

Serviço de Pós-Graduação FESC/USP

EXEMPLAR REVISADO

Data de entrada no Serviço: 29.05.00

Ass.:

ESTUDO DA FACE DE PERCOLAÇÃO EM POÇOS TUBULARES PROFUNDOS

JOÃO AUGUSTO DE OLIVEIRA FILHO

DEDALUS - Acervo - EESC



31100008628

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil – Área de Concentração Hidráulica e Saneamento.



ORIENTADOR: Prof. Dr. Fazal Hussain Chaudhry

São Carlos
2000

| | |
|--------|-----------|
| Class. | TESE-EESC |
| Cott. | 4048 |
| Tombo | 0089/00 |

311 00008628

S/S 1084427

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

O48e Oliveira Filho, João Augusto de
Estudo da face de percolação em poços tubulares
profundos / João Augusto de Oliveira Filho. -- São
Carlos, 2000.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de
São Carlos-Universidade de São Paulo, 2000.

Área: Hidráulica e Saneamento.

Orientador: Prof. Dr. Fazal Hussain Chaudhry.

1. Águas subterrâneas. 2. Poço tubular profundo.
3. Face de percolação. 4. Modelo experimental.
5. Rebaixamento. I. Título.

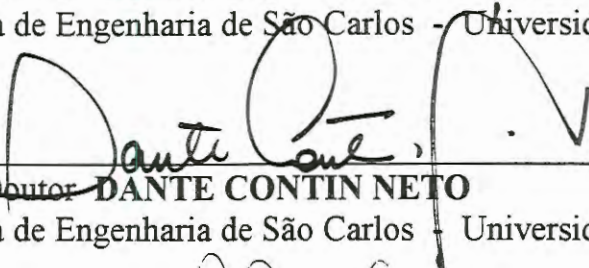
FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Engenheiro **JOÃO AUGUSTO DE OLIVEIRA FILHO**

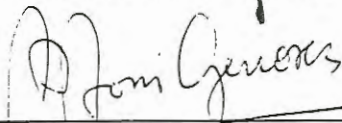
Dissertação defendida e aprovada em 28-03-2000
pela Comissão Julgadora:



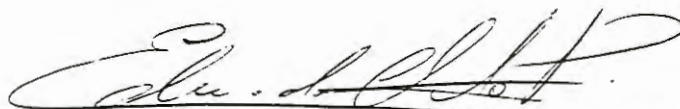
Prof. Titular **FAZAL HUSSAIN CHAUDHRY (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



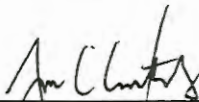
Prof. Doutor **DANTE CONTIN NETO**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Profa. Doutora **ANA INÊS BORRI GENOVEZ**
(UNICAMP - Universidade Estadual de Campinas)



Prof. Associado **EDUARDO CLETO PIRES**
Coordenador da Área de Hidráulica e Saneamento



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

DEDICATÓRIA

Este trabalho, o que faço, bem como minha vida, dedico ao maior que tudo e todos: DEUS. E aos responsáveis por conhecê-lo, meu PAI e minha MÃE

AGRADECIMENTOS

Ao surpreendente Prof. Dr. Fazal Hussain Chaudhry meu orientador, pelo apoio, dedicação, paciência, ensinamentos, enfim passos e caminhos que fazem um pesquisador.

Aos amigos Emílio Carlos Prandi e João Carlos Polegato pelo estímulo, troca de idéias e ensinamentos teóricos e práticos da vida cotidiana.

A Luiz Antônio da Silva e Edson Geraldo Sabbag, por me liberarem para à conclusão deste trabalho, e aos amigos do DAEE - Marília, que de uma forma ou outra tornam o ambiente de trabalho mais agradável.

A Juliana pelo apoio e incentivo.

A Di pelas correções efetuadas.

A Nana pelo apoio nas tarefas simples que permitiram maior tempo disponível.

Aos amigos: Andrade, Grace, Iamazaki, Lilia, Ana, Crés, Regina, Mário, JP, Alberto enfim, todos que participaram de meu cotidiano em Sanca.

A Osni Aparecido Rizato, técnico do Laboratório de Hidráulica do CRHEA, pela montagem do modelo experimental, bem como pelas dicas nas montagens complementares.

A Mineração JUNDU, por ceder as areias que foram empregadas no modelo físico experimental.

Ao Conselho Nacional de Pesquisas – CNPq, pela bolsa de estudo concedida.

A Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP, pelo auxílio financeiro para a execução do modelo experimental.

SUMÁRIO

| | |
|--|-----|
| LISTA DE FIGURAS..... | vi |
| LISTA DE TABELAS..... | x |
| LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS..... | xi |
| LISTA DE SÍMBOLOS..... | xii |
| RESUMO..... | xiv |
| <i>ABSTRACT</i> | xv |
| 1. INTRODUÇÃO..... | 01 |
| 1.1. Histórico..... | 02 |
| 2. ÁGUA SUBTERRÂNEA EM GERAL..... | 03 |
| 2.1. Origem das águas subterrâneas..... | 03 |
| 2.2. Localização das águas subterrâneas..... | 03 |
| 3. DEFINIÇÕES..... | 05 |
| 3.1. Tipos de Aquíferos..... | 05 |
| 3.2. Classificação dos Aquíferos..... | 06 |
| 3.3. Poços Tubulares Profundos..... | 08 |
| 4. MOVIMENTO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA..... | 09 |
| 4.1. Descrição do problema de um poço num aquífero freático..... | 13 |
| 5. OBJETIVOS..... | 15 |
| 6. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 16 |
| 6.1. Equacionamento Básico..... | 16 |
| 6.2. Equações de Fluxo de Águas Subterrâneas..... | 17 |
| 6.3. Análise dos dados de rebaixamento observados..... | 19 |
| 7. ENSAIOS EXPERIMENTAIS SOBRE REBAIXAMENTO..... | 38 |
| 7.1. Suposições de ensaios..... | 38 |
| 8. MATERIAIS E MÉTODOS..... | 39 |
| 8.1. Modelo Físico..... | 39 |
| 8.2. Modelo Físico Executado..... | 39 |
| 8.2.1. Descrição da execução do modelo..... | 39 |
| 8.2.2. Meio Poroso..... | 49 |

| | |
|---|-----|
| 8.2.2.1. Granulometria..... | 50 |
| 8.2.2.2. Massa Específica Aparente..... | 52 |
| 8.2.2.3. Permeabilidade..... | 53 |
| 8.2.3. Preenchimento do Modelo..... | 58 |
| 8.2.4. Determinação da Permeabilidade no modelo físico..... | 61 |
| 8.2.5. Determinação da Produção Específica ou Porosidade Efetiva (S_y)... 62 | |
| 8.2.5.1. Procedimento para determinação da produção específica..... | 62 |
| 9. AQUISIÇÃO DE DADOS..... | 63 |
| 9.1. Descrição do sistema e equipamentos..... | 63 |
| 10. METODOLOGIA DE ENSAIO..... | 68 |
| 10.1. Procedimento de Ensaio..... | 71 |
| 10.1.1. Caso Não Permanente..... | 72 |
| 10.1.2. Caso Permanente..... | 72 |
| 10.2. Obtenção de Vazão..... | 72 |
| 10.3. Tratamento dos dados de ensaio..... | 74 |
| 11. ANÁLISE DIMENSIONAL..... | 76 |
| 11.1. Execução da Análise Dimensional..... | 76 |
| 12. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS..... | 78 |
| 12.1. Caso Permanente..... | 79 |
| 12.2. Caso Não Permanente..... | 81 |
| 12.2.1. Análise de dados – Funções poços existentes..... | 82 |
| 12.2.2. Interpretação de dados experimentais via Análise Dimensional..... | 86 |
| 12.3. Observações Qualitativas..... | 96 |
| 13. CONCLUSÕES..... | 97 |
| 14. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS..... | 99 |
| 15. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 100 |
| APÊNDICE I – Desenvolvimento dos Com juntos Adimensionais. | |
| APÊNDICE II – Apresentação Gráfica e Tabular dos Ensaio para o Caso Não Permanente – Areia AJ 50/60. | |
| APÊNDICE III – Apresentação Gráfica e Tabular dos Ensaio para o Caso Não Permanente – Areia AB 60/70. | |

APÊNDICE IV – Apresentação Gráfica e Tabular dos Ensaio para o Caso Permanente – Areia AJ 50/60 e AB 60/70.

APÊNDICE V – Representação Gráfica dos Resultados dos Ensaio para o Caso Não Permanente – Areia AJ 50/60.

APÊNDICE VI – Representação Gráfica dos Resultados dos Ensaio para o Caso Não Permanente – Areia AB 60/70.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| FIGURA 01 – Ciclo Hidrológico – Origem das Águas Subterrâneas..... | 03 |
| FIGURA 02 – Tipos de Aquíferos..... | 06 |
| FIGURA 03 – Características de formações geológicas..... | 07 |
| FIGURA 04 – Experimento de Darcy (BEAR, 1979)..... | 10 |
| FIGURA 05 – Fluxo através de um aquífero confinado (BEAR, 1979)..... | 11 |
| FIGURA 06 – Fluxo radial para um poço em aquífero freático..... | 13 |
| FIGURA 07 – Caracterização da Face de Percolação..... | 14 |
| FIGURA 08 – Suposição de DUPUIT para fluxo em aquíferos freáticos | 16 |
| FIGURA 09 – Conservação de massa em um volume de controle..... | 18 |
| FIGURA 10 – Volume de controle para fluxo axissimétrico..... | 19 |
| FIGURA 11 – Gráfico para obtenção dos parâmetros B e C..... | 23 |
| FIGURA 12 – Disposição do conjunto de telas formando o contorno..... | 41 |
| FIGURA 13 – Recipiente de entrada de água..... | 42 |
| FIGURA 14 – Saída de água com controle de altura..... | 43 |
| FIGURA 15 – Disposição dos piezômetros..... | 44 |
| FIGURA 16 – Valores de perda de carga para o poço de drenagem..... | 46 |
| FIGURA 17 – Detalhe do poço de drenagem e piezômetro da face de percolação... 46 | |
| FIGURA 18 – Válvula elétrica e registro tipo esfera na base do poço de drenagem. 47 | |
| FIGURA 19 – Montagem do recipiente calibrado e coletor..... | 48 |
| FIGURA 20 – Recipiente para obtenção de vazão e coletor..... | 48 |
| FIGURA 21 - Sistema de controle de nível nos apoios da mesa de suporte..... | 49 |
| FIGURA 22 – Curva granulométrica da areia AB 60/70..... | 51 |
| FIGURA 23 – Curva granulométrica da areia AJ 50/60..... | 51 |
| FIGURA 24 – Esquema do ensaio de permeabilidade a carga constante..... | 54 |
| FIGURA 25 – Esquema do Corpo de Prova do ensaio de permeabilidade..... | 55 |
| FIGURA 26 – Montagem do ensaio de permeabilidade a carga constante..... | 56 |
| FIGURA 27 - Valores de permeabilidade para areia AB 60/70..... | 57 |
| FIGURA 28 – Valores de permeabilidade para areia AJ 50/60..... | 57 |
| FIGURA 29 – Lançamento de areia para preenchimento do modelo experimental. 58 | |

| | |
|---|----|
| FIGURA 30 – Modelo experimental sendo preenchido com areia..... | 59 |
| FIGURA 31 – Esquema do modelo físico experimental..... | 60 |
| FIGURA 32 – Vista geral do modelo físico com sistema de aquisição de dados.... | 60 |
| FIGURA 33 – Esquema do sistema de aquisição de dados..... | 63 |
| FIGURA 34 – Esquema de montagem dos transdutores Face, P1 e P2..... | 65 |
| FIGURA 35 – Interface de saída do software de aquisição de dados..... | 67 |
| FIGURA 36 – Poço em bombeamento com a caracterização do cone de rebaixamento..... | 69 |
| FIGURA 37 – Caracterização da face de percolação..... | 70 |
| FIGURA 38 – Ascensão do nível d'água no recipiente para obtenção de vazão expressos em milivolts contra tempo..... | 73 |
| FIGURA 39 – Alturas do nível d'água em função do tempo, para o caso não permanente monitorados nos pontos de maior interesse: Poço, Face P1 e P2..... | 75 |
| FIGURA 40 – Identificação das Grandezas Características..... | 76 |
| FIGURA 41 – Alturas do lençol freático em função da distância radial para as areias AB 60/70 e AJ 50/60 sob diferentes contornos em ensaios do caso permanente..... | 79 |
| FIGURA 42 – Altura do lençol freático adimensional, $\frac{H_o - h}{H_o - h_p}$, em função da distância radial adimensional, $\frac{r}{R}$ | 80 |
| FIGURA 43 – Altura do lençol freático adimensional, $\frac{H_o - h}{H_o - h_p}$ em função da distância radial, adimensionalizada $\frac{Q}{KH_o^2} \frac{r}{R}$ | 81 |
| FIGURA 44 – Alturas adimensionalizadas $\frac{2\pi Kh(H_o - h)}{Q}$ observadas na face de percolação em função do tempo adimensionalizado, $\frac{Kt}{S_y H_o}$ | 82 |

- FIGURA 45 – Alturas adimensionalizadas $\frac{2\pi Kh(H_o - h)}{Q}$ observadas na face de percolação em função do parâmetro da função poço $\frac{r^2 S_y}{Kht 4}$ em papel monolog..... 83
- FIGURA 46 – Alturas adimensionalizadas $\frac{4\pi Kh(H_o - h)}{Q}$ da face de percolação em função do parâmetro da função poço $\frac{r^2 S_y}{Kht 4}$ em gráfico bilog. 84
- FIGURA 47 – Alturas adimensionalizadas $\frac{4\pi Kh(H_o - h)}{Q}$ da face de percolação em função do parâmetro da função poço $\frac{r^2 S_y}{Kht 4}$ em gráfico bilog com o uso de S'_y médio..... 85
- FIGURA 48 – Alturas adimensionalizadas $\frac{4\pi Kh(H_o - h)}{Q}$ da face de percolação em função do parâmetro da função poço $\frac{r^2 S_y}{Kht 4}$ em gráfico bilog com o uso de S'_y máximo..... 86
- FIGURA 49 – Diferença entre altura do nível d'água na face de percolação e no poço em bombeamento em função do tempo, para uma série de ensaios de carga no contorno de 29 cm para a areia AJ 50/60..... 87
- FIGURA 50 – Valores da evolução da diferença entre a altura do nível d'água na face de percolação e no poço em bombeamento em função do tempo, para uma série de ensaios de carga no contorno de 29 cm para a areia AJ 50/60..... 88
- FIGURA 51 – Valores da evolução da diferença entre altura do nível d'água na face de percolação e no poço em bombeamento minimizados, com uma função de ajuste, para a série de ensaios com carga no contorno de 29 cm para a areia AJ 50/60..... 89
- FIGURA 52 – Coeficientes a e b obtidos das funções minimizadas em ensaios para o caso não permanente com a areia AB 60/70..... 91
- FIGURA 53 – Coeficientes a e b obtidos das funções minimizados em ensaios para o caso não permanente com a areia AJ 50/60..... 91

| | |
|--|----|
| FIGURA 54 – Coeficientes α e β dos pontos minimizados obtidos de ensaios para o caso não permanente com a areia AB 60/70..... | 92 |
| FIGURA 55 – Coeficientes α e β dos pontos minimizados obtidos de ensaios para o caso não permanente com a areia AJ 50/60..... | 93 |
| FIGURA 56 – Funções representativas obtidas em cada série de ensaio para o caso não permanente com a areia AB 60/70..... | 94 |
| FIGURA 57 – Funções representativas obtidas em cada série de ensaio para o caso não permanente com a areia AJ 50/60..... | 94 |
| FIGURA 58 – Oscilação das alturas do nível do lençol freático no poço (h_p) e na face (h_f), em função do tempo de ensaio para o caso permanente com a areia AJ 50/60..... | 95 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| TABELA 01 – Dados de caracterização das areias ensaiadas..... | 52 |
| TABELA 02 – Valores de massa específica aparente das areias ensaiadas..... | 53 |
| TABELA 03 – Cargas no contorno para séries de ensaios com areias <i>AB 60/70</i> e <i>AJ 50/60</i> | 70 |
| TABELA 04 – Valores dos transdutores para altura de 01 centímetro..... | 74 |
| TABELA 05 – Coeficientes de ajuste da função α , b , e dos pontos α e β obtidos para as séries de ensaios realizados com a areia <i>AB 60/70</i> | 90 |
| TABELA 06 – Coeficientes de ajuste da função α , b , e dos pontos α e β , obtidos para as séries de ensaios realizados com a areia <i>AJ 50/60</i> | 90 |

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

- A - Área, L^2
 a - Coeficiente de ajuste de uma função
 b - Coeficiente de ajuste de uma função
 b - Largura unitária, L
 B - Perdas de carga do meio poroso, L
 C - Perdas de carga do poço, L
 c - Resistência Hidráulica, T
 C_x - Fator de correção proposto por Babbit e Caldwell
 e - Eficiência de um poço, %
 g - Aceleração da gravidade, LT^{-2}
 h - Altura do nível d'água a uma distância r, L
 h_f - Altura do nível d'água na face de percolação, L
 h_p - Altura do nível d'água no interior do poço, L
 H_o - Altura do nível d'água no contorno, L
 J - Gradiente Hidráulico, LL^{-1}
 K - Permeabilidade, LT^{-1}
 K_x - Permeabilidade na direção x, LT^{-1}
 K_y - Permeabilidade na direção y, LT^{-1}
 K_z - Permeabilidade na direção z, LT^{-1}
 K_r - Permeabilidade na direção radial r, LT^{-1}
 K_v - Permeabilidade na direção vertical v, LT^{-1}
 L - Fator de Drenância, L
 L_p - Perda laminar do poço, %
 p - Coeficiente de perdas do poço para fluxo turbulento
 P/g - Carga de pressão
 q - Fluxo, $L^3T^{-1}L^{-2}$
 Q - Vazão, L^3T^{-1}
 r - Distância radial, L
 R - Raio do contorno, L
 r_p - Raio do poço, L

- r_f - Raio da face de percolação, L
 s - Rebaixamento a uma distância r , L
 s_f - Rebaixamento na face de percolação, L
 s_p - Rebaixamento no interior do poço, L
 S - Armazenabilidade
 S_y - Produção específica
 S_s - Coeficiente de Armazenamento, L^{-1}
 t - Tempo, T
 T - Transmissividade, L^2T^{-1}
 T/S - Difusividade, L^2T^{-1}
 V - Volume, L^3
 $W_{(u)}$ - Integral exponencial ou função poço para aquífero confinado
 z - Carga de elevação, L
 α - Coeficiente de ajuste para uma série de pontos
 α - Compressibilidade do meio poroso, $L^2 F^{-1}$
 α - Fator de correção da integral de Boulton
 β - Coeficiente de ajuste para uma série de pontos
 β - Compressibilidade do líquido, $L^2 F^{-1}$
 Δ - Segmento de reta
 $\Delta_{\text{face-poço}}$ - Diferença de altura entre face de percolação e poço de drenagem, L
 γ - Peso específico, $ML^{-2}T^{-2}$
 ϕ - Carga hidráulica, L
 η - Porosidade, %
 η_e - Porosidade efetiva, %
 λ - Coeficiente de interporosidade de fluxo, L^2
 θ - Ângulo de inclinação de um segmento de reta do cone de rebaixamento
 ρ - Fator distância de Boulton
 ρ - Massa específica, ML^{-3}
 τ - Fator tempo de Boulton
 ω - Razão de armazenabilidade
 ∇^2 - Operador Laplaciano

RESUMO

OLIVEIRA FILHO, J. A. (2000). Estudo da Face de Percolação em Poços Tubulares Profundos. São Carlos, 2000. 104p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Águas subterrâneas representam recursos naturais importantes com grandes potenciais de uso. Sua exploração acentua-se a cada dia com a realização de obras para seu emprego em diversos campos. A execução de tais obras requer conhecimento de teorias que tratam de fluxo subterrâneo, com o objetivo de se maximizar a produção e minimizar custos. A descrição matemática de fluxo subterrâneo é complexa e de difícil resolução, quando aplicada a poços tubulares profundos em bombeamento, devido as variações dos contornos existentes.

A teoria empregada atualmente baseia-se na metodologia apresentada por Dupuit, que desconsidera um fenômeno que ocorre em poços sob bombeamento a Face de Percolação, que é a diferença entre o nível d'água dentro e fora do poço.

A proposta deste trabalho foi analisar a face de percolação, inicialmente através da metodologia proposta por Boulton (1954), que considera o comportamento do fluxo de água subterrânea para o poço de uma forma mais abrangente, sem assumir as condições impostas por Dupuit. Os resultados são comparados com um sistema físico experimental para se quantificar os parâmetros envolvidos na teoria analisada, bem como para verificar possíveis erros existente entre o exemplo físico e analítico.

Palavras-chave: águas subterrâneas; poço tubular profundo; face de percolação; modelo experimental; rebaixamento.

ABSTRACT

OLIVEIRA FILHO, J. A. (2000). Analysis of seepage face in pumping well. São Carlos, 2000. 104p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Groundwater represent important natural resources with great potential uses. Its exploration is accentuated to every day with the accomplishment of works for its employment in several fields. The execution of such works requests knowledge of theories that they are about groundwater flow, with the objective of maximize the production and minimize costs. The mathematical description of groundwater flow is complex and of difficult resolution, when applied in pumping wells, due the variations of the existent contours.

The theory use now bases on the methodology presented by Dupuit, that disrespects a phenomenon that happens in pumping wells, the Seepage Face, that concisely is inside the difference among the level of water and out of the well.

The proposal of this work went analyze to seepage face, initially through the methodology proposal for Boulton (1954), that considers the behavior of the flow of groundwater for the well in an general way, without assuming the conditions imposed by Dupuit. The results are compared with an experimental physical system to quantify the parameters involved in the analyzed theory, as well as to verify existent possible mistakes among the physical and analytic example.

Key-words: groundwater; water wells; seepage-face; experimental model; drawdown.

1. INTRODUÇÃO

A água como recurso natural é imprescindível para o sustento da vida, praticamente todo ser vivo necessita de água. Como sabido, este recurso é abundante em nosso planeta e grande parte é composta por água salgada, segundo FREEZE e CHERRY (1979) cerca de 94 %, segundo MARSILY (1986) 97,2 % sendo o restante composto de água doce dispostos na forma de águas subterrâneas, geleiras, rios, lagos, canais, atmosfera e zona não saturada do solo. Há certa discordância para valores que águas subterrâneas representam frente ao total, HEATH* apud CLEARY (1989) estima em cerca de $4,0 \times 10^6 \text{ km}^3$, MARSILY (1986) cita valores da ordem de $8,0 \times 10^6 \text{ km}^3$, FREEZE e CHERRY (1979) apresentam valores de $60,0 \times 10^6 \text{ km}^3$, representando cerca de 95 % de água doce sobre a superfície (desconsiderando geleiras e calotas polares).

O constante aumento populacional faz com que a demanda pela água de boa qualidade cresça a cada dia. Proporcional a este aumento, os resíduos produzidos, direta ou indiretamente, por esta população degrada a qualidade deste recurso fazendo com que o mesmo se torne cada vez mais escasso.

Decorrente de diversos fatores, águas superficiais podem tornar-se impossibilitadas de atender às demandas de um local. Para suprir esta deficiência, pode se recorrer às águas subterrâneas. O uso deste recurso para abastecimento têm-se intensificado. Proporcionalmente, um grande número de obras são executadas sem qualquer embasamento técnico.

