 11 \left[\frac{1,48}{82,15} (16 - 11) + 1 \right] \Rightarrow h_D = 12\text{m} \quad (5.2)$$

Com o valor $h_D=12\text{m}$ resultaria então na possibilidade de escavação até 4m abaixo do nível freático original.

5.3.3.2. Fluxo radial em um poço equivalente

Nesta representação do problema considerou-se a existência de fluxo radial para um poço equivalente parcialmente penetrante (profundidade de 16m). O raio do poço equivalente foi calculado em $r_p = 16\text{m}$ e seu raio de influência determinado como $r = 23\text{m}$, conforme figura 5.42.

O valor da carga hidráulica no interior do poço h_w , após o rebaixamento ($Q = 0.0156\text{m}^3/\text{s}$), é dado por

$$\begin{aligned} h_w^2 &= h^2 - \frac{Q}{k\pi} \ln\left(\frac{r}{r_p}\right) \\ &= (16\text{ m})^2 - \frac{0.0156\text{ m}^3/\text{s}}{\pi(3 \times 10^{-5}\text{ m/s})} \ln\left(\frac{23\text{ m}}{16\text{ m}}\right) \end{aligned} \quad (5.3)$$

$$h_w = 14\text{m}$$

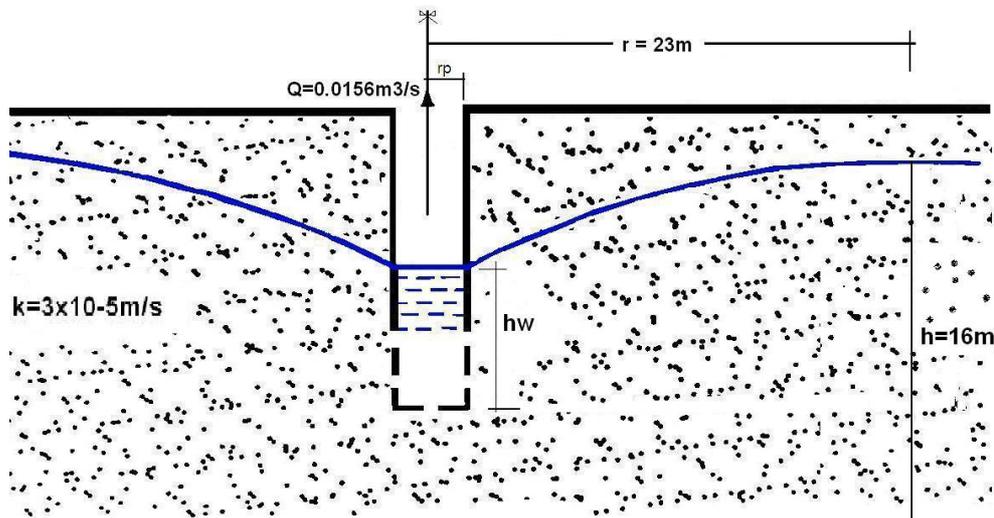


Figura 5.42 – Esquemática da área do aquífero gravitacional estudado

Neste caso, o rebaixamento do lençol freático foi de apenas 2m, insuficiente para execução das escavações necessárias para as fundações do shopping Brooklin – São Paulo.