As conseqüências desta cultura acarreta consideráveis custos devido a ineficiência de sistemas existentes. Este trabalho tem por objetivo tentar quantificar o fenômeno da Face de Percolação, sendo este um dos parâmetros que definem a

*HEATH, R. C., (1982) *Basic Ground-water Hydrology U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 2220* Washington. D. C., 84 p. apud CLEARY, R., (1989). *Engenharia Hidrológica*. Rio de Janeiro. ABRH, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

produção ideal que um poço tubular pode fornecer, característica ligada diretamente a eficiência do mesmo.

1.1. Histórico

As águas subterrâneas há muito tempo contribuem para suprir as necessidades do ser humano. A construção de obras para a captação de água datam antes de Cristo, com poços executados na China que atingiam centenas de metros de profundidade.

A partir da segunda metade deste século a exploração deste recurso se intensificou. Tendo como referência a indústria do petróleo, o emprego de técnicas e equipamentos avançados possibilitaram melhorias da produtividade e redução de custos. Decorrentes destes fatores, um grande número de obras para sua captação, que se resumem a poços tubulares profundos, passaram a ser executadas, em alguns casos, alcançando considerável importância devido a elevados custos e possibilidades de perdas decorrentes de má execução ou exploração. Alienada a esta “popularização”, muitos outros poços são realizados sem qualquer embasamento técnico de construtividade e exploração.

2. ÁGUA SUBTERRÂNEA EM GERAL

2.1. Origem das águas subterrâneas

Toda água subterrânea tem sua origem no ciclo hidrológico, a água da atmosfera chega à terra em forma de chuva, neve ou granizo. Ao chegar à superfície em forma líquida a mesma procura atingir cotas inferiores formando córregos e rios que acabam por fim em lagos e oceanos.

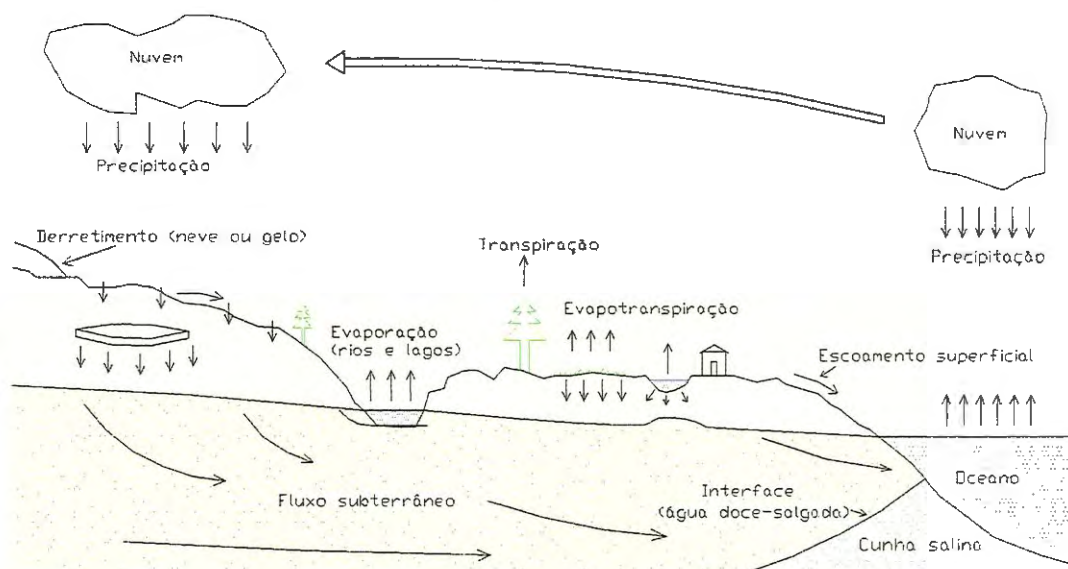


FIGURA 01 – Ciclo Hidrológico – Origem das águas subterrâneas

Parte da água ao atingir ou escoar sobre o solo se infiltra, e por ação da gravidade desce até saturar a formação geológica, de onde segue para as áreas de descarga. Águas provenientes de precipitações ou derretimentos não são as únicas que infiltram no solo. Grandes volumes concentrados em locais de recarga de um aquífero atuam como importante fonte de reabastecimento do mesmo.

2.2. Localização das águas subterrâneas

A origem das águas subterrâneas sempre atinou a mente do homem, segundo CLEARY (1989), foi somente no século XVII que o homem teve um entendimento claro da sua interação com o sistema hidrológico, como mostrado na

Figura 01. Acreditava-se que toda água subterrânea provinha dos oceanos, a medida que se infiltrava rumo ao continente tornava-se doce.

Ela concentra-se em formações geológicas, que possuem permeabilidade e porosidade para armazená-la e transmiti-la em quantidades significativas. A característica principal que a diferencia das águas superficiais é a velocidade com que se move no seu meio, uma alta velocidade se situa na faixa de 1 metro/dia, para águas superficiais este valor pode alcançar 1 metro/segundo. Uma outra característica relevante, é que se trata, basicamente, de escoamento laminar, ao passo que o superficial é em grande parte turbulento.

Devido ao fato de se situar em profundidades consideráveis, a água subterrânea sempre apresenta boa qualidade, pois a dificuldade de agentes contaminantes à atingir é inerente de sua localização. Diante deste e outros fatores, a sua exploração tem sido intensificada, pois em muitas localidades os recursos superficiais esgotaram-se devido ao aumento da demanda ou ao alto custo para produzir água potável de fontes superficiais contaminadas.

3. DEFINIÇÕES

A formação geológica responsável pelo armazenamento e transmissão de água através de seus poros possui diversas características relacionadas a sua origem, às quais, estabelecem fatores diretos sobre a localização e comportamento da água no seu interior.

3.1. Tipos de Aquífero

Os tipos de aquíferos, que estão relacionados com as características e a disposição dos materiais que os compõem, são classificados como:

Aquífero: Formação geológica ou um grupo de formações que contém água e permite importar quantidade significativa desta água para mover em condições de produção. TODD (1980) define o termo aquífero como sendo original do latim, **aqui** vem de *aqua* que significa água e **fer** vem de *ferre* para carregar, conduzir, manter. São exemplos os arenitos, folhelhos, basaltos fraturados, formações karsticas, etc.

Aquiclude: é uma formação que pode conter água (algumas vezes em quantidades apreciáveis) mas é incapaz de transmitir em quantidades significativas de produção, o aquiclude é considerado uma formação impermeável, a argila é um exemplo.

Aquitarde: este tipo de formação é descrita como sendo camadas de baixa condutividade em termos de produção, pois sua velocidade de transmissão de água é menor que o aquífero, mas sob determinadas condições permitindo a passagem de água é denominada de formação drenante, os arenitos argilosos são um exemplo.

O termo “*produção*” se refere a fatores econômicos de exploração, um poço com pequena produtividade pode não ser economicamente viável quando se trata de um sistema de abastecimento, mas pode ser considerado uma excelente opção em locais de baixo consumo ou onde o recurso é escasso.

3.2. Classificação dos Aquíferos

Os aquíferos podem ser classificados como: Confinado, Freático e Drenante.

Aquífero Confinado: Localiza-se entre camadas geológicas que o aprisionam atribuindo, para a água que se encontra em seus poros, uma pressão maior que a pressão atmosférica, também é chamado de Artesiano, são os aquíferos *B* e *C* na Figura 02.

Aquífero Freático: Neste caso, a água na formação geológica, está sob ação da pressão atmosférica devido a inexistência de camadas confinantes. Também conhecido como Aquífero Não Confinado ou Aquífero Livre, é o aquífero *A* na Figura 02.

Aquífero Drenante: Geralmente formado por um Aquitarde de grande extensão em área que permite a drenagem para camadas produtoras acima ou abaixo do mesmo, é a porção Drenante na Figura 02.

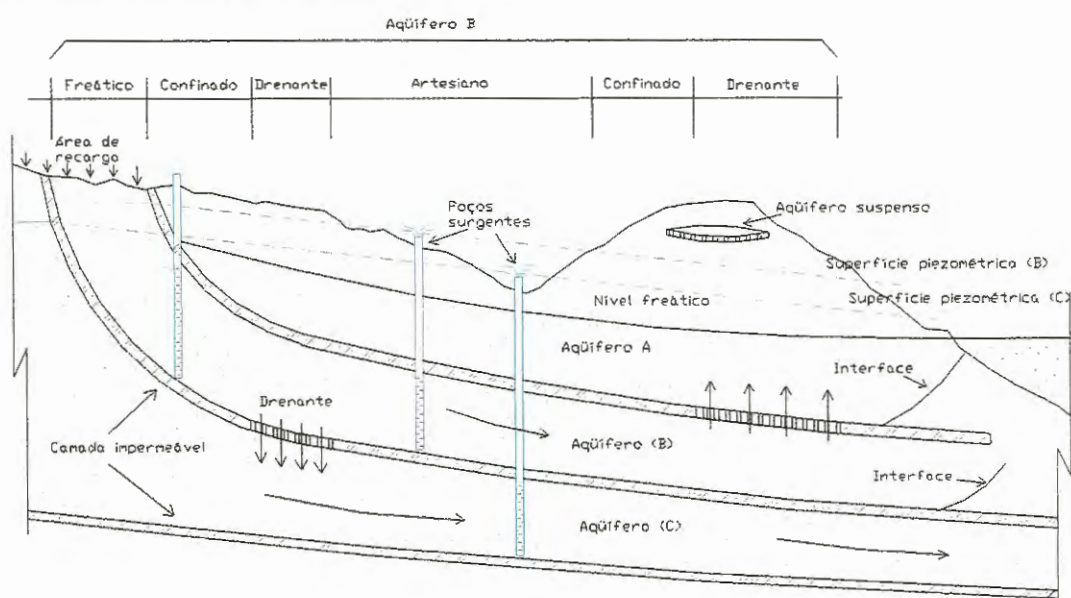


FIGURA 02 - Tipos de Aquíferos

Como citado, na origem de uma formação geológica diferentes composições e disposições dos elementos que a compõem, fornecem a cada uma características próprias. Estas são importantes quando se trata de escoamento de águas subterrâneas, visto que são elas que definem o comportamento da água no seu interior.

Quanto a composição e disposição das camadas geológicas, pode-se afirmar que a maneira que se distribuem as caracterizam como sendo Homogêneo/Isotrópico, Homogêneo/Anisotrópico, Heterogêneo/Isotrópico ou Heterogêneo/Anisotrópico.

Homogêneo/Isotrópico: a formação possui materiais e características idênticas em qualquer direção.

Homogêneo/Anisotrópico: Para um mesmo material que possui características diferentes para cada direção.

Heterogêneo/Isotrópico: Diferentes materiais com características individuais idênticas em qualquer direção, mas diferente entre os materiais.

Heterogênea/Anisotrópico: Diferentes materiais com características individuais diferentes para cada direção e diferentes entre eles. Um resumo destas definições é mostrado na Figura 03.

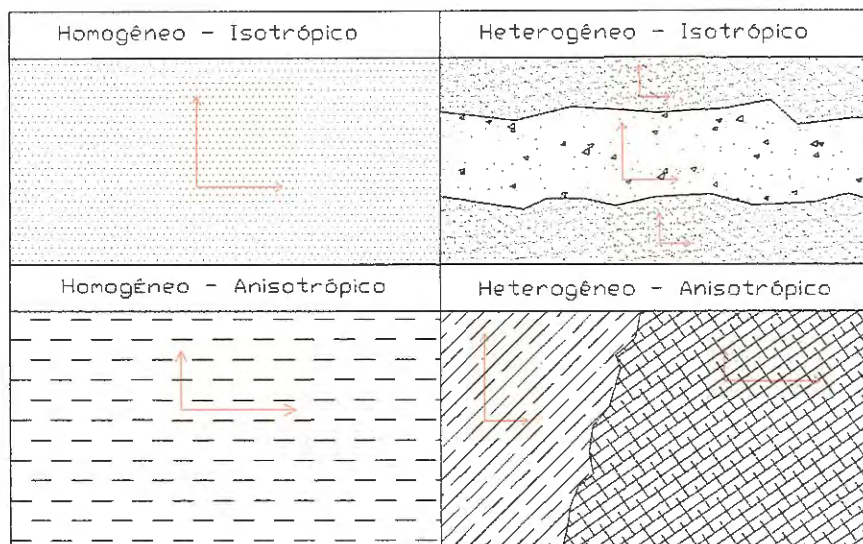


FIGURA 03 – Características de formações geológicas.

Quando da necessidade de exploração de águas subterrâneas, diversos parâmetros são traçados para que se possa obter uma melhor performance da obra em análise, o tipo de obra a ser tratado neste trabalho são poços tubulares profundos.

Poços tubulares estão presentes em diversas áreas: abastecimento público, agricultura, indústria, lazer e comércio, utilizam-se deste tipo de obra para atender suas demandas. O poço, por uma questão cultural, passou a ser visto como uma

simples obra de caráter exploratório, subtraindo a real importância que lhe é necessária.

3.3. Poços Tubulares Profundos

Há diversos tipos de poços. Sua concepção é definida para cada formação geológica que se pretende explorar, podem ter de dezenas a milhares de metros de profundidade, com diâmetros que variam de unidades a centenas de polegadas. São geralmente executados por sondas mecânicas que atuam de modo específico para cada formação geológica, ou tipo de poço.

4. MOVIMENTO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

Desde os tempos passados, o fluxo de água subterrânea foi motivo de laboriosos estudos para se interpretar os fenômenos que ocorrem e, ainda hoje, despertam complexos cálculos nesta descrição.

A velocidade com que a água percorre os poros da formação deve-se às características da água e da matriz porosa. Esta velocidade é definida como Permeabilidade ou Condutividade Hidráulica (K), quanto maior a permeabilidade maior a velocidade e vice-versa.

DARCY*, apud BEAR (1979), analisou o fluxo de águas subterrâneas através de filtros de areia. A partir destes experimentos, concluiu que a taxa de vazão (volume de água por unidade de tempo) Q , num sistema como mostrada na Figura 04 é:

- a) proporcional à área da seção do filtro (A)
- b) proporcional à diferença de carga hidráulica ($\phi_1 - \phi_2$)
- c) inversamente proporcional ao comprimento de percolação L

*DARCY H., (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*, V. Dalmont, Paris, 647 p. apud BEAR, J., (1979). *Hydraulics of Groundwater*, McGraw-Hill, Haifa Israel.

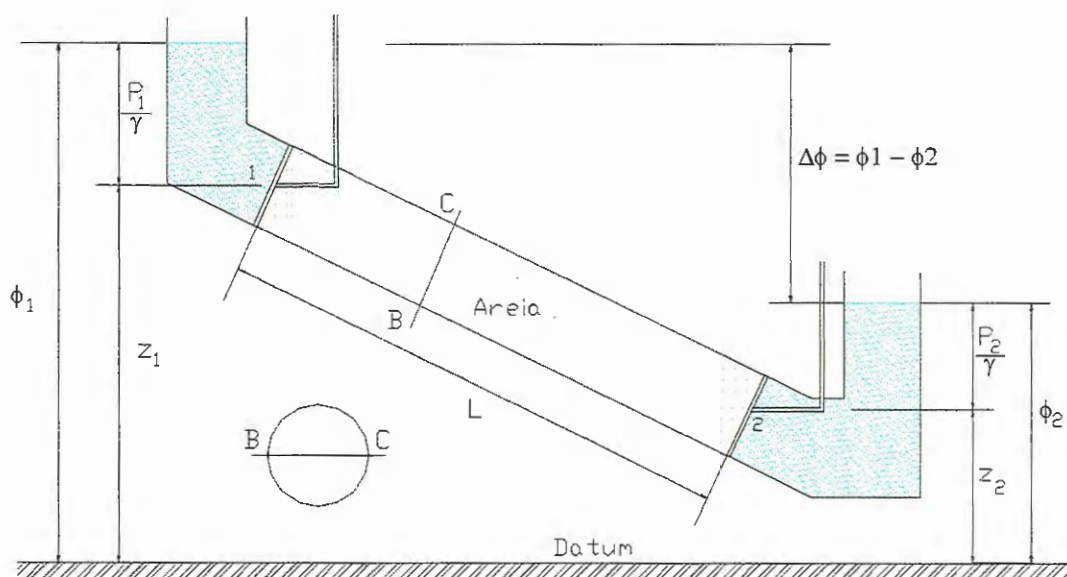


FIGURA 04 – Experimento de Darcy (BEAR, 1979)

A parcela $\Delta\phi = (\phi_1 - \phi_2)$ é a perda de energia devido ao movimento da água através do meio poroso com permeabilidade K , ϕ é o nível piezométrico (ou carga hidráulica), z é a carga de elevação a partir de um datum, e P/γ é a carga de pressão. FREEZE & CHERRY (1979) demonstram com maior precisão a carga hidráulica, mas concluem que pode ser representada como descrito.

Darcy diante destas conclusões propôs a seguinte fórmula:

$$Q = -KA \frac{\Delta\phi}{L} \Rightarrow Q = -KA \frac{d\phi}{dL} \quad (01)$$

Adotando carga hidráulica como $\phi = \frac{P}{\gamma} + z$, a parcela, $\frac{\Delta\phi}{L}$ é interpretada como o gradiente hidráulico, $J = -\frac{\Delta\phi}{L}$. O sinal negativo é indicação do fluxo na direção de cargas decrescentes. Definindo descarga específica q , ou velocidade aparente, como o volume de água por unidade de tempo através de uma área unitária normal à direção do fluxo, têm-se:

$$q = -KJ \quad (02)$$

onde $q = \frac{Q}{A}$ também é denominada de velocidade de Darcy.

A permeabilidade (K) depende das características da matriz porosa e do fluido que escoar por ela. As propriedades relevantes do fluido são a densidade e a viscosidade, ou ainda uma combinação destas duas, a viscosidade cinemática.

Considerando-se um fluxo através de um aquífero confinado de espessura B , como mostrado na Figura 05, com condutividade hidráulica K , e sendo homogêneo e isotrópico ($K_x = K_y = K_z$), a descarga total na direção x , através da área WB normal ao fluxo é dada pela equação de Darcy:

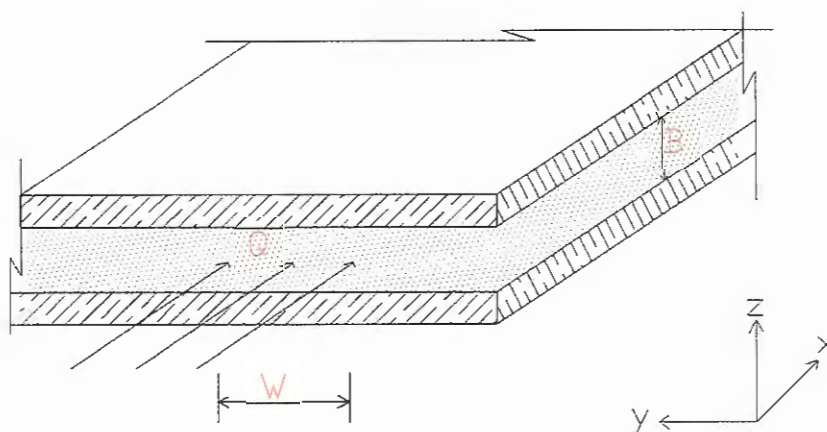


FIGURA 05 - Fluxo através de um aquífero confinado. (BEAR, 1979)

$$Q = -KA \frac{\partial \phi}{\partial x} \Rightarrow Q = KWBJ_x \Rightarrow Q = WTJ_x \quad (03)$$

onde $J_x = -\partial \phi / \partial x$, e o produto KB , denotado por T , é a transmissividade do aquífero em consideração. A transmissividade descreve o fluxo através da espessura inteira do aquífero, para aquífero freático é considerado a espessura total da camada saturada.

Além da condutividade, outras características são preponderantes para analisar o fluxo subterrâneo, tais como:

Porosidade (η): É a relação entre o volume de vazios existente entre as partículas de uma formação e o seu volume total.

$$\eta = \frac{V_v}{V_t} \quad (04)$$

Porosidade efetiva (η_e) ou *Vazão específica* (S_y): É a relação entre o volume de água liberada sob a ação da gravidade, frente ao volume do aquífero drenado.

Compressibilidade do Meio Poroso (α): É a relação entre a variação do volume total (dV_T) pelo próprio volume (V_T), e a variação de uma determinada força ($d\sigma_e$).

$$\alpha = -\frac{dV_T / V_T}{d\sigma_e} \quad (05)$$

Compressibilidade do Líquido (β): Como para o meio poroso, é a variação do volume da água (dV_w) pelo próprio volume (V_w) em relação a uma determinada troca de pressão (dp).

$$\beta = -\frac{dV_w / V_w}{dp} \quad (06)$$

Armazenamento específico (S_s): é o volume de água liberada ou adicionada de um volume unitário em um aquífero confinado, sob um decréscimo ou aumento unitário da carga hidráulica. Está relacionado com propriedades compressivas do meio geológico e da água, é definido como o volume de água drenado (V_d), de um volume unitário do aquífero (V_q), e por redução unitária da carga existente.

$$S_s = \frac{V_d}{V_q h_p} = \rho g n_e (\alpha p + \beta) \quad \text{ou} \quad S_s = g\rho (\alpha + n\beta) \quad (07)$$

Armazenabilidade (S): Para um aquífero confinado de espessura H_o , é o volume de água liberada ou adicionada por uma área unitária superficial do aquífero, pela variação unitária do componente da carga hidráulica normal à superfície deste aquífero.

$$S = H_o g\rho (\alpha + n\beta) = S_s H_o \quad (08)$$

Outras características que um aquífero pode apresentar, mas não merecem maior destaque devido a sua não utilização neste trabalho, são:

Razão de armazenabilidade (ω)

Coefficiente de interporosidade de fluxo (λ)

Difusividade (KH_0/S)

Resistência Hidráulica (c)

Fator de Drenância (L)

4.1. Descrição do problema de um poço num aquífero freático.

Um poço tubular profundo perfurado em aquífero freático, quando em operação, apresenta o seguinte comportamento:

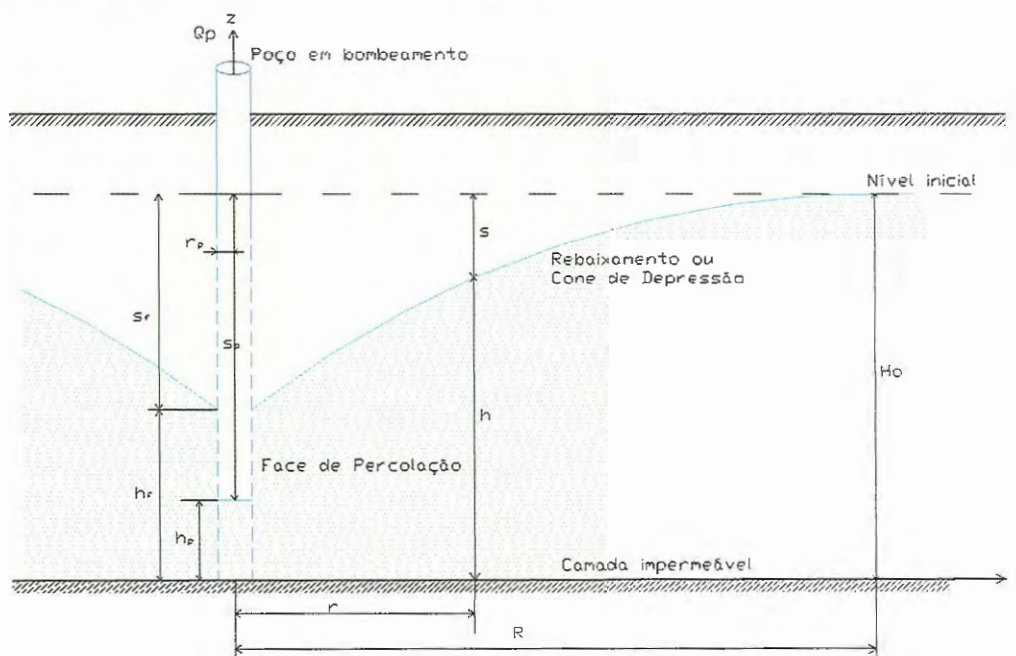


FIGURA 06 - Fluxo radial para um poço em aquífero freático

Em repouso, o nível do lençol freático está H_0 acima da camada impermeável que suporta o aquífero. Com a retirada de uma vazão Q_p , ocorre o rebaixamento do nível no interior do poço s_p e, conseqüentemente, a formação do rebaixamento ou cone de depressão devido ao escoamento da água para o poço por diminuição do potencial. A uma distância r do poço, a altura será h e o rebaixamento s .

A análise matemática desta situação é muito complexa, pois o contorno superior (h) modifica-se ao longo do tempo e também é a solução procurada. O nível d'água no poço (h_p) geralmente é abaixo do nível do lençol freático na sua face externa (h_f), variando de forma diferenciada com o nível no interior do poço formando a Face de Percolação, Figura 07, o que torna o problema ainda mais complexo com solução teórica impossível, BEAR (1979), TODD (1980).

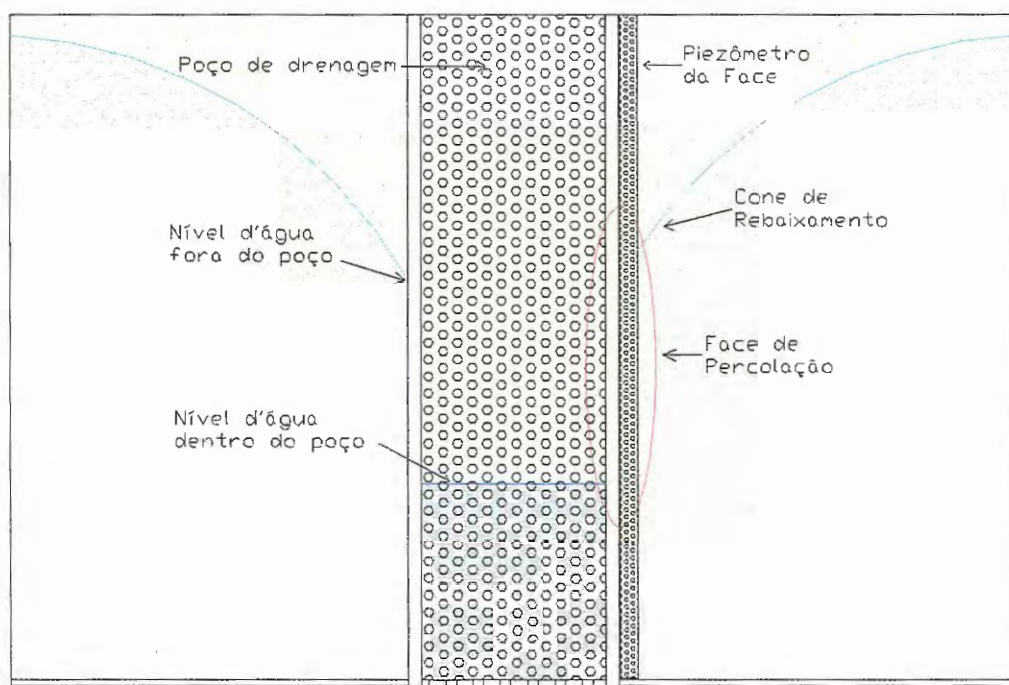


FIGURA 07 – Caracterização da Face de Percolação

5. OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é analisar quantitativamente a Face de Percolação, comparando com teorias propostas e relacionando com dados provenientes de um modelo físico experimental.

Especificamente, pretende-se ensaiar poços tubulares executados em aquífero freático, homogêneo, isotrópico, horizontal, sob condições de bombeamento permanente e não permanente, sem recarga. Desconsiderando-se a armazenabilidade do poço e do aquífero, com carga no contorno constante ao longo das análises e raio de influência finito. O contorno inferior é uma camada impermeável.

6. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

6.1. Equacionamento Básico

Sendo solução teórica para o problema de lençol freático impossível devido a variabilidade dos contornos, uma suposição apresentada no século XVIII, e aceita até hoje, foi a proposta por DUPUIT* apud BEAR (1979).

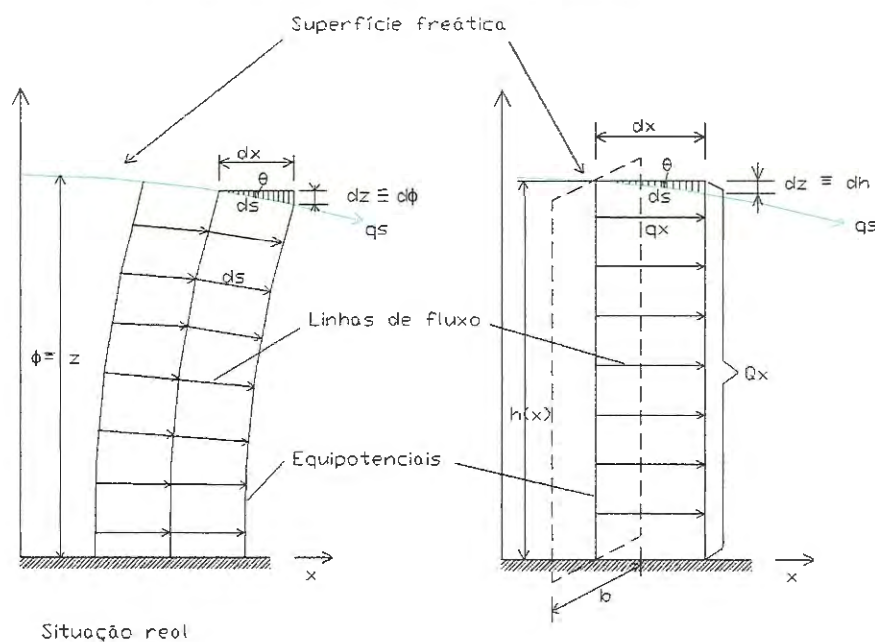


FIGURA 08 - Suposição de DUPUIT para fluxo em aquíferos freáticos

Para fluxo em direção de gradientes inferiores sem contribuição (recarga), a superfície freática do cone de rebaixamento é considerada uma linha de fluxo (q_s), Figura 08. Em qualquer ponto desta linha, o fluxo pode ser dado pela lei de Darcy:

$$q_s = -K \frac{d\phi}{ds} \quad (09)$$

*DUPUIT, C. J., (1863) *Estudes Theoriques et Pratiques sur le Mouvement des Eaux Dans les Canaux de Couverts et a Travers les Terrains Permeables*, 2 nd edn, Dunod, Paris, 204 p., apud BEAR, J. (1979) *Hydraulics of Groundwater*. McGraw-Hill, Haifa Israel.

para o caso freático o valor de ϕ pode ser atribuído como z pois $P = patm$, para tanto podemos fazer:

$$q_s = -K \frac{dz}{ds} \text{ onde } \sin \theta = \frac{dz}{ds} \Rightarrow q_s = -K \sin \theta \quad (10)$$

Segundo Dupuit a inclinação do rebaixamento é muito pequena $dx \cong ds$, ou seja, $\sin \theta$ pode ser substituído por $tg \theta$. Para tanto as equipotenciais devem ser verticais e as linhas de fluxo (q_x) horizontais. A descarga segundo Dupuit passa a ser:

$$q_x = -K \frac{dh}{dx} \Rightarrow q_x = -K tg \theta \quad (11)$$

O valor da descarga total o para a direção x será:

$$Q_x = -Kbh \frac{dh}{dx} \quad (12)$$

Esta suposição, $h_f = h_p$ (Figura 07), desconsidera a face de percolação. Em uma situação real esta hipótese não é válida, pois quando $h_p = 0$ implica que $h_f = 0$, ou seja, não há afluxo de água para o poço.

6.2. Equações de Fluxo de Águas Subterrâneas

As equações básicas que regem o fluxo de águas subterrâneas, são combinações da equação da continuidade com a lei de Darcy. Analisando um volume de controle tridimensional, com dimensões Δ_x , Δ_y , Δ_z , temos que o fluxo através de uma seção do volume será o produto do fluxo de massa ρ com a descarga Q . Um balanço de água em termos de fluxo por unidade de área q_x , q_y , q_z em direções respectivamente de x , y e z conduz à equação de conservação de massa que com substituição da lei de Darcy generalizada:

$$q_x = -K_x \frac{dh}{dx} \quad (13)$$

$$q_y = -K_y \frac{dh}{dy} \quad (14)$$

$$q_z = -K_z \frac{dh}{dz} \quad (15)$$

produz:

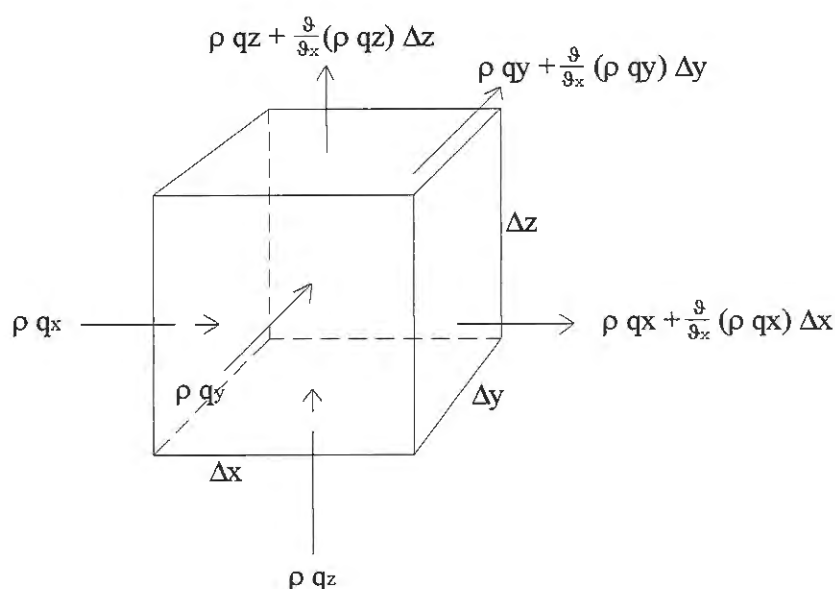


FIGURA 09 - Conservação de massa em um volume de controle

$$\left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) \right] = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (16)$$

que é a equação do fluxo subterrâneo para um aquífero confinado. Considerando um meio homogêneo e isotrópico, ou seja, $K_x = K_y = K_z$, teremos:

$$K \left[\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right] = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (17)$$

ou de forma simbólica:

$$K \nabla^2 h = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (18)$$

onde ∇^2 é o operador Laplaciano.

O escoamento para um poço é melhor descrito através de coordenadas cilíndricas axissimétricas, conforme ilustrado na Figura 10, em que o Laplaciano ∇^2 é dado por:

$$\nabla^2 h = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial h}{\partial r} \right) + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \quad (19)$$

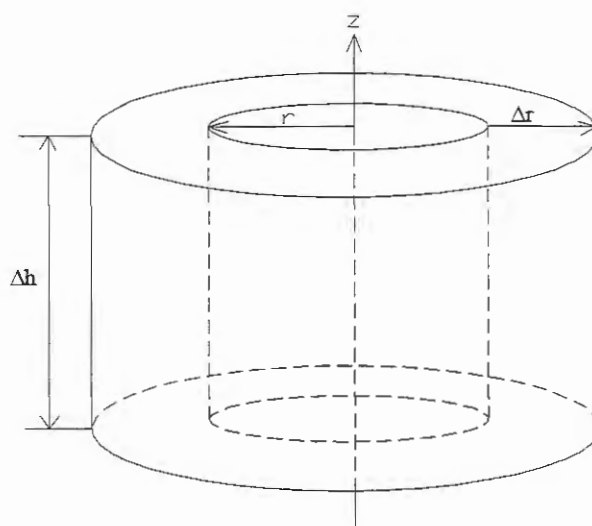


FIGURA 10 - Volume de controle para fluxo axissimétrico

e a equação de conservação de massa para o caso confinado não permanente é escrita como:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (20)$$

Para o caso permanente a equação é:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (21)$$

6.3. Análise dos dados de rebaixamento observados.

A obtenção do rebaixamento da superfície piezométrica provocado por um poço em operação é de relevante importância, pois com estes dados é possível obter as características do poço bem como os parâmetros físicos do aquífero (S_s , S_y , K , etc.). Conhecendo-se estas grandezas, há condições de se determinar a sua eficiência e conseqüentemente a produção ótima de um poço ou de um sistema com vários poços. O termo produção ótima, neste caso, se refere a vazão máxima que um poço pode fornecer, atendendo a especificações técnicas que evitam danos ao aquífero ao poço e a equipamentos instalados.

O conceito de eficiência segundo DRISCOLL (1995) é dado por:

$$\text{Eficiência}(e) = \frac{\text{Rebaixamento fora do poço}}{\text{Rebaixamento dentro do poço}} 100$$

ou

$$e = 1 - \frac{\text{face de percolação}}{\text{rebaixamento dentro do poço}} (\%) \quad (22)$$

pela nomenclatura adotada:

$$e = \frac{s_f}{s_p} = \frac{H_o - h_f}{H_o - h_p} = 1 - \frac{h_f - h_p}{H_o - h_p} \quad (\%).$$

Nota-se que é necessário obter o rebaixamento da face de percolação e do interior do poço em bombeamento. A obtenção do rebaixamento no poço é feito por dispositivos (sondas, transdutores, medidores pneumáticos, etc.), que apresentam boa precisão. O rebaixamento da face de percolação é difícil de se quantificar devido a sua posição. Consequentemente a relação proposta pela eq. (22) não é utilizada como forma de se determinar a eficiência de um poço.

Para um poço tubular profundo o rebaixamento no seu interior, bem como na face, é o resultado das perdas de carga do aquífero e do próprio poço. As perdas do aquífero são resultantes do gradiente formado pelo escoamento da água para o poço e que podem ser consideravelmente acrescidas devido a materiais e métodos utilizados na execução do mesmo. As perdas de carga do poço são provenientes de diversos pontos tais como: perdas devido a passagem d'água pelo material entre o furo e o revestimento (pré-filtro), passagem de água pela seção filtrante, escoamento descendente pelo revestimento, entrada de água no equipamento de bombeamento, dentre outras. A somatória de todas estas, acarreta em um maior ou menor rebaixamento no poço, consequentemente menor ou maior eficiência.

A metodologia utilizada para quantificar estas perdas baseia-se na fórmula de Theis para um aquífero confinado que representa a solução teórica da equação de conservação de massa, eq. (18), sendo o rebaixamento dado por:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \quad (23)$$

onde

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

a função integral é denominada de integral exponencial, e para fluxo subterrâneo é aproximada pela série:

$$\int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = W(u) = -0,5772 - \ln u + \frac{u}{1.1!} - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \frac{u^4}{4.4!} \dots \quad (24)$$

também denominada de função poço para aquífero confinado.

Segundo suposição de COOPER-JACOB* apud KRUSEMAN & RIDDER (1994), para pequenos valores de u alguns termos da série $W(u)$ podem ser desprezados, e a eq. (23) fica como:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left(\ln \frac{1}{u} - 0,5772 \right) \quad (25)$$

que pode ser escrita conforme JACOB* apud DAWSON & ISTOK (1991) por:

$$s = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{2,25 T t}{r^2 S} \quad (26)$$

Esta suposição atribui fluxo laminar e um poço perfeitamente eficiente, aplica-se esta metodologia à sistemas freáticos admitindo pequeno rebaixamento frente a espessura do aquífero.

O conceito atualmente empregado para determinar a eficiência principia-se na eq. (26), admitindo:

$$B = \frac{0,183}{T} \log \frac{2,25 T t}{r^2 S} \quad (27)$$

teremos:

$$s = B Q \quad (28)$$

*COOPER, H. H.; JACOB, C. E., (1946) *A Generalized Graphical Method for Evaluating Formation Constants and Summarizing Well Field History*. Am. Geophys. Union. Trans. Vol 27, p. 526-534 apud KRUSEMAN, G.P.; RIDDER, N. A., (1994) *Analysis and Evaluation of Pumping Test Data*, International Institute for Land and Improvement.

*JACOB, C. E.; (1946). *Radial Flow in a Leaky Artesian Aquifer*. Am. Geophys. Union. Trans. Vol 27, nº II p. 198-208 apud DAWSON, J. K.; ISTOK, J. D. (1991) *Design and Analysis of Pumping and Slug Test*, Department of Civil Engineerin Oregon State University, Lewis Publishers.

B representa perdas no meio poroso para um escoamento laminar, e é dependente do tempo t , mas para longos períodos de bombeamento, assume-se como sendo constante.

As perdas no poço são quantificadas por um fator definido como C , que considera escoamento turbulento devido a entrada de água no poço.

Segundo Jacob as perdas do poço e do aquífero podem ser expressas por:

$$s = BQ + CQ^p \quad (29)$$

que é o rebaixamento no interior do poço bombeado. Resumidamente o termo BQ representa perdas do aquífero para escoamento laminar e CQ^p para escoamento turbulento. O expoente p é usualmente empregado como sendo 2. Diversos autores quantificam este parâmetro através de ensaios, sendo obtidos valores entre 1,5 e 3,5. Esta formulação pode apresentar erros, pois o fator BQ inclui perdas do poço e CQ^2 inclui perdas do aquífero.

BIERSCHENK* apud DRISCOLL (1986) sugere uma solução gráfica que lineariza a eq. (29), fazendo:

$$\frac{s}{Q} = B + CQ \quad (30)$$

(para $p = 2$)

os valores de B e C podem ser obtidos graficamente com dados de s/Q plotados contra Q , para tanto é realizado um ensaio de bombeamento em várias etapas com diferentes vazões e registros dos rebaixamentos ao fim de cada etapa. Plota-se estes resultados como demonstrados na Figura 11:

*BIERSCHENK, W. H., (1964). *Determining Well Efficiency by Multiple Step-Drawdown Test*. Publication 64, International Association of Scientific Hydrology. apud DRISCOLL, F. G., (1995) *Groundwater and Wells*, Johnson Filtration System, Inc. USA.

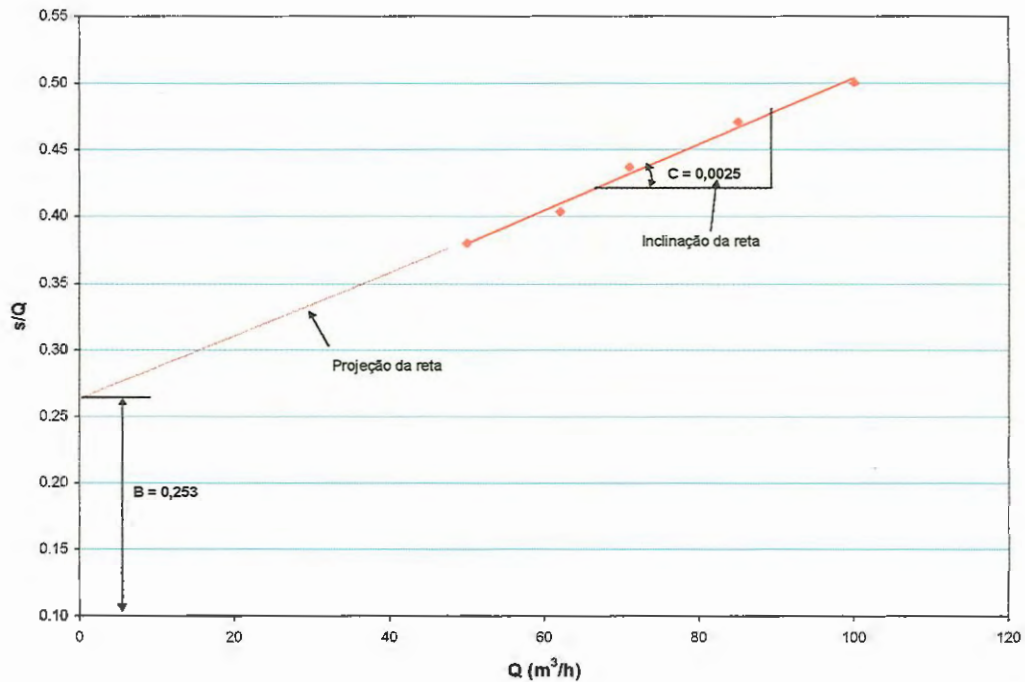


FIGURA 11 – Gráfico para obtenção dos parâmetros B e C

B é a projeção na ordenada da reta média e C é a inclinação da mesma. Invertendo a eq. (30) temos:

$$\frac{Q}{s} = \frac{1}{B + CQ} \quad (31)$$

onde Q/s é denominada de *capacidade específica*, valor que caracteriza um poço em termos de produção.

A perda do escoamento laminar relativa é dada por:

$$L_p = \frac{BQ}{BQ + CQ^2} 100 \quad (32)$$

onde L_p é a porcentagem da perda laminar frente a perda total. Atualmente muitos profissionais empregam esta definição como sendo a eficiência total do poço. Isto seria válido se a suposição de Jacob, eq. (22), fosse verdadeira.

Nota-se que os parâmetros B e C representam a quantificação da face de percolação, mas sua definição provém da teoria de aquíferos confinados, para escoamento laminar e poço ideal. A obtenção de valores de B , considera apenas valores de vazão e rebaixamento no poço, não há qualquer processo que quantifique a face de percolação com medidas específicas da mesma.

DRISCOLL (1995) propõe equações empíricas para checar a transmissividade onde a capacidade específica seja conhecida ou vice versa, e consequentemente a eficiência do poço. Atribui que:

$$\left(\frac{Q}{s}\right)_{Teórico} = \frac{T}{2000} \quad \text{para aquíferos confinados} \quad (33)$$

$$\left(\frac{Q}{s}\right)_{Teórico} = \frac{T}{1500} \quad \text{para aquíferos freáticos} \quad (34)$$

obtendo uma capacidade específica teórica. Posteriormente é relacionada com a capacidade específica obtida em ensaio de campo:

$$\left(\frac{Q}{s}\right)_{Real} = \frac{Q_{teste}}{s_{final}} \quad (35)$$

sendo a eficiência do poço dada por:

$$e = \frac{\left(\frac{Q}{s}\right)_{Real}}{\left(\frac{Q}{s}\right)_{Teórico}} 100 \quad (36)$$

Atualmente outras metodologias quantificam de forma mais precisa as perdas. KRUSEMAN & RIDDER (1994) apresentam diferentes modos de cálculo dos parâmetros B , C e p para diversos tipos de aquíferos e ensaios. Apresentam ainda uma outra interpretação para a eq. (29):

$$s_w = B(r_{ew}, t)Q + CQ^2 \quad (37)$$

onde:

$$B(r_{ew}, t) = B_1(r_w, t) + B_2$$

$B_1(r_w, t)$ = coeficiente de perda linear do aquífero

B_2 = coeficiente de perda linear do poço

C = coeficiente de perda não linear do poço (regime turbulento)

O parâmetro B_2 acrescido na equação se refere às perdas já citadas e que são lineares, como modificações na estrutura do aquífero próximo ao poço, ao escoamento pelo pré-filtro, a passagem pela seção filtrante, etc., não quantificando as perdas do escoamento turbulento devido a entrada de água no poço.

KAWECKI (1995) relata que a quantificação de perdas proposta por Jacob é muitas vezes empregada sem a real importância. Devido a popularização do método proposto por Jacob, o mesmo pode ser utilizado com dados imprecisos que

podem gerar erros consideráveis nos resultados finais. O autor apresenta uma solução mais detalhada da eq. (26) onde trata separadamente das perdas de carga no poço, especificando método para sua determinação com variáveis independentes do tempo.

Soluciona para um problema real bem como apresenta a metodologia para o seu emprego. Os resultados finais obtidos pelo método apresentado pelo autor oferecem bons resultados e, ainda, permitem quantificar valores de transmissividade. Relata que o inconveniente do método é que pode ser aplicado apenas aos aquíferos confinados não sendo válido para o caso freático.

O conceito de exploração economicamente viável leva em conta parâmetros de custo para produção de água. HELWEG et al. (1993) estabelece critérios econômicos para produção ótima de um poço em um aquífero freático. Parte do conceito prático citado por Driscoll, segundo o qual, o rebaixamento para a produção ideal de um poço, em aquífero freático considerando capacidade específica e rebaixamento, situa-se em torno de 67% da espessura saturada do aquífero. Esta suposição considera apenas vazões e rebaixamentos, sem fatores econômicos. O autor demonstra que com a adição de variáveis de custo tais como energia elétrica, depreciação de material dentre outros, esta proporção não é válida. Apresenta, para tanto, nova formulação que emprega fatores econômicos. Como resultado final conclui que a idéia proposta por Driscoll pode ser empregada, mas não como regra geral, onde demais pontos devem ser analisados para se determinar uma exploração eficiente.

Grande parte de trabalhos existentes assumem a suposição de Dupuit, que desconsidera a face de percolação. Poucos autores atentam para o problema de quantificação da face.

BOULTON (1951) quantifica a posição do lençol freático e da face de percolação, para um caso permanente em aquíferos freáticos. O problema é resolvido inicialmente através do método de Relaxação. A solução encontrada é relacionada com a formulação de Dupuit-Forchheimer, obtendo-se uma relação teórica do problema. Posteriormente os valores são comparados com modelos físicos de caixa de

areia e elétrico – hidráulicos. Aplicados a um exemplo, os resultados apresentam-se satisfatórios quando comparados aos modelo físicos, introduzindo pequenas correções.

BABBIT & CALDWEL* apud HARR (1962) apresentam uma solução empírica para quantificar a altura do cone de rebaixamento para distâncias próximas a um poço em bombeamento propondo a fórmula:

$$h = H_o - \frac{C_x}{H_o} \frac{H_o^2 - h_p^2}{\ln \frac{R}{r_p}} \ln \frac{R}{0,1H_o} \quad (38)$$

onde C_x é um fator de correção que depende da relação r/R , obtido através de gráfico.

BOULTON (1954), foi o pioneiro em quantificar a armazenabilidade de aquíferos freáticos atribuindo para este fenômeno o termo “demora de resposta”. Tal fenômeno se deve a contribuição da camada não saturada acima do nível d’água no lençol freático, bem como da descompressão do aquífero quando do início do bombeamento. Apresenta uma solução analítica que descreve tal fenômeno. O autor afirma que, em um primeiro instante após o início do bombeamento, o fluxo de água para o poço é caracterizado como a drenagem da água associada a produção específica e liberada para o nível d’água como uma função exponencial do tempo. Para um período intermediário, a contribuição é caracterizada pela permeabilidade vertical do aquífero e, para longos períodos de tempo, o escoamento é ditado pelas condições normais do aquífero. A proposta do autor para o equacionamento do fluxo é dada por:

$$T \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) = S \frac{\partial \phi}{\partial t} + \alpha S_y \int_0^t e^{-\alpha(t-\tau)} \frac{\partial \phi}{\partial \tau} d\tau \quad (39)$$

onde α é uma constante determinada em testes de bombeamento. Esta constante não se relaciona com qualquer propriedade física do meio poroso ou do poço, sendo apenas um conceito empírico para os diferentes períodos de bombeamento, apresentando coeficientes de correção das alturas do lençol freático.

*BABBIT, H. & CALDWELL, D. H., (1948) *The Free Surface Around, and Interference Between Gravity Wells*. Univ. Illinois Eng. Exp. Sta. Bull. 374. apud HARR, M. E., (1962) *Groundwater and Seepage*, McGraw-Hill Book Company

HANTUSH (1962) apresenta discussão sobre a validade da suposição de Dupuit para rebaixamentos observados em poços sob bombeamento em caso permanente. Demonstra, analiticamente, que oferece resultados confiáveis para valores de $r > 1,5H_0$. Para situações onde o raio de influência está abaixo deste valor, apresenta a fórmula:

$$2h\phi - h^2 = H_0^2 - \frac{Q}{2\pi K}W(u) \quad (40)$$

onde $W(u)$ é a função poço para aquífero confinado, ϕ é a carga hidráulica no ponto de distância r , e h é a altura d'água à distância r .

BOULTON (1970) através da metodologia proposta em seu trabalho anterior (1954), propõe solução para interpretação de resultados de testes de bombeamento em caso não permanente em aquífero anisotrópico, para caracterizar os parâmetros do aquífero. Para tanto propõe um equacionamento que considera condições de produção específica (S_y) e drenagem vertical. Aplicando sua metodologia a um exemplo conclui que apresenta bons resultados no cálculo dos parâmetros quando comparados com métodos convencionais de interpretação.

NEUMAN & WITHERSPOON (1971) apresentam modelação numérica baseada em elementos finitos para quantificar a face de percolação em poços e barragens. O modelo traz variáveis que considera a contribuição da camada não saturada do aquífero, sendo esta, um efeito inercial da camada não saturada com o termo “demora de resposta” proposto por Boulton (1954). Para poços tubulares a evolução da face é discretizada em função da vazão bombeada. Os poços modelados são considerados de grande diâmetro com contribuição do volume armazenado. Os autores adotam as grandezas dos parâmetros do aquífero e não relacionam com exemplos reais.

NEUMAN (1972) com trabalho que trata de fluxo não permanente para um aquífero freático, questiona a suposição apresentada por BOULTON (1954) de que para curtos períodos de tempo a drenagem seja uma função exponencial do tempo. O autor trata o aquífero freático como um sistema compressível e admite que a contribuição da camada não saturada para o nível d'água ocorre instantaneamente

sem função do tempo. Segundo o autor esta contribuição ocorre como consequência da drenagem de água acima da camada saturada acompanhada por uma contribuição vertical e gradual da água na zona saturada. Isto se deve às características de anisotropia do aquífero, mesmo que este seja isotrópico. Valores de armazenabilidade e produção específica são constantes. A equação para o fluxo proposta por Neuman se resume a:

$$K_r \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) + K_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (41)$$

NEUMAN (1972) citou que, para curtos períodos de tempo a curva de rebaixamento apresentada por um poço em bombeamento se assemelha à curva de Theis utilizando a armazenabilidade (S), para longos períodos de tempo a curva utiliza a produção específica (S_y). Nos tempos intermediários apresenta uma série de curvas para diversas relações de permeabilidade expressa pelo fator:

$$\beta = \frac{r^2 K_v}{H_o^2 K_r} \quad (42)$$

Mesmo em aquífero isotrópico ($K_v = K_r$), segundo o autor, a contribuição inicial sofre influências do fluxo vertical.

Posteriormente NEUMAN (1974) apresenta resolução para o caso não confinado e não permanente para um poço parcialmente penetrante.

STRELSOVA (1972) trata do comportamento da altura do nível d'água em um aquífero freático sob a ação de um poço em bombeamento no caso não permanente. O objetivo do trabalho é quantificar a diferença observada entre a altura do lençol freático e a altura de carga que se apresenta em curtos períodos de tempo de bombeamento. A autora define analiticamente a diferença entre estas alturas e propões uma relação entre as mesma a qual define de "índice de demora" que se assemelha em magnitude com o termo "demora de resposta" proposto por Boulton (1954, 1963).

COOLEY & CASE (1973) apresentam uma solução analítica para a função exponencial proposta por Boulton (1954), para explicitar a velocidade vertical do fluxo na base de um aquífero acima de um aquífero. Admitem que a

compressibilidade da água deve ser ignorada e que a água provém de dessaturação instantânea da camada de aquitarde acima do aquífero.

O equacionamento proposto por BOULTON (1954) onde o termo “demora de resposta”, representado como um conceito empírico dito como $1/\alpha$, é substituído por relações entre a condutividade, produção específica e a anisotropia do aquitarde acima da zona saturada.

BOULTON (1973) verifica a influência do termo “demora de resposta” em testes de bombeamento para um caso não permanente em aquífero freático. Adotando também o conceito de uma camada de aquitarde acima do aquífero produtor, o autor demonstra que a resolução do problema se equipara a sua resolução analítica por ele demonstrada (1954).

NEUMAN (1975) mostra que sua metodologia NEUMAN (1972) pode ser aplicada para determinar os parâmetros de um aquífero anisotrópico, freático para o caso não permanente. Novamente questiona a suposição de Boulton sobre o termo “demora de resposta” afirmando que esta constante não é uma característica do aquífero pois o mesmo diminui linearmente com o logaritmo da distância radial do ponto em análise.

O cálculo do fluxo nas proximidade de um poço em bombeamento, conforme ressaltado acima, é muito complexo e requer uso de técnicas para facilitá-lo. PANDIT & AOUN (1993) empregam modelação numérica com o uso de elementos finitos, para um caso não permanente em aquíferos confinados para um fluxo axissimétrico. Várias concepções de aquíferos confinados são analisadas para diferentes concepções de poços.

Quatro tipos de poços são analisadas em diferentes aquíferos. O primeiro trata de um aquífero confinado com um poço totalmente penetrante, o segundo um aquífero confinado com um poço parcialmente penetrante, o terceiro para dois aquíferos confinados intercalados por uma camada de aquitarde e com poço totalmente penetrante no aquífero inferior. O quarto, trata-se de aquífero confinado e um poço de várias disposições de seção filtrante. Este último, foi proposto para testar o modelo. Todos os aquíferos e aquitardes são homogêneos, isotrópicos e confinados, apenas para o exemplo três são simuladas para diferentes condições de aquitarde. O

que se destaca neste trabalho é a expansão automática da malha de discretização do modelo, a mesma se expande automaticamente para um novo raio de influência até valores pré estabelecidos durante a simulação. Permite, com isto, uma maior rapidez de simulação, atendendo às condições impostas de pequeno ou grande tempo de ensaio. Os resultados do modelo são comparados com soluções analíticas. O primeiro exemplo tem seus resultados comparados com a solução de Theis, o segundo com a metodologia de Hantush e o terceiro com a teoria de Huyakorn, comprovando uma boa aproximação entre o modelo e resultados analíticos. A resolução do quarto exemplo é realizada apenas via modelo. A opção que se mostra ser de maior aproveitamento é aquela onde a seção filtrante é intercalada ao longo de toda a espessura do aquífero, ao contrário da que apresenta a disposição de mesma quantidade de filtros, colocadas em apenas uma região do aquífero.

BURGES (1993) apresenta um método de determinação dos parâmetros de um aquífero confinado sob a influência de uma barreira impermeável próximo a um poço em bombeamento. O poço é bombeado à vazão constante por um grande período de tempo. Dados de rebaixamento em função do tempo, observados em dois piezômetros próximos ao poço em bombeamento, mostram a influência da barreira. O piezômetro mais próximo do poço apresenta dois segmentos de retas distintas em gráfico de rebaixamento, devido a interferência da barreira. O segmento de reta para curtos períodos de tempo é utilizado para cálculo da armazenabilidade, e a relação entre os dois segmentos é empregado para o cálculo da transmissividade e da distância de um poço imagem.

O autor determina para cada piezômetro e para o poço em bombeamento poços imagens, com estes parâmetros juntamente com dados de ensaio elabora um programa computacional que relaciona todas as variáveis através de rotinas de cálculo e aproximações. Com esta ferramenta consegue definir a posição da barreira impermeável próxima ao poço.

Já DASGUPTA & SINGH (1994) empregam elementos finitos para modelar fluxo axissimétrico em um aquífero semi-confinado para poços totalmente e parcialmente penetrantes. Para o caso parcialmente penetrante, a discretização inicial se refere a fluxo tridimensional e não a um caso de fluxo axissimétrico, mas com o

uso de elementos finitos juntamente com a aproximação da série de Fourier, o caso se reduz a um fluxo axissimétrico. O caso de poço parcialmente penetrante se refere a um poço com cavidade radial na base da camada confinante, sendo a mesma executada através de bombeamento acima da capacidade do aquífero onde o carreamento do material do meio poroso forma a cavidade. Posteriormente com vazões pré estabelecidas a mesma se mantém estável, permitindo a exploração.

Parâmetros físicos e construtivos são adotados. Os autores apresentam diversas soluções para as várias hipóteses de discretização da cavidade radial, obtendo com isto várias opções de exatidão e tempo de processamento. Os resultados se mostram dentro dos parâmetros aceitáveis em termos de solução analítica. Posteriormente SINGH et. al (1995) aplica esta metodologia para uma situação real em poços parcialmente penetrantes com uma cavidade radial e, também, executam um modelo físico baseado em caixa de areia para simular as condições de ensaio. Como resultado, concluem que a vazão do poço é diretamente proporcional ao tamanho da cavidade radial e esta, tem suas propriedades construtivas relacionadas à composição do aquífero e espessura da camada confinante.

Os resultados do modelo teórico mostram-se precisos quando comparados com valores do modelo físico.

Modelos físicos para análise e comparação com trabalhos analíticos são empregados por diversos autores. KIMBLER (1970) emprega diversos tipos de modelo para simular o armazenamento de água doce em formações com água salgada na costa leste dos Estados Unidos. Modelos de forma radial, radial-tridimensional, linear, linear estratificado são utilizados para obter parâmetros de exploração, quantidade de água a ser injetada/retirada, miscibilidade, limites de operação, processos de exploração, dentre outras. O meio poroso destes modelos foi obtido usando-se areia e cola cozidas em forno. Tratando-se de dois líquidos de diferentes densidades e iguais viscosidade o modelamento permitiu obter dados que podem ser empregados nos cálculos necessários para prever o armazenamento. Conclui que este tipo de armazenamento é possível sob determinadas condições. Para pequenas quantidades a serem estocadas apresenta condições de exploração. Para um sistema com grande exigência de bombeamento o mesmo não é recomendado devido a custos, pois a

exploração deve ser feita com restrições de volume. A técnica de armazenamento pode ser empregada para o uso de outros líquidos e não somente água doce.

MONTENEGRO (1989), utiliza elementos de contorno para elaborar um modelo computacional que trata de fluxo bidimensional entre dois canais paralelos, com ênfase a face de percolação. Objetivando comparar os resultados do programa é construído um modelo físico experimental que simula tal condição. O modelo é do tipo Hele-Shaw onde não existe meio poroso e a viscosidade do líquido simula condições de permeabilidade. Este modelo permite várias configurações de ensaio, destacando a recarga do lençol freático e inclinação da base impermeável de sustentação do aquífero. O programa desenvolvido mostra resultados semelhantes aos obtidos experimentalmente no modelo físico.

Utilizando elementos finitos em um programa computacional HUANG (1973) resolve a eq. (18) para um aquífero confinado em caso não permanente. Os resultados são comparados com um modelo físico de caixa de areia confinado. Destaca-se a concepção do mesmo, que permite várias configurações de poço apenas com a mudança da seção filtrante, bem como das pressões de confinamento aplicadas ao aquífero. Os resultados da modelação e do modelo físico comparam-se satisfatoriamente.

Modelo de caixa de areia também é empregado por GEFELL et. al (1994) para verificar o máximo rebaixamento causado por um poço em bombeamento constante. O modelo é concebido como a meia seção de um aquífero onde um poço totalmente penetrante atua em um aquífero freático sob regime permanente. O objetivo do mesmo é quantificar a autenticidade da teoria de Kozeny. O modelo apresenta resultados correspondentes com os propostos pela teoria, confirmando assim o método para obtenção do máximo rebaixamento, bem como da Face de Percolação. Este trabalho é o que melhor se identifica com o estudo proposto, em termos de modelagem física.

A relevância do volume armazenado é destacado para poços de grande diâmetro em aquíferos de baixa transmissividade. SAKTHIVADIVEL & RUSHTON (1989) analisam este tipo de obra considerando a face de percolação, para se determinar as propriedades do aquífero, comparando resultados de campo com

modelação numérica. A modelação é baseada em diferenças finitas para a equação do fluxo radial, conforme Holt e Rushton. Inclui efeitos de armazenabilidade, altura variável da camada saturada, contornos impermeáveis nos extremos e recarga na superfície. Valores para comparação foram obtidos de um poço de 1,88 m de diâmetro e 4,45 m de profundidade, com piezômetros dispostos a 2,60 e 5,20 metros de distância do mesmo. Os resultados apresentados pelo modelo mostraram confiabilidade na obtenção dos parâmetros do aquífero. Notou-se que, na hipótese da não existência da face de percolação, uma sub estimação da condutividade hidráulica foi necessária para atender as condições de igualdade entre os níveis do poço e do aquífero.

NARASIMHAN & ZHU (1993) empregam modelação por diferenças finitas para comparar três metodologias: Theis-Wenzel (1935) Boulton (1954) e Neuman (1972) para um caso não confinado, não permanente, considerando ainda o armazenamento do poço. As teorias propostas por Boulton e Neuman consideram diferentes condições para a mesma situação: Boulton considera que a contribuição da camada não saturada para o nível d'água em curtos períodos de tempo, obedece uma função exponencial do tempo. Neuman afirma que esta contribuição é instantânea e está relacionada com propriedades de anisotropia do aquífero mesmo este sendo isotrópico. Theis-Wenzel apresenta as mesmas condições que no caso confinado apenas há uma troca de coeficientes $S + S_y$ em lugar de S , onde é empregado para se quantificar a relação do armazenamento no poço, neste trabalho esta metodologia estabelece os limites máximo e mínimos de simulação. Os autores com esta proposta resolvem problemas para ambas suposições, concluem que ambas fornecem bons resultados, pois o aquífero apresenta estas duas condições. Em termos de drenagem, a suposição de Boulton consegue descrever melhor o problema, para conceitos físicos a metodologia de Neuman se enquadra melhor. Simulando uma coluna de areia, tratam da contribuição da camada não saturada para ambas metodologias. Demonstram que a mesma é importante e não deve ser ignorada. Concluindo, os autores afirmam que a produção específica é significativamente influenciada pela espessura da camada não saturada e o processo de “dessaturação” da mesma, possui escala temporal idêntica que a empregada nos testes.

Como conclusão final, NARASIMHAN & ZHU (1993) afirmam que a contribuição da camada não saturada bem como o armazenamento do poço não devem ser ignoradas. Para curtos períodos de tempo, os dados de rebaixamento podem conter efeitos do armazenamento, atribuindo assim erros de interpretação, assim como a contribuição da camada não saturada que ocorre na mesma escala de tempo do ensaio. Quanto às metodologias utilizadas de Boulton e Neuman, afirmam que ambas podem ser empregadas mas deveriam tratar de uma forma mais precisa para o fluxo da camada não saturada.

CHU (1994), usando o princípio de conservação de massa, estabelece uma relação entre o rebaixamento de um poço em operação e o volume do cone de rebaixamento produzido. A variação do volume do cone e o rebaixamento no poço são quantificados com situações de recarga em um aquífero não confinado para um caso não permanente.

Em princípio, o volume do cone é utilizado para cálculo do transiente do raio de influência ao longo do ensaio, posteriormente esta condição permite uma relação entre o tempo de ensaio e o rebaixamento no poço. O autor apresenta exemplos para a metodologia proposta, mas não correlaciona com dados reais.

CHAPUIS (1992) analisa ensaios em um aquífero confinado para o caso não permanente utilizando a equação de Theis com suposições feitas por Cooper e Jacob. A substituição feita por Cooper e Jacob admite um erro de cerca de 2 % e apresenta erros maiores quando analisada para todo o período do teste de bombeamento. Dados de rebaixamento em função do tempo, mostram distintos segmentos de reta para curtos e longos períodos de bombeamento. O primeiro segmento representa a água liberada pela compressibilidade e descompressão da matriz porosa, portanto para curtos períodos de tempo o armazenamento do poço influencia de forma expressiva os resultados de teste, podendo representar cerca de 5,4 % de erro na análise final. Destaca que valores de S e T não devem ser retirados deste segmento de reta mas sim do segundo, característicos de grandes tempos de bombeamento onde se evidencia a transmissividade. Os valores do primeiro segmento podem ser empregados para um fator de correção do tempo a ser aplicada em dados observados nos piezômetros para a determinação de uma melhor S e T nestes locais.

Como dito para curtos períodos de ensaios, os valores de rebaixamento podem conter condições de armazenamento do poço, isto é mais claro em aquíferos de baixa transmissividade ou baixa vazão. Nos casos opostos, a armazenabilidade no poço pode ser ignorada.

Testes de bombeamento em diversas etapas com vazões diferentes (denominados de teste de vazão escalonada) possibilitam dados para determinar a eficiência de um poço, usualmente são realizados para diferentes vazões com intervalos de tempo iguais entre si. O MANUAL DE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DE POÇOS TUBULARES - DAEE (1982) indica vazões de 30, 60 e 100% da vazão total, como valores que proporcionam bons resultados na interpretação de ensaios.

Testes de bombeamento em etapas muitas vezes são realizados com diferentes vazões e iguais intervalos de tempo. AVCI (1992) apresenta trabalho onde dados aleatórios de testes de bombeamento com diferentes intervalos de tempo fornecem valores dos parâmetros de aquíferos confinados para caso não permanente.

O autor elabora um programa computacional, com a teoria proposta e com conceitos de mínimos quadrados, consegue interpretação de testes de bombeamento com boas aproximações quando comparados à resoluções convencionais.

FITTS (1994), emprega modelamento computacional através de superposição de funções analíticas para caracterizar o comportamento de um aquífero freático em um caso não permanente. O programa desenvolvido possibilita várias configurações de contorno, objetivando determinar influências entre poços existentes e futuros poços com dados provenientes de locais próximos à área em que os mesmos se situam. O programa permite determinar critérios para futuras localizações oferecendo pontos ideais para a instalação de novas obras, bem como a possibilidade de pontos contaminantes serem atingidos pelo cone de rebaixamento. Os parâmetros envolvidos na modelação são descritos por funções analíticas que são trabalhadas no programa computacional para resolução da melhor opção. Segundo o autor, o programa requer tempo reduzido de cálculo quando comparado com modelos numéricos existentes.

A metodologia proposta por NEUMAN (1972, 1974) para aquíferos freáticos em caso não permanente é analisada por MOENCH (1993) que resolve a teoria proposta segundo a transformação de Laplace, oferecendo maior agilidade no tempo de cálculo. Com base no algoritmo para a transformação, cria-se um programa computacional para resolução. Os valores finais são comparados com resultados da teoria original.

MOENCH (1994) questiona valores de produção específica (S_y) obtidos através de testes de bombeamento em aquíferos freáticos para o caso não confinado com o emprego da metodologia de Neuman (1972, 1974).

Simulando em laboratório materiais presentes no campo através de balanço de massas, o autor afirma que para certos materiais, a produção específica obtida através da metodologia de Neuman apresenta valores diferentes ao encontrados em laboratório, atribuindo erros na quantificação dos parâmetros do aquífero.

MOENCH (1995) combina as metodologias propostas por Boulton (1954, 1963) e Neuman (1972,1974) para um aquífero freático em caso não permanente. Como visto, as propostas de ambos autores divergem quanto ao comportamento da contribuição da camada não saturada para a camada saturada em um aquífero sujeito a um poço em bombeamento. Segundo Boulton esta contribuição atende uma função exponencial do tempo, Neuman afirma que a mesma ocorre instantaneamente e esta relacionada com propriedades da permeabilidade vertical do aquífero, mesmo este sendo isotrópico. Moench combina a equação de Boulton com a Lei de Darcy inserindo parâmetros de ajuste de modo que a mesma se comporte como a solução de Neuman. Como resultado obtém uma equação mais sensível ao comportamento da camada não saturada. Consequentemente dados de piezômetros de diversas profundidades e distâncias do poço em bombeamento fornecem melhores respostas na quantificação dos parâmetros do aquífero.

MOENCH (1996) novamente resolve a equação de NEUMAN (1974), para um poço parcialmente penetrante em um aquífero freático sob condições não permanentes com o uso da transformação de Laplace em uma série finita de cossenos

de Fourier, e evita a transformação de Hankel usada nas derivações anteriores, Moench (1993).

Neste trabalho quando da resolução do equacionamento através da transformação de Laplace não contém termos envolvendo integração.

Com isto o autor demonstra que a metodologia empregada é superior a por ele anteriormente utilizada, pois o tempo de resolução para um problema idêntico é menor e com resoluções semelhantes.

7. ENSAIOS EXPERIMENTAIS SOBRE REBAIXAMENTO

Como citado, um modelo físico foi construído para a execução de ensaios com as seguintes características:

Ensaio com vazão de bombeamento constante, em regime permanente:

Neste caso, o poço de drenagem opera com vazão constante. Observa-se o comportamento da face de percolação e do cone de rebaixamento, durante um longo período de bombeamento. O nível d'água no contorno externo foi mantido constante ao longo dos ensaios.

Ensaio com vazão de bombeamento constante em regime não permanente:

O ensaio foi realizado tendo a evolução da face de percolação e do cone de rebaixamento monitorado ao longo do tempo, a partir de uma condição inicial. O nível d'água no contorno externo foi mantido constante ao longo dos ensaios.

7.1. Suposições de Ensaios

Para o trabalho proposto, foram admitidas as seguintes condições de ensaio:

- Meio poroso Homogêneo e Isotrópico com material granular, sem presença de finos;
- Contorno inferior impermeável;
- Contorno externo com carga constante ao longo dos ensaios;
- Poço totalmente penetrante;
- Piezômetros que fornecem a altura do lençol freático;
- Raio de influência finito;
- Não existência de recarga;
- Escoamentos permanente e não permanente;

8. MATERIAIS E MÉTODOS

8.1. Modelo Físico

O sistema físico escolhido para melhor representar a situação desejada foi o modelo de caixa de areia. Segundo BEAR (1972), este modelo é uma representação em escala reduzida do domínio de uma matriz porosa. No modelo executado, o fator escala não foi considerado devido a impossibilidade de obter a similaridade de todas as dimensões com um sistema real, particularmente o tamanho dos grãos que compõem o meio poroso. Os parâmetros foram considerados dentro do conceito do volume elementar representativo, onde todas as características permanecem sem influências da escala, possibilitando representar uma situação que atenda as condições exigidas para a resolução do problema.

O modelo consiste de uma caixa, preenchida com uma matriz porosa, onde um fluido pode ser empregado para simular o líquido em escoamento. Os tipos mais comuns de modelo são os retangulares, radiais e colunares. Usualmente a caixa, ou parte dela, é feita de um material transparente, traçadores podem ser adicionados no líquido para visualização do escoamento. O material de enchimento da caixa é uma matriz porosa que deve ser quimicamente inerte aos líquidos e ao material do modelo. A concepção inicial teve como base modelo físico empregado por GEFELL et al. (1994).

8.2. Modelo Físico executado

O modelo executado, com concepção da meia seção de um aquífero no plano horizontal sob a ação de um poço em bombeamento, teve por finalidade observar o rebaixamento produzido pelo poço e o nível do lençol freático, particularmente, a face de percolação.

8.2.1. Descrição da execução do modelo.

Foi confeccionada uma caixa metálica em chapa de aço de 3,0 mm de espessura de 1,2 x 0,7 x 0,5 m de comprimento largura e altura respectivamente, em uma das laterais e na parte superior não ocorreu o fechamento. Na lateral em que não

ocorreu o fechamento foi fixada uma placa de acrílico de 1,5 cm de espessura, 1,2 m de comprimento e 0,5 m de altura permitindo a visualização no interior da caixa, foi devidamente selada nas junções para evitar vazamentos.

No interior da caixa foi montada uma estrutura em metal na forma semicircular para receber um conjunto de telas, foi soldada na base, e na parte superior fixada através de suportes nas laterais. Esta estrutura permitiu fixar um conjunto de telas que tem função de delimitar o meio poroso, formando o contorno externo do mesmo. Foram montadas três telas de diferentes aberturas dispostas de forma seqüencial para impedir a passagem do material do meio poroso e permitir a passagem de água.

A tela na parte externa se constitui em uma chapa em aço inoxidável com furos de 20,0 mm de diâmetro, em seguida uma tela de nylon com abertura de 1,0 mm e junto a esta uma terceira tela de aço inoxidável com abertura de 0,07 mm que permanece em contato com o meio poroso, juntas elas formam um "sanduíche" que proporciona à tela de menor abertura uma maior resistência mecânica, Figura 12.



FIGURA 12 – Disposição do conjunto de telas formando o contorno

Na base da caixa, em ambos os lados foram realizados 02 furos justapostos para entrada e saída de água. Na entrada foi montado um recipiente de passagem com controle de vazão na qual é conectada uma mangueira flexível de 10 mm de diâmetro para alimentação. Este recipiente de passagem permite obter várias alturas de água no interior da caixa, devido a regulagem que o posiciona na altura desejada, Figura 13. A interligação entre o recipiente e a caixa de areia se faz através de mangueira flexível de 1” que entra pela sua base. A entrada neste local tem o objetivo de evitar formação de ondas e de bolhas de ar que possam interferir nos ensaios.

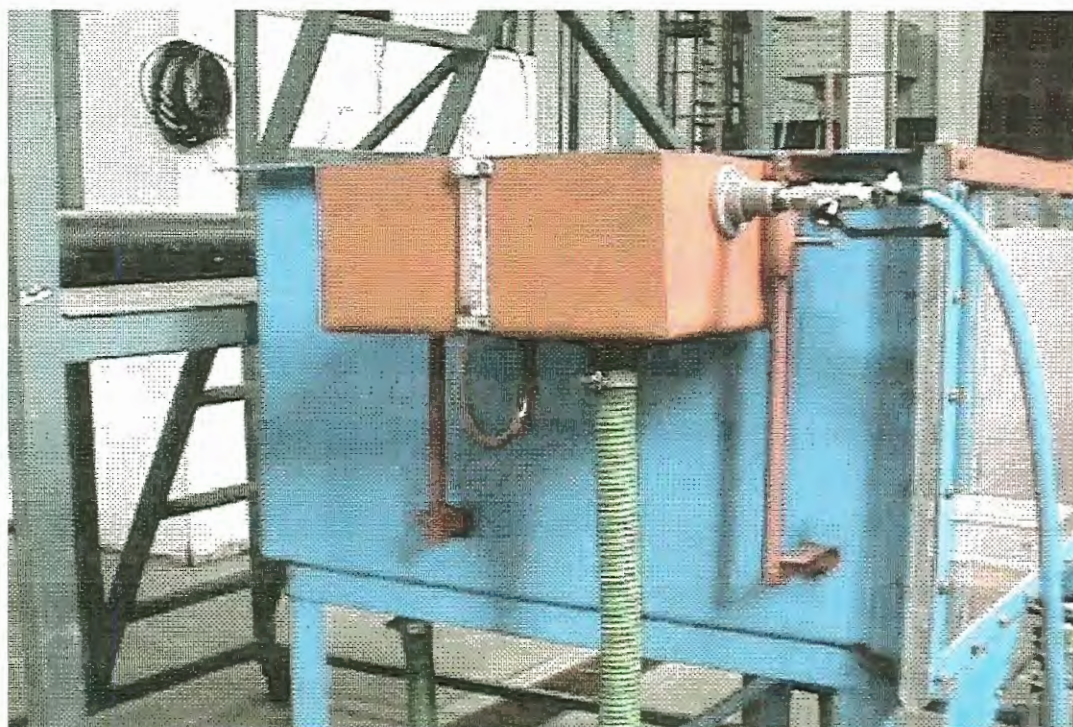


FIGURA 13 – Recipiente da entrada de água

Na saída foi montada uma estrutura para permitir o controle da altura d'água no interior da caixa possibilitando várias configurações de carga, Figura 14. A água é captada e encaminhada para fora através de mangueira flexível de 1".



FIGURA 14 – Saída de água com controle de altura

No interior do semicírculo delimitado pelas peneiras, na base da caixa, foram executados 06 furos para a fixação de piezômetros, foram dispostos em forma de espiral para evitar a influência do piezômetro mais distante no posterior conforme se vê na Figura 15. A distância entre cada piezômetro e o poço de drenagem (centro a centro) foi proporcional a maior inclinação do cone de rebaixamento no interior do modelo quando da realização de ensaios, os valores são:

$$R_{P1} = 7,2 \text{ cm}$$

$$R_{P2} = 14,1 \text{ cm}$$

$$R_{P3} = 24,0 \text{ cm}$$

$$R_{P4} = 37,0 \text{ cm}$$

$$R_{P5} = 53,0 \text{ cm}$$

$$R_{P_6} = 57,5 \text{ cm}$$

$$R_{\text{contorno}} = 60,5 \text{ cm}$$

A menor distância entre os piezômetros P_5 e P_6 se deve ao fato de que este último se encontra ao lado do contorno com a finalidade de observar o nível d'água no contorno do aquífero para que se evite incluir perda de carga devido ao conjunto de telas.

Estes piezômetros foram confeccionados em tubos de PVC de $\frac{1}{2}$ " de diâmetro perfurados em toda sua extensão com furos de 2,0 mm, recobertos com tela de aço inoxidável com abertura de 0,07 mm, sendo fixados na base da caixa. O piezômetro possui interligação com mangueira transparente de 5,0 mm de diâmetro fixada no lado externo da caixa junto a placa de acrílico. A distância entre a mangueira fixada na placa e o centro do poço de drenagem, é idêntica à distância do piezômetro correspondente ao poço de drenagem.

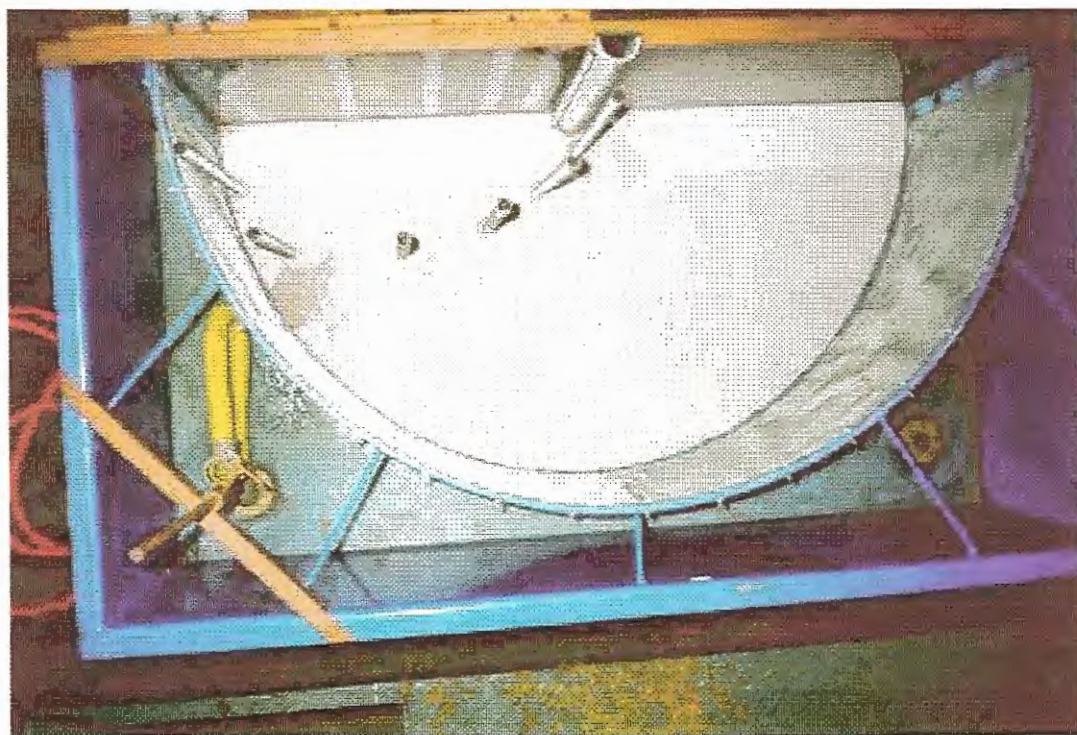


FIGURA 15 – Disposição dos Piezômetros

Tendo como referência inicial a base da caixa, providenciaram-se escalas sob estas mangueiras possibilitando o acompanhamento visual da altura do nível d'água no interior do meio poroso.

No centro do semi círculo junto a placa de acrílico foi colocada a meia seção de um tubo de PVC de 2" de diâmetro, perfurado em toda a sua extensão, recoberto com tela de aço inoxidável com abertura de 0,07 mm formando o poço de drenagem. O fundo do poço situava-se abaixo da base da caixa devido a necessidade de que a altura mínima (contorno inferior) durante ensaios ser zero. Para tanto, uma placa perfurada formava o fundo do poço na altura da base da caixa. Uma tomada de pressão para o transdutor foi nela fixada possibilitando o monitoramento da altura d'água no seu interior. Esta meia seção foi colada à placa de acrílico possibilitando a visualização do nível no interior do poço. Posteriormente testes foram efetuados para se quantificar as perdas de carga da tela colocada junto ao poço. Os ensaios foram realizados monitorando-se a vazão "bombeada" juntamente com a diferença de alturas de dentro e fora do poço, com os resultados apresentados na Figura 16. A porcentagem de abertura frente a área total do poço é de 4,1 %. Segundo DRISCOLL (1995) a melhor performance de um filtro é o que mesmo possua porcentagem de abertura em valores iguais a porosidade do meio. Para FORTILIT CONEXÕES E TUBOS DE PVC (1997) o filtro deve possuir permeabilidade superior ou igual ao material granular disposto ao lado do poço (pré-filtro). Para uma disposição típica de construção, cita valores de 4,8% de área aberta frente a área total. Em relação a perda quantificada nos ensaios de perdas de carga no poço (Figura 16), pode-se afirmar que não há interferência do filtro na face de percolação já que para vazões utilizadas nos ensaios não ultrapassaram o limite de 1,2 l/min que corresponde a uma perda de carga de apenas 1 mm de coluna d'água.

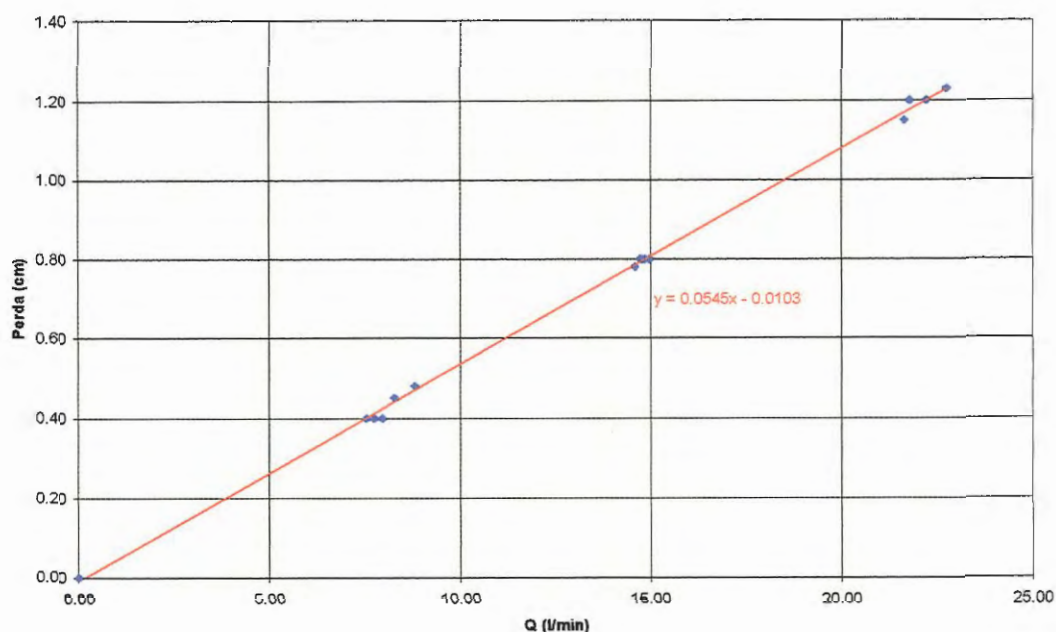


FIGURA 16 – Valores de perda de carga para o poço de drenagem

Junto ao poço, no lado externo, foi colocada uma mangueira transparente de 5,0 mm de diâmetro perfurada em toda a sua extensão, recoberta com tela de aço inoxidável de abertura de 0,07 mm que atua como piezômetro e proporciona a visualização da altura do nível d'água do lado externo do poço, possibilitando quantificar a diferença entre o nível dentro e fora do poço, ou seja, a altura da face de percolação, Figura 17.

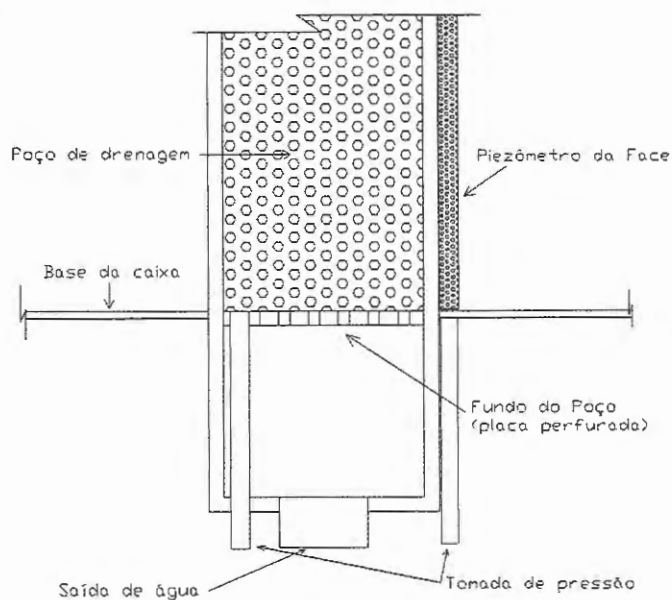


FIGURA 17 – Detalhe do poço de drenagem e piezômetro da face de percolação

Na parte inferior do poço de drenagem foi montado um sistema para permitir o controle de vazão e do fluxo d'água que se constitui de um registro e uma válvula elétrica. O registro é do tipo esfera e tem como função regular a vazão escoada através de sua abertura ou fechamento. A válvula tem como finalidade permitir ou não o “bombeamento” do poço, Figura 18.



FIGURA 18 – Válvula elétrica e Registro Tipo Esfera na base do poço de drenagem

Após a passagem pelo registro e válvula, a água é encaminhada a um recipiente calibrado para obtenção de vazão ou para um coletor que a encaminha para fora. Esta escolha é possível devido a movimentação da base em que são apoiados o recipiente e o coletor, conforme Figura 19 e 20.

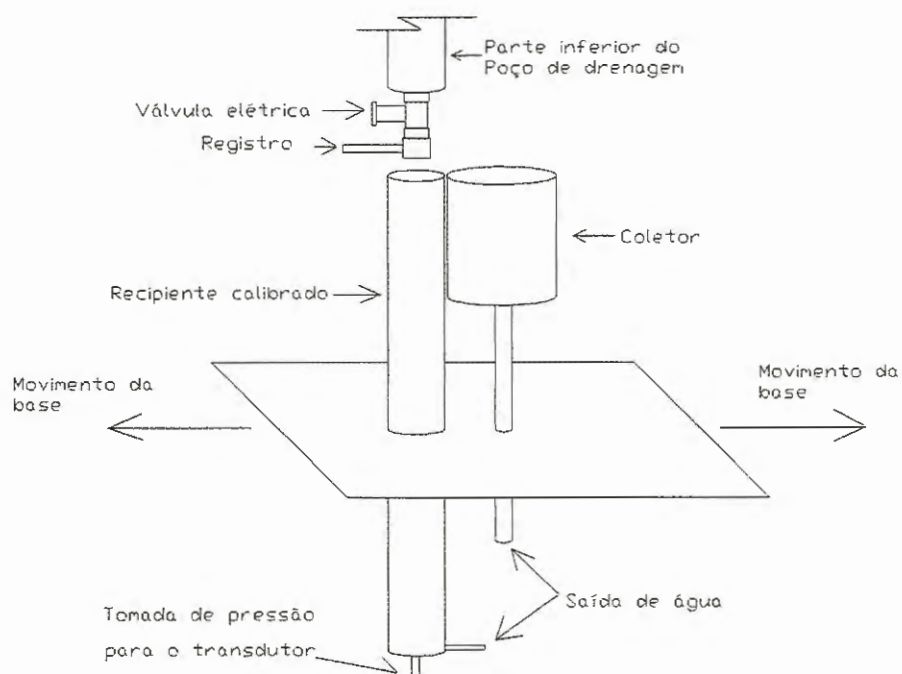


FIGURA 19 – Montagem do Recipiente Calibrado e Coletor

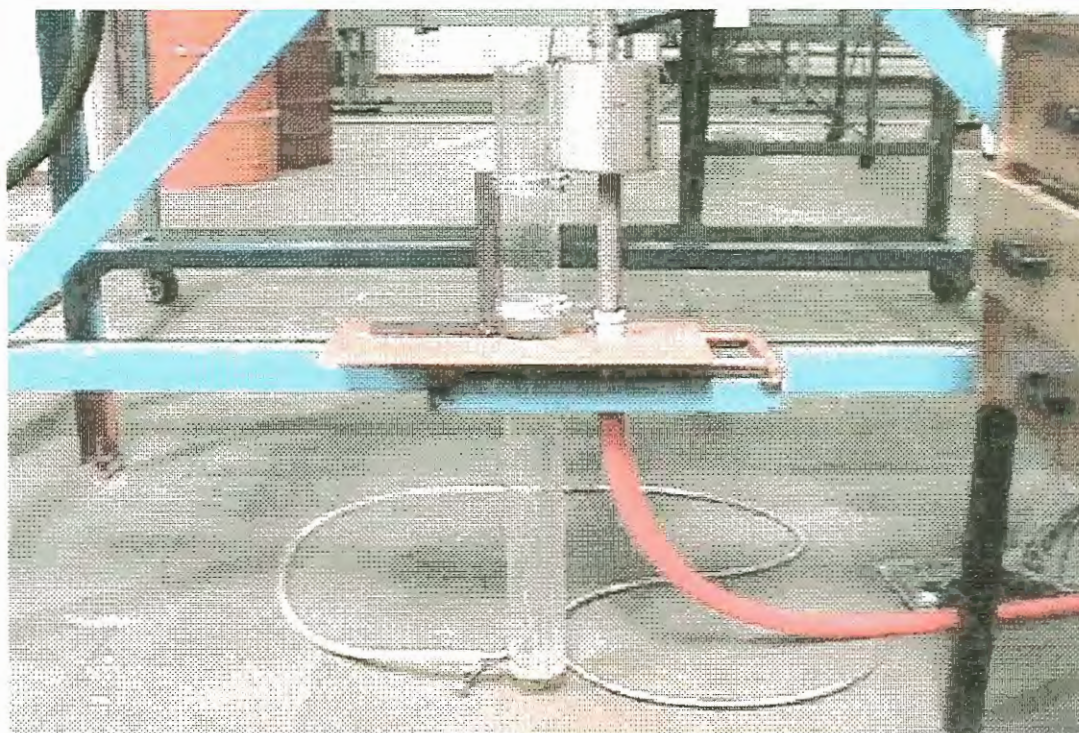


FIGURA 20- Recipiente para obtenção de vazão e coletor

O recipiente para obter medidas de vazão se constitui em um tubo de acrílico de 2" de diâmetro com capacidade de 01 litro devidamente calibrado. Este recipiente juntamente com outro em PVC de 4" são fixados sobre uma plataforma móvel que possibilita a mudança de posição sobre o poço de drenagem.

Durante ensaios com o enchimento do recipiente calibrado, afasta-se este rapidamente da saída do fundo do poço de drenagem ficando em seu lugar o coletor que encaminha a água para fora do sistema.

O conjunto descrito acima, que compõe a caixa de areia, foi colocado em uma mesa de 1,10 m de altura confeccionada em cantoneiras de $\frac{3}{4}$ " e com controle de nível em cada apoio para possibilitar o nivelamento do modelo, Figura 21.



FIGURA 21 – Sistema de controle de nível nos apoios da mesa de suporte

A alimentação do modelo ocorre com água de boa qualidade que abastece todo o laboratório. O volume que entra é maior que o drenado pelo poço durante ensaios, de forma a permanecer constante o nível da carga.

8.2.2. Meio Poroso

Os materiais utilizados para atuarem como meio poroso se constituem de areias industriais obtidas através de processo sucessivo de peneiramento enquadrando-as em uma determinada faixa granulométrica. Estas areias tem utilização na fabricação de vidros e produtos correlacionados. Para o presente trabalho foram utilizadas duas areias, denominadas comercialmente como AB 60/70 e AJ 50/60, cedidas pela MINERAÇÃO JUNDU localizada no município de Descalvado – SP.

Estas areias possuem como características básicas se situarem dentro da curva granulométrica que exclui partículas menores de 0,075 mm de diâmetro.

Para a caracterização destas areias foram realizados ensaios no Laboratório de Solos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos. Para o presente trabalho, os ensaios realizados foram de Granulometria, Massa Específica e Permeabilidade que possibilitaram a obtenção dos parâmetros necessários.

8.2.2.1. Granulometria

Um material pode ser classificado em quatro tipos conforme o diâmetro de suas partículas. Quando estes se enquadram entre 76,0 e 2,0 mm, são denominadas de *pedregulhos*, entre 2,0 e 0,06 mm são as *areias*, entre 0,06 e 0,002 mm são os *siltos* e abaixo de 0,002 mm são as *argilas*. Para a classificação de areias existe uma subdivisão, entre 0,06 e 0,2 mm são denominadas de areias finas entre 0,2 e 0,6 mm areia média e 0,6 e 2,0 mm areia grossa. Segundo informações fornecidas pelo fabricante as areias possuíam granulometria acima de 0,075 mm caracterizando-a como uma areia fina.

Descrição do ensaio de Granulometria

Segundo CAPUTO (1977) e STANCAT et al.(1981), para este tipo de material o ensaio de peneiramento simples determina a curva granulométrica não necessitando do ensaio conjunto de granulometria, que caracteriza as partículas abaixo de 0,074 mm de diâmetro através do ensaio de densidade das partículas.

Com cerca de 200 gramas de amostra seca em estufa, leva-se a mesma a um conjunto de peneiras dispostas em um vibrador onde a peneira de maior abertura se localiza na parte superior em seguida a de menor abertura e sucessivamente até a última que é o prato. Com os valores retidos em cada peneira proporcionalmente comparados com o peso inicial, tem-se a porcentagem acumulada em cada uma delas, obtendo-se a curva granulométrica.

As peneiras utilizadas no ensaio para a areia AB 60/70 foram de aberturas de 1,000; 0,297; 0,177; 0,149; 0,105 e 0,074 mm, para a areia AJ 50/60 as mesmas menos a de 0,297 mm. Durante o procedimento de ensaio verificava-se a ausência de material no prato, ou seja, passante na peneira de 0,074 mm que realmente as



caracterizam como areias finas. Os gráficos com as curvas são mostrados nas Figuras 22 e 23.

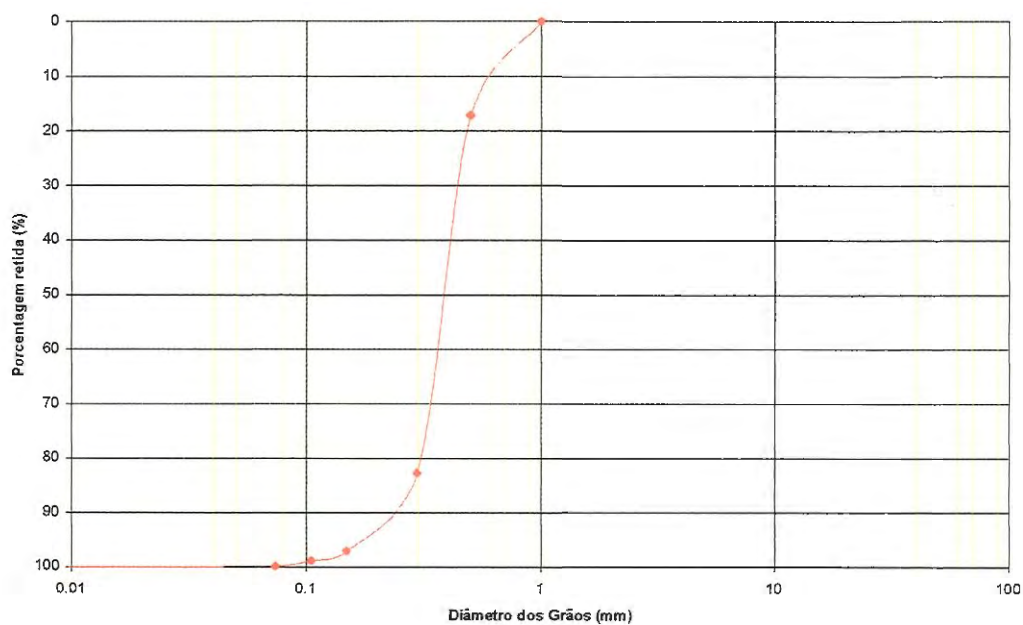


FIGURA 22 – Curva Granulométrica da Areia AB 60/70

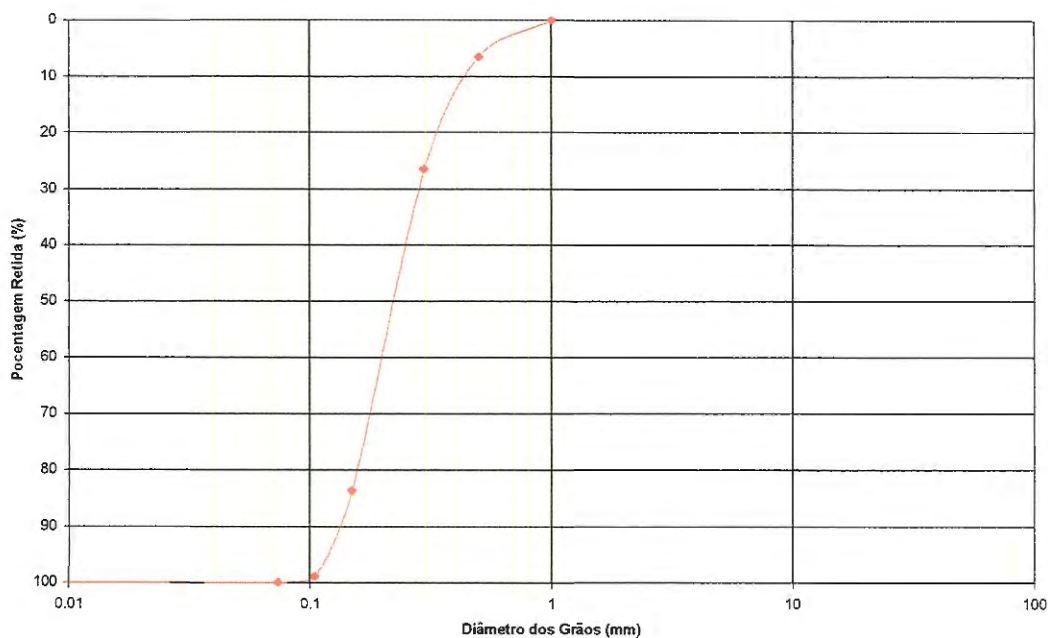


FIGURA 23 – Curva Granulométrica da Areia AJ 50/60

Constata-se pela forma das curvas que as areias são de granulometria uniforme possuindo pouca variação no diâmetro das partículas.

Outros parâmetros são obtidos com dados da curva granulométrica tais como:

D_{10} : *Diâmetro Efetivo*, apenas 10% em peso do total das partículas da amostra tem diâmetros menores que o total, da mesma forma D_{30} e D_{60} .

C_u : *Coefficiente de Uniformidade*:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (44)$$

Valores próximos de 01 indicam uma curva granulométrica quase vertical, com os diâmetros das partículas variando em um intervalo muito pequeno, classificam-se como:

$C_u < 5 \Rightarrow$ Solo muito uniforme;

$5 < C_u < 15 \Rightarrow$ Solo de média uniformidade;

$C_u > 15 \Rightarrow$ Solo desuniforme;

C_c : *Coefficiente de Curvatura*:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (45)$$

Quantifica a forma e a simetria da curva granulométrica, para um solo bem graduado deverá estar entre 01 e 03.

Os valores obtidos com as areias ensaiadas são mostrados na Tabela 01.

TABELA 01 – *Dados de caracterização das areias ensaiadas*

| <i>Areia</i> | <i>D_{10} (mm)</i> | <i>D_{30} (mm)</i> | <i>D_{60} (mm)</i> | <i>C_u</i> | <i>C_c</i> | <i>Denominação</i> |
|--------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------|
| AB 60/70 | 0,178 | 0,206 | 0,305 | 1,713 | 0,782 | Mal Graduada |
| AJ 50/60 | 0,157 | 0,180 | 0,214 | 1,363 | 0,964 | Mal Graduada |

A classificação das areias como mal graduadas especifica que suas partículas se concentram em apenas um determinado intervalo de diâmetro. Nota-se a verticalidade da curva granulométrica característica do material uniforme, e comprova-se a informação do fabricante que as areias possuem granulometria acima de 0,074 mm.

8.2.2.2. Massa Específica Aparente

Caracteriza valores de campo para um material, o procedimento de ensaio requer corpos de prova indeformados com umidade natural, mas para o material

ensaiado isto é impossível devido as características da areia. Para tanto, foi realizado um teste simples apenas para caracterizar seus extremos.

Massa específica mínima (ρ_{min}): A amostra de areia seca em estufa é disposta em um recipiente graduado de volume e massa conhecidos. Com o auxílio de um funil longo a areia é depositada no interior de um recipiente sobre uma balança sem a influência da queda do material sobre o já colocado, até determinado volume. Toma-se o cuidado para que o recipiente não sofra qualquer tipo de batida. Obtendo-se a massa da areia dividida pelo volume têm-se a massa específica mínima.

Massa específica máxima (ρ_{max}): A cada porção de areia colocada no recipiente de ensaio, este é submetido à ação de um martelo de borracha para o rearranjo das partículas até se verificar a estabilidade do volume no seu interior. Acrescenta-se nova quantidade de material até alcançar o volume desejado e, posteriormente, é pesado. Para ambas determinações foram feitos 4 ensaios de onde obteve-se valores médios. Os valores de massa específica são mostrados na Tabela 02.

TABELA 02 – Valores de massa específica aparente das areias ensaiadas

| <i>Areia</i> | <i>ρ_{minima}</i> | <i>ρ_{maxima}</i> |
|--------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| AB 60/70 | 1,47 g/cm ³ | 1,72 g/cm ³ |
| AJ 50/60 | 1,46 g/cm ³ | 1,68 g/cm ³ |

8.2.2.3. Permeabilidade

Devido às características das areias que se classificam como material granular, segundo CAPUTO (1977), o ensaio recomendado é o Ensaio de Permeabilidade à Carga Constante. O princípio do ensaio é mostrado na Figura 24.

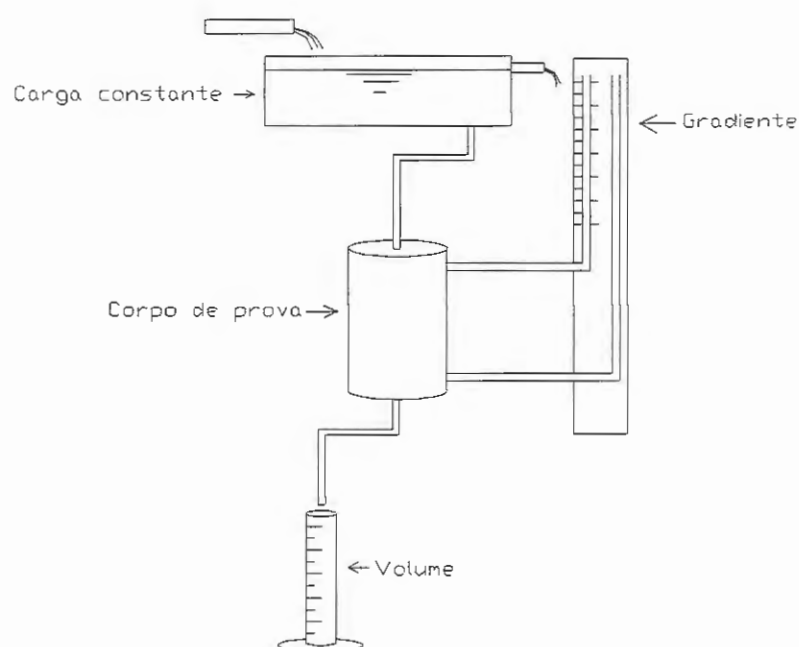


FIGURA 24 – Esquema do Ensaio de Permeabilidade a Carga Constante

Resumo do ensaio de permeabilidade.

O corpo de prova para realização do ensaio é levado à balança para obtenção de sua massa enquanto vazio. Este cilindro possui em sua parte inferior e superior, tampas que, no seu centro, contam com um pequeno orifício para entrada (superior) e saída (inferior) d'água. As tampas possuem anéis para vedação. A tampa superior possui ainda um dispositivo para abertura e escoamento do ar que permanece preso no interior do corpo de prova quando do início do ensaio.

É colocado no fundo do cilindro um material de grande granulometria (pedregulho) devidamente disposto para se evitar acomodações, posteriormente sobre este material é colocado uma manta permeável (Bidim) para atuar como interface entre o pedregulho e a areia a ser ensaiada. Pesa-se todo o conjunto e obtém-se a altura L restante a ser preenchida através de medidas com um Paquímetro.

Em seguida é colocada areia dentro do recipiente, com um martelo de borracha bate-se ou não no cilindro, para variação da massa específica, até atingir certa altura no seu interior. Pesa-se novamente o cilindro e mede-se o restante a ser preenchido para obtenção do volume de areia. Coloca-se outra manta permeável sobre a areia, e sobre esta, pedregulhos até o completo enchimento do cilindro, a

tampa superior é colocada e vedada com silicone. A disposição final do corpo de ensaio é mostrada na Figura 25.

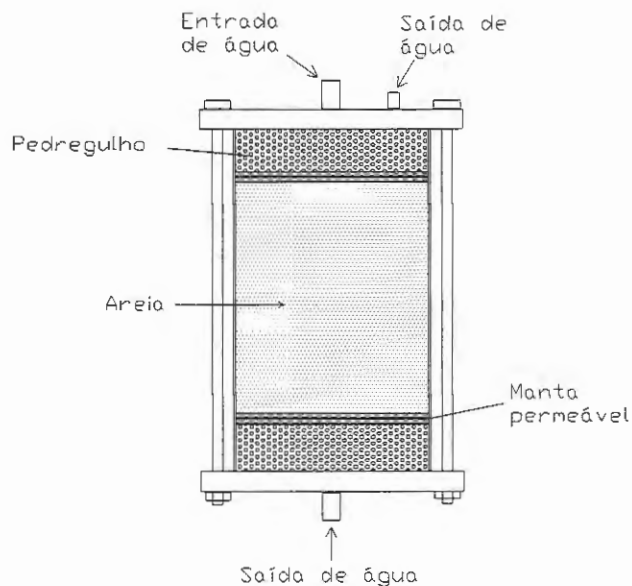


FIGURA 25 – Esquema do Corpo de Prova do Ensaio de Permeabilidade

O cilindro é levado para a bancada de ensaio onde é colocado dentro de um recipiente de altura conhecido e que é a referência inferior da carga hidráulica a ser aplicada. Escolhe-se uma determinada carga e inicia-se o escoamento para que o material seja totalmente saturado retirando-se o ar do interior pela tampa superior do cilindro. A partir de uma hora de escoamento, efetua-se medidas da vazão escoada através de proveta e cronômetro. Diversas tomadas de vazão são efetuadas (07) para obter-se uma média. A disposição de ensaio é mostrada na Figura 26.

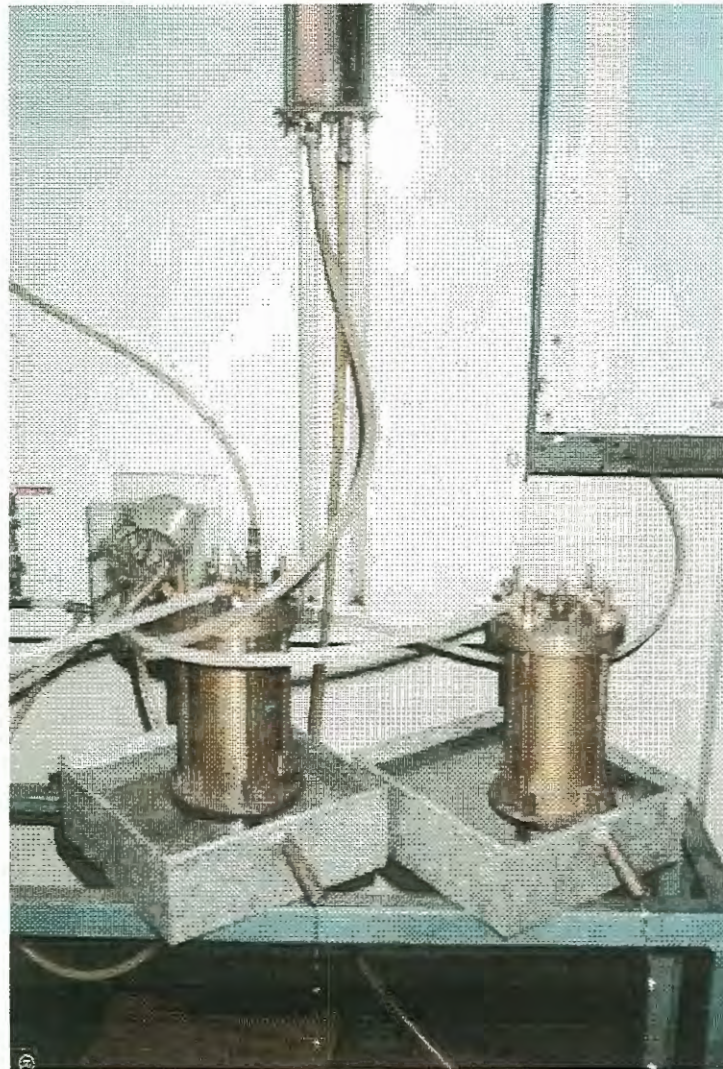


FIGURA 26 – Montagem do Ensaio de Permeabilidade à Carga Constante

Após o término, aplica-se nova carga e repete-se o procedimento obtendo outros valores. Os valores observados são aplicados posteriormente na formulação:

$$K = \frac{QL}{Aht} \quad (46)$$

onde:

K = Coeficiente de Permeabilidade ou Condutividade Hidráulica (LT^{-1})

Q = Volume de água que atravessa o corpo de prova em um tempo t (L^3)

L = Altura do corpo de prova (L)

A = Área do corpo de prova (L^2)

h = Altura da carga de água (L)

t = tempo de coleta do volume Q (T)

Foram realizados ensaios para diversas massas específicas, cujos resultados são apresentados nas Figuras 27 e 28.

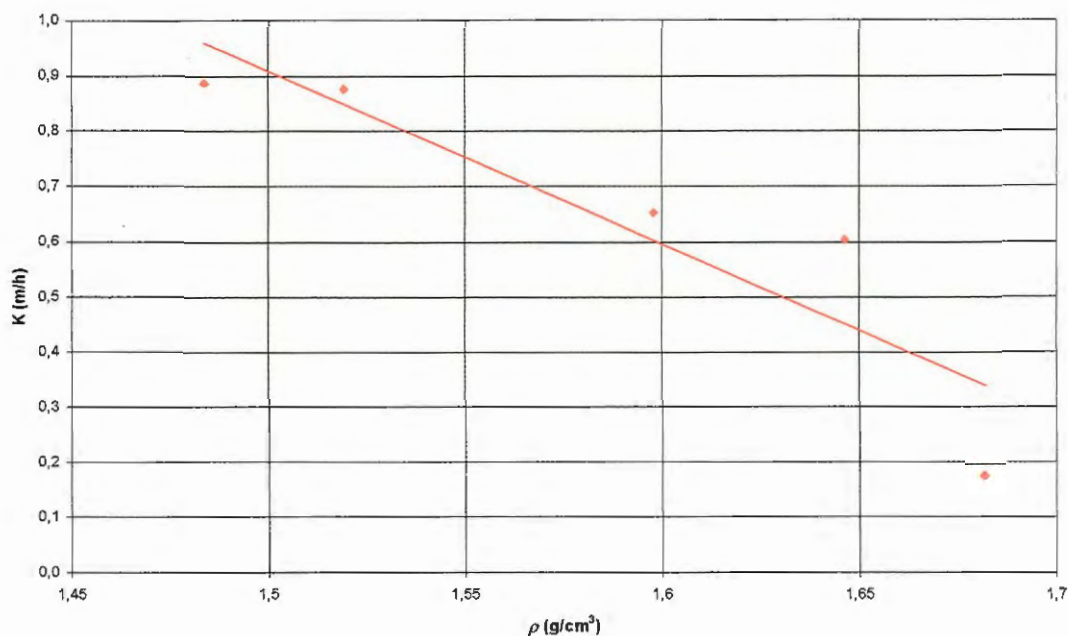


FIGURA 27 – Valores de Permeabilidade para Areia AB 60/70.

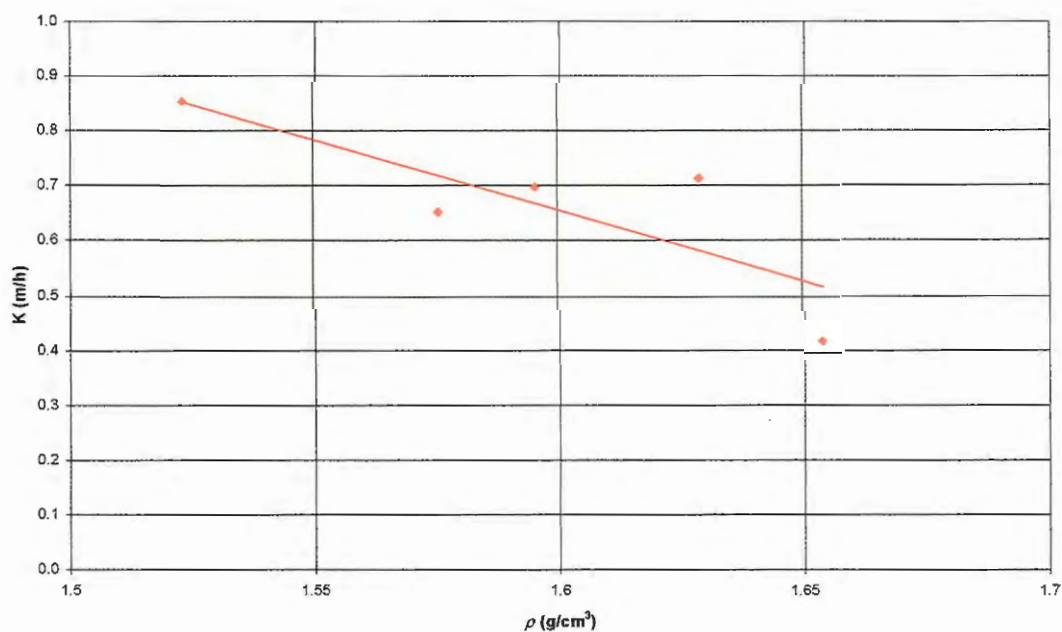


FIGURA 28 – Valores de Permeabilidade para Areia AJ 50/60.

Estes resultados mostram que a permeabilidade é altamente sensível à variação da massa específica havendo uma diminuição de valor com o aumento da

massa específica. Tentou-se relacionar estes dados experimentais com valores do modelo físico, mas esta relação mostrou-se de baixa confiabilidade devido à dificuldade de quantificar com precisão a massa específica no modelo.

Assim, optou-se por calcular a permeabilidade do meio poroso “in loco” empregando dados experimentais obtidos com ensaios de bombeamento à vazão constante em regime permanente.

8.2.3. Preenchimento do Modelo

O preenchimento do modelo foi feito adotando-se o mesmo procedimento para as duas areias. Enchia-se a caixa com certa quantidade de água e posteriormente a areia era lançada de forma a se espalhar igualmente no fundo até determinada altura. Em seguida completava-se o enchimento com água e repetia-se o procedimento. Procurou-se com isto, formar camadas, não sendo a areia depositada pontualmente. Após o completo preenchimento, retirava-se a água para possíveis acomodações, aguardava-se por um tempo mínimo de 24 horas para posterior preenchimento com água e início de ensaio, Figura 29 e Figura 30.



FIGURA 29 - Lançamento de areia para preenchimento do modelo experimental



FIGURA 30 – Modelo experimental sendo preenchido com areia

A configuração final do modelo experimental é mostrada na Figura 31 e Figura 32.

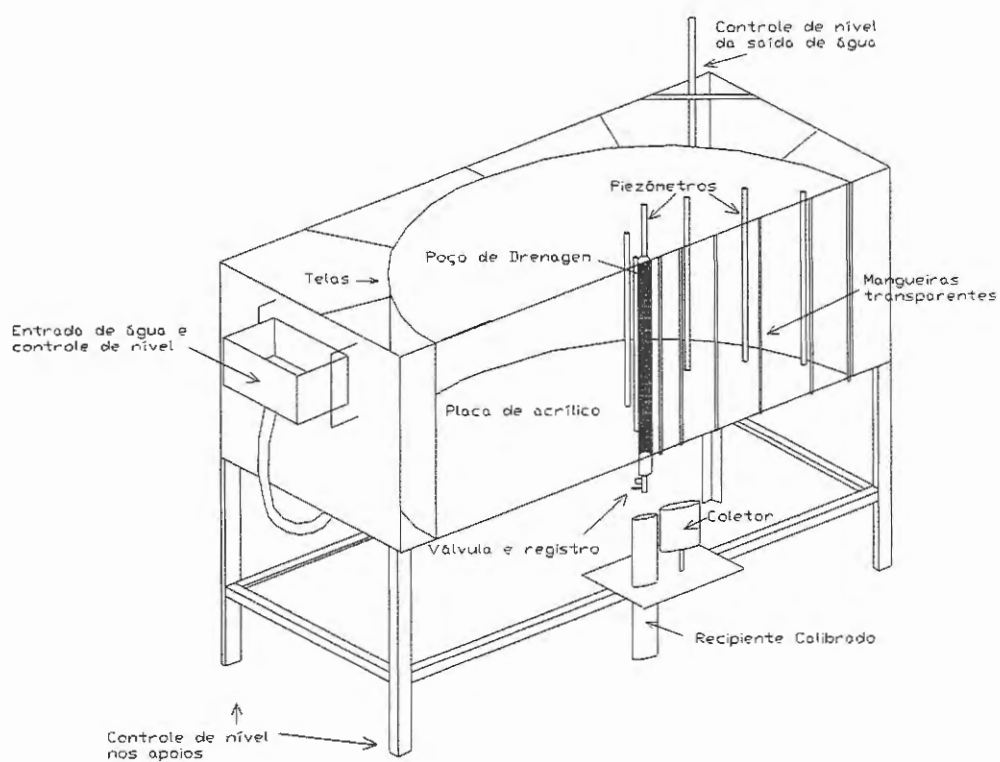


FIGURA 31 – Esquema do Modelo Físico Experimental



FIGURA 32 – Vista geral do modelo físico com sistema de aquisição de dados

8.2.4. Determinação da Permeabilidade no modelo físico

Os ensaios para obtenção da permeabilidade foram realizados com vazão permanente e carga constante no contorno. Dados de distância e gradiente foram empregados usando-se valores de altura d'água na face de percolação e no contorno.

Foram realizados ensaios com tempos de 24 e 48 horas para as duas areias, os dados obtidos foram aplicados na formulação básica de fluxo radial para um poço em um aquífero não confinado como na Figura 02.

A vazão para o poço sob estas condições pode ser dada pela lei de Darcy como:

$$Q = 2\pi r h K \frac{dh}{dr} \quad (47)$$

onde:

Q = Vazão bombeada ($L^3 T^{-1}$)

r = Distância do poço a altura h (L)

h = Altura do nível d'água (L)

K = Permeabilidade ($L T^{-1}$)

Integrando entre os contornos:

$$h = h_p \text{ para } r = r_p$$

$$h = H_o \text{ para } r = R$$

tem se

$$\frac{Q}{2\pi K} \int_{r_p}^R \frac{dr}{r} = \int_{h_p}^{H_o} h dh \quad (48)$$

$$Q = \pi K \frac{H_o^2 - h_p^2}{\ln \frac{R}{r_p}} \quad (49)$$

Esta equação assume a hipótese de Dupuit que desconsidera a face de percolação. Como no modelo físico temos esta diferença, atribuímos que $h_p = h_f$ e $r_p = r_f$, para atendermos a condição de contorno e obtermos maior precisão nos resultados. A equação pode ser rescrita:

Para o valor de K:

$$K = \frac{Q}{\pi(H_o^2 - h_f^2)} \ln \frac{R}{r_f} \quad (50)$$

Os valores obtidos usando esta metodologia para as areias utilizadas no modelo físico foram:

Areia AB 60/70: K = 0,7554 m/h = 1,259 cm/min

Areia AJ 50/60: K = 0,6504 m/h = 1,084 cm/min

8.2.5. Determinação da Produção Específica ou Porosidade Efetiva (S_y)

Como a porosidade é influenciada pela massa específica a obtenção de valores em ensaios de laboratório não atenderia as condições existentes no modelo experimental. Para tanto, esta grandeza foi quantificada no próprio modelo com o meio poroso totalmente estável sem qualquer rearranjo das partículas.

8.2.5.1. Procedimento para determinação da produção específica.

Todos os espaços no interior da caixa de areia foram quantificados para determinar o volume não ocupado por água ou meio poroso (volume dos piezômetros, poço de drenagem, camada de telas, estruturas de suporte, etc.). O modelo foi completamente preenchido com água para a saturação do meio poroso. Em seguida o mesmo foi drenado através da saída de água da caixa, do poço de drenagem e dos piezômetros. Após cerca de 04 horas constatou-se não mais escoamento de água. Novamente o modelo foi preenchido, sendo a água colocada manualmente e com obtenção do seu volume através de pesagem. Com o mesmo preenchido esperou-se cerca de 01 hora, e em seguida, a água foi retirada obtendo-se o volume como anteriormente. Conhecendo-se o volume do meio poroso, da água colocada e da água retirada, obteve-se valores de Produção Específica para ambas areias, sendo:

Areia AB 60/70: $S_y = 0,00688$

Areia AJ 50/60: $S_y = 0,00757$

9. AQUISIÇÃO DE DADOS

Os dados para análise provinham da observação do nível do lençol freático, da vazão escoada, do nível do poço de drenagem e tempo de ensaio. A princípio a aquisição foi realizada através da observação visual destes valores. Destaca-se, no entanto, que a precisão era comprometida devido a referenciais e a possibilidade de leituras errôneas, mencionando ainda a impossibilidade de se acompanhar variações ao longo do tempo. Para obter maior confiabilidade dos resultados foi implantado um sistema de aquisição de dados.

9.1. Descrição do sistema e equipamentos

Foram implantados dispositivos que permitem obter valores das variáveis de ensaios com grande confiabilidade. Os dispositivos instalados foram cinco transdutores de pressão, um amplificador de sinal, uma placa de aquisição de dados e um microcomputador com software específico, dispostos como mostra Figura 33.

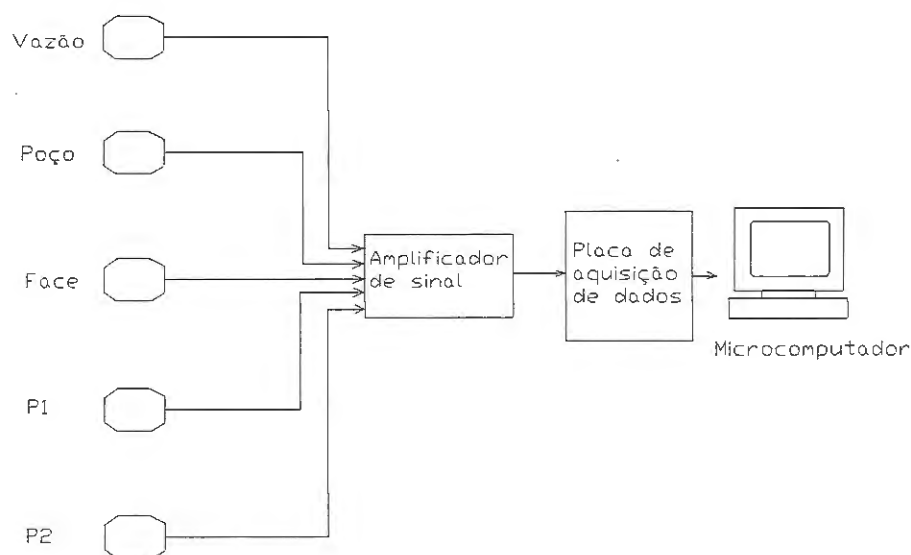


FIGURA 33 - Esquema do Sistema de Aquisição de Dados

Transdutores de pressão

Dispositivos que se caracterizam por possuírem uma membrana dentro de um invólucro que, sob um diferencial de pressão (negativa ou positiva), e alimentados por corrente elétrica, deforma-se produzindo impulsos elétricos proporcionais à deformação. Estes são posteriormente enviados para um amplificador de sinal para ampliar o impulso e filtrar possíveis interferências.

Para o trabalho, os transdutores foram desenvolvidos para atuarem em uma faixa de 0,0 a 50,0 cm de coluna d'água, visto que a altura do lençol freático no modelo físico não ultrapassa 37,0 cm. Foram dispostos nos pontos de maior variação de nível e de maior interesse.

Transdutor 01 – Colocado na base inferior de um recipiente calibrado para medidas de vazão. Com o registro da variação da altura d'água no interior do recipiente ao longo do tempo, obtinha-se a “vazão bombeada”. Foi denominado como **Vazão**.

Transdutor 02 – Colocado na base inferior do poço de drenagem, monitorando a oscilação da altura d'água em seu interior. Foi denominado como **Poço**.

Transdutor 03 – Colocado na base do piezômetro da face de percolação, denominado como **Face**.

Transdutor 04 – Colocado na base do piezômetro 01, denominado como **P1**.

Transdutor 05 – Colocado na base do piezômetro 02, denominado como **P2**.

Os transdutores *Face*, *P1* e *P2* foram instalados em uma derivação da mangueira do piezômetro, possibilitando também o acompanhamento visual da altura d'água no interior do aquífero, Figura 34. Os demais piezômetros *P3*, *P4*, *P5* e *P6* não apresentaram grande variação de nível, caracterizando assim a não instalação de transdutores, sendo suas leituras obtidas visualmente.

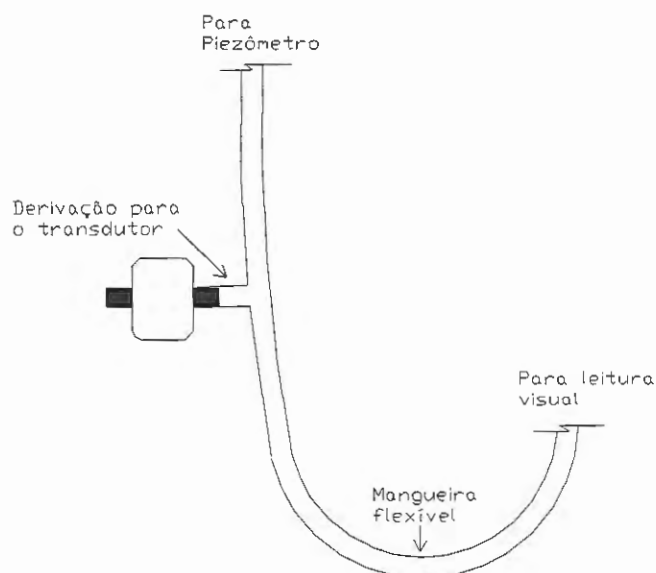


FIGURA 34 - Esquema de montagem dos transdutores Face, P1 e P2
Amplificador de Sinal

Dispositivo que ao receber o impulso elétrico proveniente do transdutor, o amplifica e o referencia a um determinado valor, possibilitando uma semelhança de valores entre os vários transdutores.

Placa de aquisição de dados

Sua função é de estabelecer a seqüência de leitura, o referencial de tempo, contador de leituras, intervalo de tempo, taxa de precisão, acúmulo de dados, dentre outras funções.

Software de Aquisição de Dados

É o responsável pelo gerenciamento do sistema, controla a placa de aquisição de dados possibilitando várias configurações de ensaio. A Figura 35 mostra a interface de saída.

Na primeira linha têm-se os transdutores monitorados (Vazão, Poço, Face, P1 e P2), os demais (Cn5, Cn6...) encontram-se inativos, pois o software permite o acompanhamento de até 16 transdutores.

Logo abaixo de cada identificação uma caixa de opção (Gráfico) permite ativar quais transdutores deseja-se monitorar; caso inativo, os dados referentes ao transdutor não são arquivados. Caso ativo, o mesmo é mostrado na parte inferior esquerda para acompanhamento gráfico da evolução dos dados.

Sob a opção de escolha, uma caixa (Valor) exibe o valor numérico expresso em milivolts enviado por cada transdutor (2055, 3045...) estes valores podem apresentar uma certa oscilação devido à precisão imposta pela placa de aquisição.

Abaixo e a esquerda, uma caixa (Nr. de Pontos) permite a opção da quantidade de pontos a se adquirir, a cada ponto é realizada leitura nos transdutores que estiverem ativos. O default máximo é de 1000 pontos.

A tecla central (Iniciar Aq.) é a responsável pelo início da aquisição de dados.

A caixa da direita (Intervalo de Aquisição) estabelece o intervalo de tempo para o qual serão executadas as leituras. Exemplo: para um tempo de ensaio de 10 minutos com intervalo de leitura a cada 1 segundo são necessários 600 pontos (10 min. = 600 seg., 1 ponto/seg.).

Na parte inferior da tela é exibido um gráfico com coordenada em número de pontos e ordenadas em milivolts, à sua esquerda consta os transdutores que estão sendo monitorados; com a escolha através de caixa à esquerda do nome, têm-se a evolução gráfica dos valores fornecidos pelos transdutores. Na Figura 35 o gráfico representa a evolução do nível dentro do recipiente calibrado da Vazão. Após a finalização do ensaio, os dados são gravados em disco rígido ou disquetes para posterior análise em planilha eletrônica.

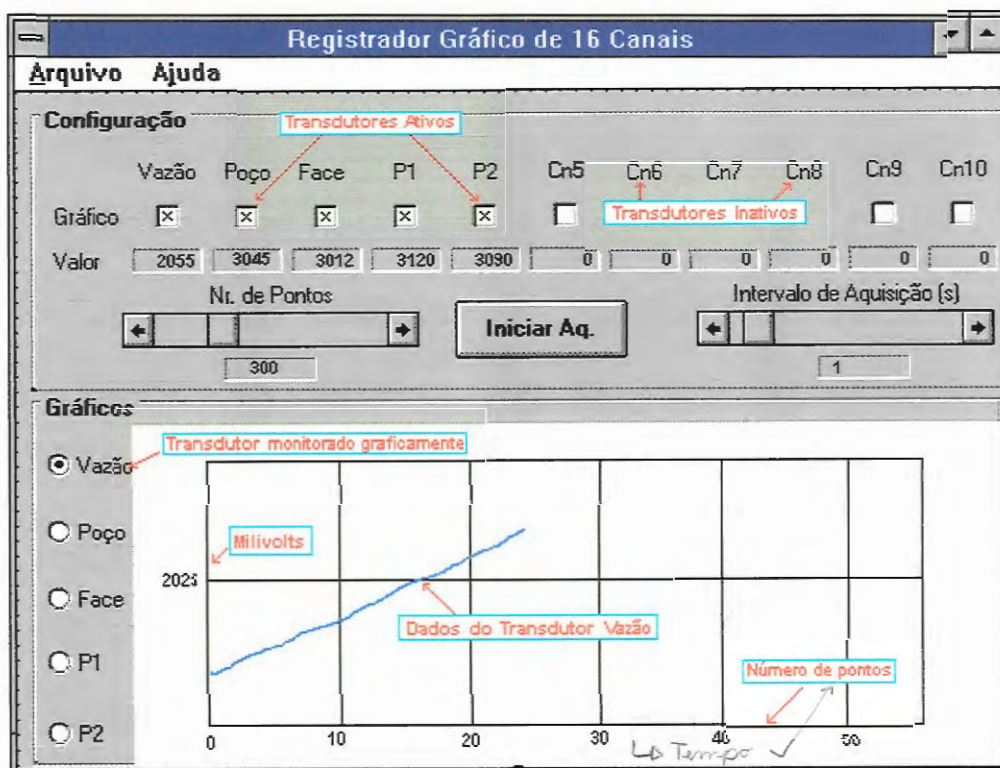


FIGURA 35 – Interface de saída do software de aquisição de dados

10. METODOLOGIA DE ENSAIO

Os ensaios realizados neste trabalho tiveram como objetivo representar o fenômeno que ocorre quanto ao escoamento transiente em regime não permanente e do escoamento em regime permanente. Ambos os casos ocorrem para o surgimento da face de percolação, objeto deste estudo.

Como mencionado, foram utilizados dois meios porosos de características diferenciadas possibilitando valores específicos para cada meio.

A metodologia procurou abranger toda a faixa possível de opções, com mudança nas variáveis passíveis de controle para se obter uma maior gama de resultados.

Para cada ensaio as variáveis que ditam as características do fenômeno são:

- Vazão (Q)
- Carga no Contorno (H_o)
- Carga no ponto de interesse (h)
- Carga no poço de drenagem (h_p)
- Permeabilidade (K)
- Produção específica (S_y)
- Tempo (t)

Dentre estas, as que permitem controle são: Vazão, Tempo e Carga do Contorno, as demais são pertinentes das condições impostas e do meio poroso. Estas variáveis possibilitaram diversos resultados gerando grande volume de dados a serem analisados. As Figuras 36 e 37 mostram a caracterização do cone rebaixamento e da face de percolação durante ensaios.

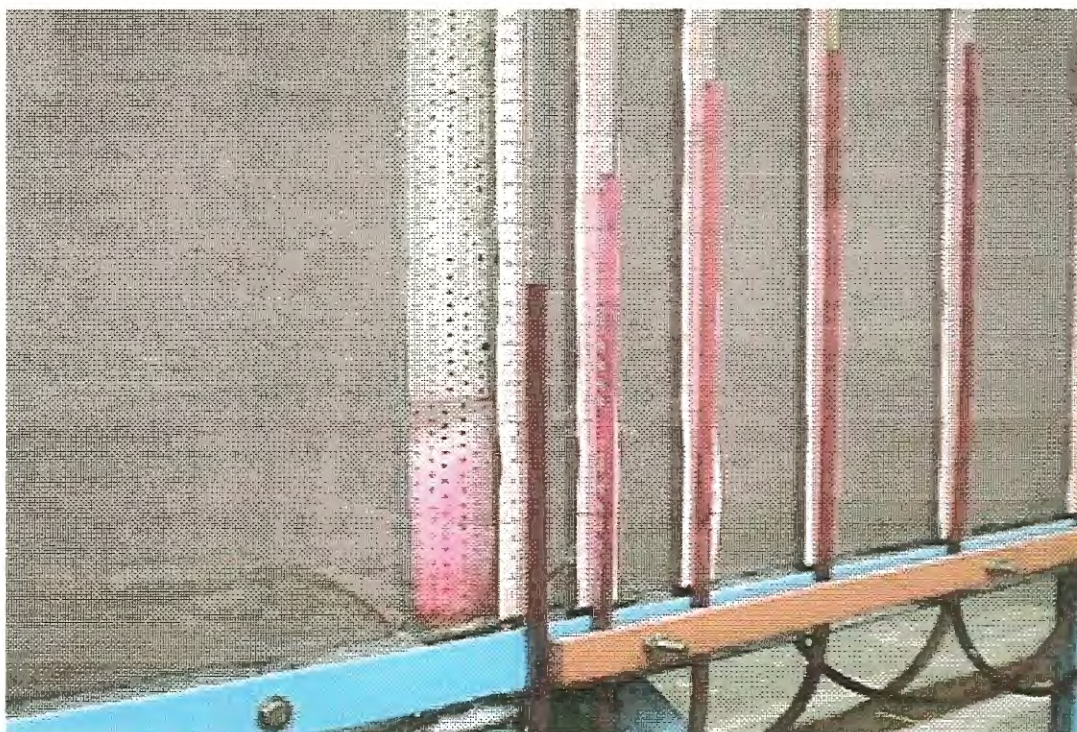


FIGURA 36 – Poço em bombeamento com a caracterização do cone de rebaixamento

Destaca-se que a diferença de níveis de água no interior e na face externa do poço que é a Face de Percolação, caracteriza-se apenas pelas perdas decorrentes do meio poroso, visto que perdas referentes ao filtro do poço representam pequena parcela frente a valores da face.

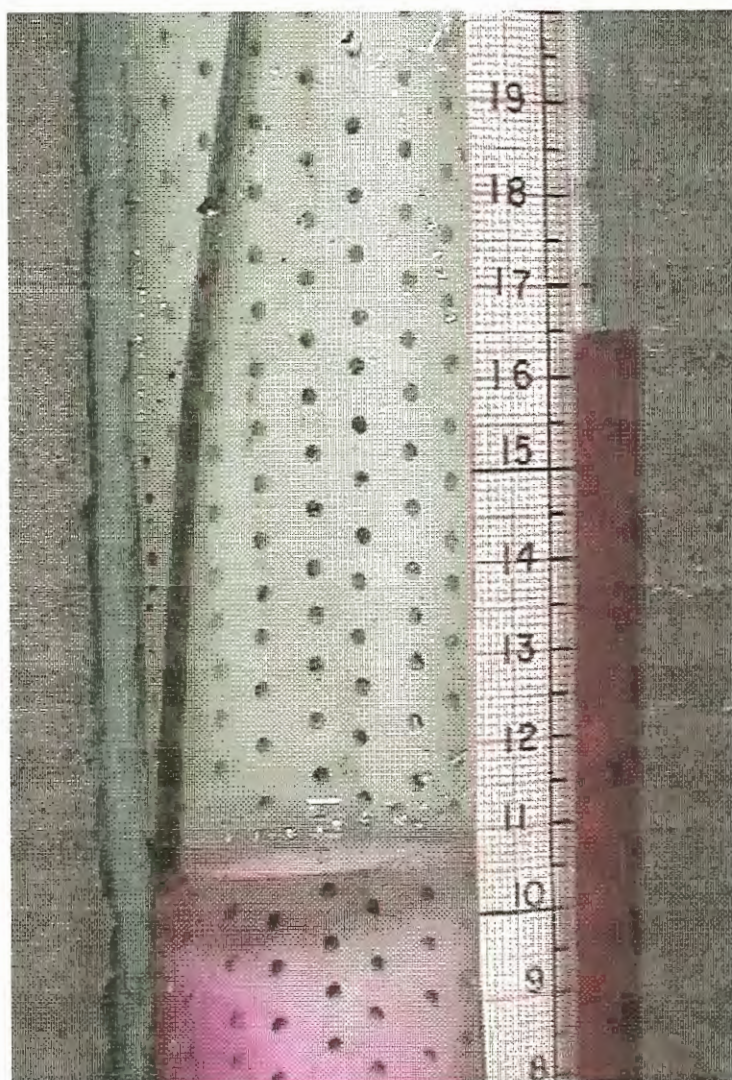


FIGURA 37 – Caracterização da Face de Percolação durante ensaios

Primeiramente foi ensaiado o material de maior granulometria, areia *AB 60/70*, posteriormente o de menor granulometria, areia *AJ 50/60*. Para ambos os materiais foram realizadas séries de ensaios com diversas cargas no contorno para o caso permanente e não permanente. Os valores são mostrados na Tabela 03.

TABELA 03 – Cargas no contorno para séries de ensaios com areias *AB 60/70* e *AJ 50/60*

| Areias | Cargas aplicadas no contorno – H_0 (cm) | |
|----------|--|------------------------------------|
| | Caso não permanente | Caso permanente |
| AB 60/70 | 18,5 - 22,1 - 29,2 - 33,3 - 36,0 | 25,6 - 28,6 - 33,15 - 36,8 |
| AJ 50/60 | 16,0 - 18,0 - 22,0 - 25,0 - 29,0 - 33,0 - 36,0 | 30,0 - 32,95 - 33,0 - 35,85 - 36,0 |

As cargas máximas e mínimas foram definidas segundo a concepção física do modelo experimental. Para valores além destes extremos, os resultados podem sofrer influências de ondas devido ao afogamento da saída d'água ou altura da mesma acima do meio poroso.

A cada carga imposta foram efetuados em média 06 ensaios para diferentes vazões, sendo uma com vazão mínima, uma com vazão máxima e os demais com vazões intermediárias.

Esperava-se, com a realização dos ensaios, que ocorresse uma variação da vazão escoada devido a armazenabilidade do aquífero. Com a realização dos testes notou-se que esta variação não se manifestava ao longo do tempo, impedindo a sua determinação. Admitiu-se então que não há influência da armazenabilidade devido a descompressão da água e da matriz porosa como demonstrado na teoria e que se manifesta em um caso real.

10.1. Procedimento de Ensaio

Antes do início de uma série de ensaios preenche-se o modelo com cerca de 05 cm de água conectando os transdutores em suas respectivas tomadas de pressão, espera-se o nível estabilizar no interior do meio poroso, e em seguida verifica-se a altura d'água através de leituras visuais nos piezômetros e seu respectivo valor em milivolts. Continua-se o preenchimento até uma altura intermediária repetindo o procedimento. O mesmo é repetido quando atinge-se a altura final. Isto é feito para a calibração dos transdutores visto que a grandeza fornecida é em milivolts e deve ser transformada em unidades de comprimento. A altura final de ensaio é estabelecida por regulagem na saída, a quantidade de água que entra é maior do que a que sai pelo poço em bombeamento. Quando não em funcionamento, toda a água que entra escoar, permanecendo o nível constante no interior do modelo.

Posiciona-se o recipiente calibrado sob o poço de drenagem e dá-se início ao ensaio de "bombeamento" primeiramente acionando o software para aquisição de dados. Após cerca de 05 segundos é acionada a válvula elétrica que controla o fluxo na base do poço de drenagem. Esta defasagem é aplicada para se evitar perdas de dados iniciais no caso de não sincronismo do sistema.

10.1.1. Caso Não Permanente

Após o início do “bombeamento”, os transdutores passam a monitorar o rebaixamento produzido nos piezômetros e no poço de drenagem, bem como a evolução do volume de água no recipiente calibrado para quantificar a vazão “bombeada”. Uma vez atingida certa constância do rebaixamento no poço de drenagem, o fluxo é interrompido com o desligamento da válvula elétrica, passando então os transdutores a monitorar a recuperação da altura d’água no interior do meio poroso e do poço de drenagem.

Após a total recuperação da altura original com a constância observada, encerra-se a aquisição de dados no software, arquivando os valores obtidos.

Novo ensaio para outra vazão é preparado com a abertura ou o fechamento do registro. Leituras visuais e eletrônicas nos piezômetros são realizadas para aferir a calibração e repete-se o procedimento já descrito.

Quando da mudança para uma nova carga no contorno, esta é estabelecida com o aumento ou diminuição da altura do dispositivo de saída d’água. Espera-se cerca de duas horas para o equilíbrio da altura d’água no interior do meio poroso e repete-se o procedimento de ensaio.

10.1.2. Caso Permanente

Os procedimentos de ensaios são idênticos ao caso não permanente, atribuindo para este um grande tempo de “bombeamento”. Após o início, monitora-se eletronicamente os rebaixamentos pelo tempo máximo permitido pelo equipamento para leituras de 01 segundo (cerca de 15 minutos), onde já se evidencia uma certa estabilidade do rebaixamento. Posteriormente os valores são acompanhados visualmente. Medidas de vazão são realizadas a cada hora para se certificar dos valores da mesma. Os tempos de ensaio para este caso foram superiores a 02 horas, e para alguns, atingiram 97 horas.

10.2. Obtenção de vazão

Antes do início de uma série de ensaios, calibra-se o recipiente para obtenção de vazão. Adiciona-se determinado volume no recipiente e observa-se o respectivo valor da altura através de leituras eletrônicas do transdutor. Repete-se o procedimento até o mesmo encontrar-se cheio, obtendo assim vários valores da

relação *volume x leitura do transdutor*, estabelecendo uma constante para o recipiente calibrado. Para os ensaios, os valores de ascensão d'água dentro do recipiente calibrado fornecidos pelo transdutor Vazão, são plotados em milivolts sem a transformação em grandezas de comprimento. Gráficamente obtém-se a equação da reta da série de pontos onde, o primeiro fator da equação da reta juntamente com a constante do recipiente calibrado, fornece o valor da vazão “bombeada”, Figura 38.

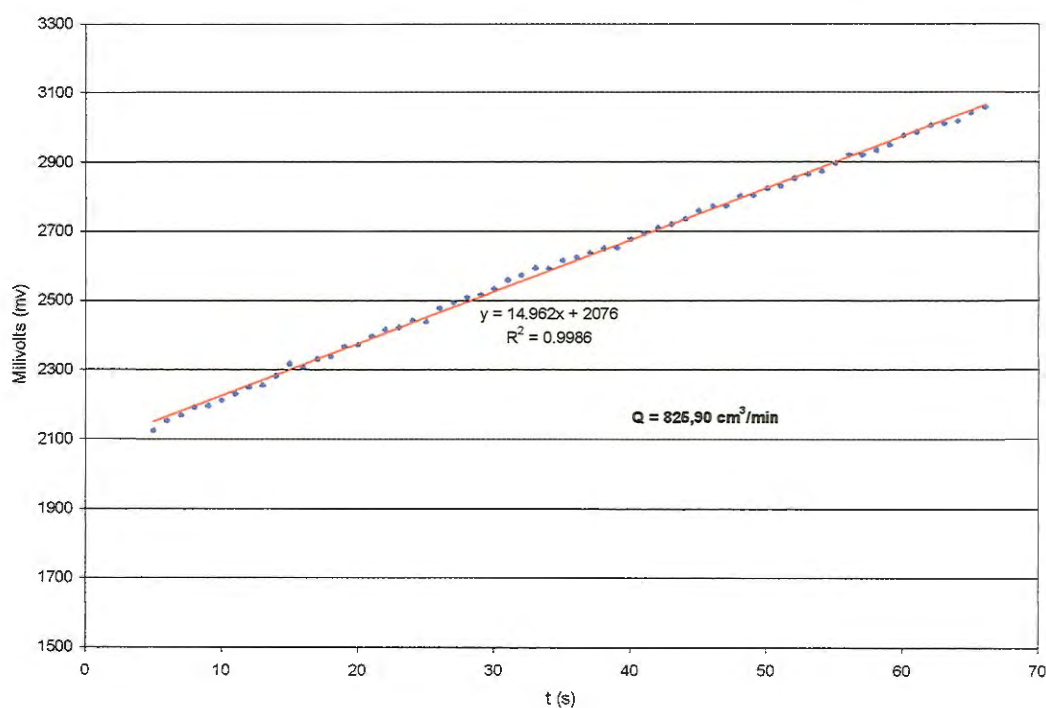


FIGURA 38 – Ascensão do nível d'água no recipiente para obtenção de vazão expressos em milivolts contra tempo

Durante os ensaios, há possibilidade de se obter várias medidas de vazão. Após seu enchimento, o recipiente é afastado debaixo da saída de água do poço ficando em seu lugar o coletor que envia a água para fora do sistema. Escoa-se a água contida no recipiente e, novamente, realiza-se outra medida de vazão, para posterior conferência. No trabalho, para cada ensaio do caso não permanente foram efetuadas 02 medidas de vazão, sendo o primeiro no início do ensaio e o segundo quando se evidencia uma prévia estabilidade nas alturas. Os valores de vazão ultrapassaram $1882,90 \text{ cm}^3/\text{min}$, que corresponde aos números de Reynolds abaixo:

Areia AJ 50/60: $R_e = 0,332$

Areia AB 60/70: $R_e = 0,377$

Verifica-se que estes números de Reynolds indicam escoamento laminar. Segundo BEAR (1979), valores abaixo de 1 implicam no escoamento em que preponderam forças de viscosidade e que nos poços reais encontram-se valores de Reynolds entre 1 e 10.

10.3. Tratamento dos dados de ensaio

Os dados obtidos são arquivados e trabalhados em planilhas eletrônicas. Como os valores da altura no nível d'água são expressos em milivolts, é feita a calibração dos transdutores obtendo-se uma constante para cada, sendo os valores transformados em centímetros.

Os valores de calibração para uma série de ensaios são mostrados na Tabela 04. No decorrer do trabalho os valores das constantes sofreram pequenas alterações sendo permitidas para o tipo de transdutor desenvolvido, destacando-se que para cada série de ensaios os mesmos eram recalibrados.

TABELA 04 – Valores dos transdutores para altura de 01 centímetro

| <i>TRANSDUTOR</i> | <i>CONSTANTE (Milivolts/cm)</i> |
|-------------------|---------------------------------|
| Vazão | 18,907 |
| Poço | 18,155 |
| Face | 19,057 |
| P1 | 19,839 |
| P2 | 19,694 |

Os dados de altura são representados em gráficos onde se visualiza os rebaixamentos em cada ponto monitorado bem como a sua recuperação. A Figura 39, ilustra o gráfico de valores alcançados por um ensaio do caso não permanente onde a carga no contorno é de 29 centímetros.

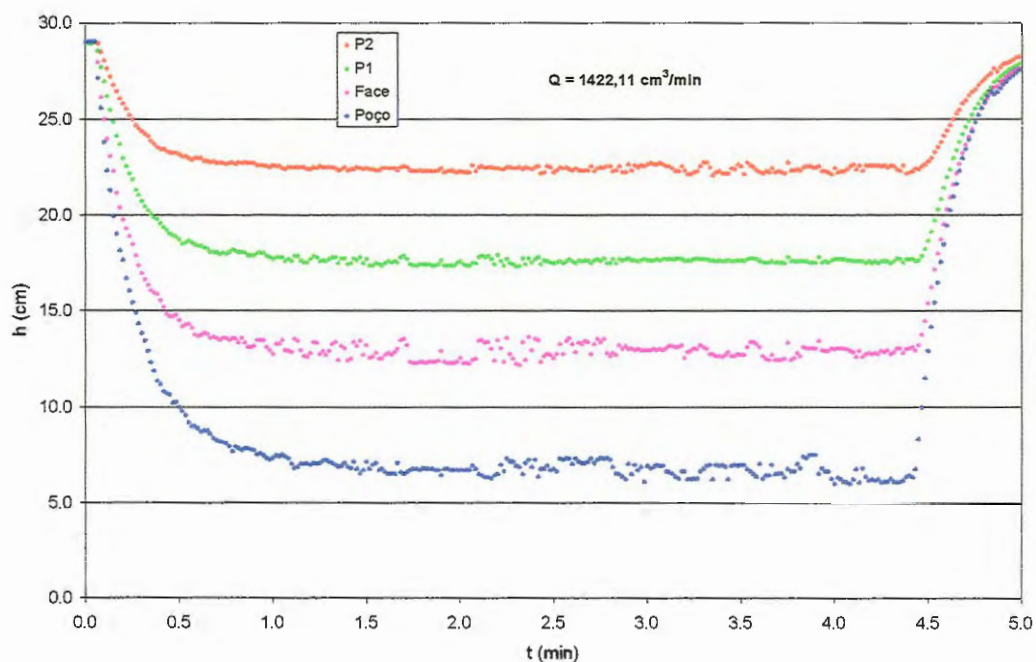


FIGURA 39 – Alturas do nível d'água em função do tempo, para o caso não permanente monitorados nos pontos de maior interesse: Poço, Face P1 e P2

O escoamento ocorre até cerca de 4,4 minutos, atingindo no poço de drenagem uma altura de aproximadamente 5,8 centímetros, quando o fluxo foi encerrado passando o nível a se recuperar atingindo a altura máxima próximo ao valor inicial em 5,0 minutos.

11. ANÁLISE DIMENSIONAL

Os resultados dos ensaios acarretaram um grande volume de dados a serem analisados. Os valores abrangem ampla margem de grandeza o que torna impossível a representação única. Para uma interpretação precisa é necessário representar os valores de grandezas extremas de uma forma universal, de modo a oferecer comparação ampla. O uso de Análise Dimensional torna-se necessário para melhor representar estes valores.

11.1. Execução da Análise Dimensional

No trabalho existem dez grandezas e duas dimensões. A Figura 40 demonstra as grandezas existentes:

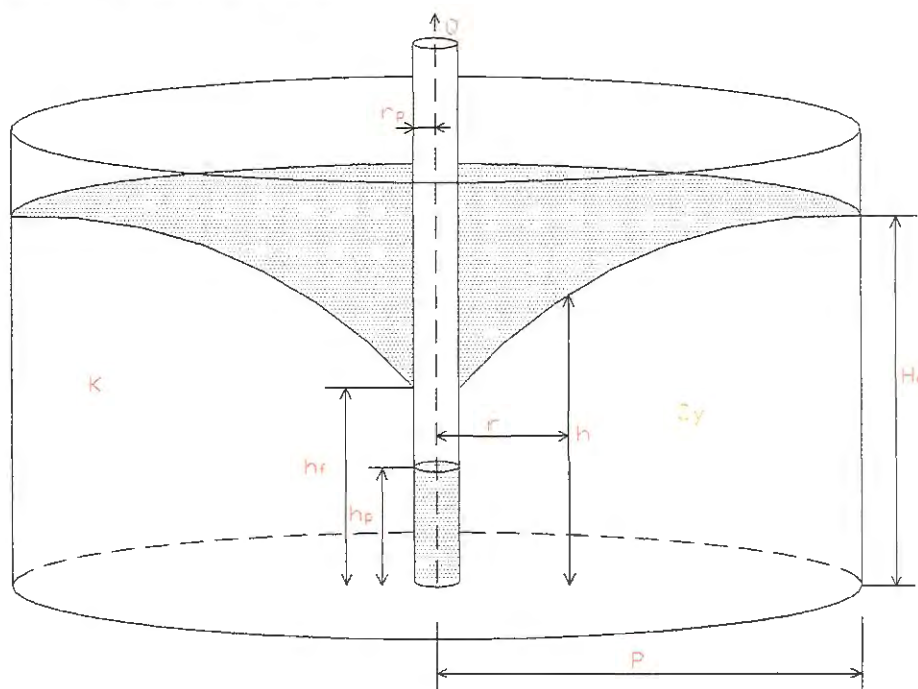


FIGURA 40 – Identificação das Grandezas Características

As grandezas são: Q , H_o , h_p , h , t , r , r_p , R , K e S_y , com dimensões de L e T . O parâmetro S_y já é adimensional. No problema de fluxo axissimétrico transiente e não transiente o tratamento dos valores observados se torna muito complexo. A adimensionalização foi efetuada observando o teorema de Buckingham, (STREETER

& WYLIE, 1980) que estabelece critérios para a montagem de grupos adimensionais.

Com esta metodologia foram obtidos os seguintes grupos:

$$\pi_1 = \frac{h}{H_o}; \quad \pi_2 = \frac{r}{H_o}; \quad \pi_3 = \frac{Qt}{H_o^3}; \quad \pi_4 = \frac{h_p}{H_o}; \quad \pi_5 = \frac{R}{H_o}; \quad \pi_6 = \frac{r_p}{H_o};$$

$$\pi_7 = \frac{KH_o^2}{Q};$$

Tais grupos são utilizados para representações gráficas individualmente ou em conjunto. A obtenção destes grupos é explicitada no Apêndice I.

12. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A apresentação de cada ensaio juntamente com um resumo dos dados para o caso não permanente encontra-se nos Apêndices II e III, para o caso permanente no Apêndice IV, deste trabalho. A princípio, os dados sobre desenvolvimento do lençol freático são plotados na forma de altura do nível d'água em posições radiais contra tempo. Tendo em vista que não é possível uma interpretação direta, são realizadas as adimensionalizações conforme explicitado acima.

Diversas tentativas foram efetuadas com o uso de grupos individuais ou em pares de grupos adimensionais.

Entretanto, não tendo boa representação, são inseridos coeficientes que possibilitam ajustes adequados através de minimização da função para se obter melhores coeficientes de correlação.

Para representação final de resultados observados em todos ensaios relativos aos estados permanente ou não permanente, os parâmetros ajustados em ensaios correspondentes a cada série de condições operacionais (H_o , Q) são analisados para se obter uma descrição universal através do ajuste de mais uma função.

O processo de ajuste de função em dados observados se deu através de tentativas de plotagem de dados adimensionalizados em diversas condições, verificando-se os coeficientes de correlação obtidos escolhendo-se as melhores representações.

O critério de ajuste foi a minimização da soma dos quadrados dos desvios entre valores observados e aqueles obtidos por funções de ajuste. Esta ferramenta de ajuste encontra-se em planilhas eletrônicas, que no presente trabalho foi o Solver do Excel 7.0.

12.1. Caso Permanente

Inicialmente os valores observados da altura do lençol freático foram plotados sem qualquer adimensionalização com dados de altura do nível d'água contra distância radial, para ambas as areias. A Figura 41 mostra valores de ensaios.

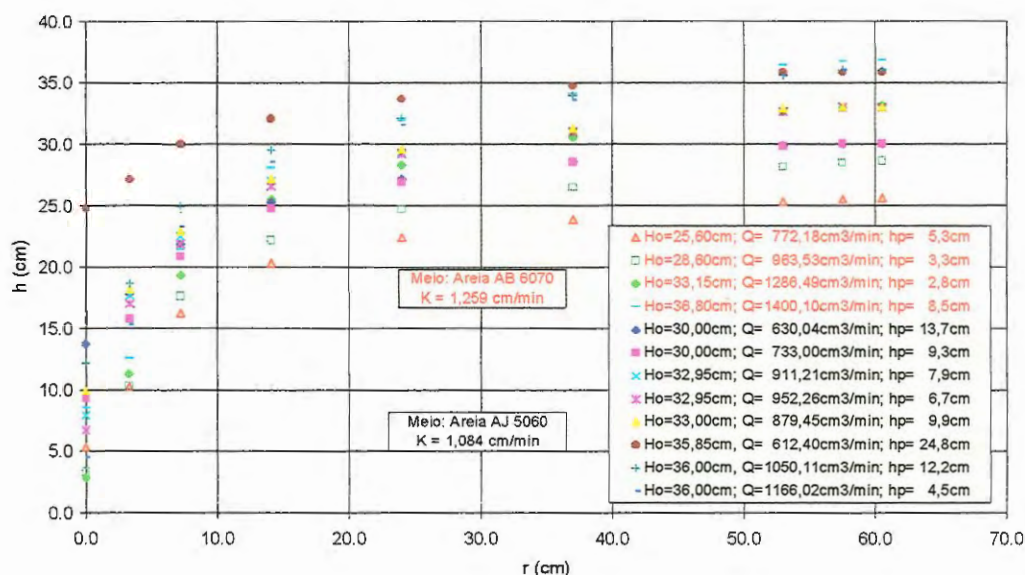


FIGURA 41 – Alturas do lençol freático em função da distância radial para as areias AB 60/70 e AJ 50/60 sob diferentes contornos em ensaios do caso permanente.

Para melhor representação, em um primeiro passo os dados foram adimensionalizados aplicando-se a relação entre as distâncias radiais, $\frac{r}{R}$, fazendo-se

$\frac{\pi_2}{\pi_5}$ na abscissa. Na ordenada uma relação entre alturas no contorno, no poço e no

ponto de interesse, $\frac{H_o - h}{H_o - h_p} = \frac{1 - \pi_1}{1 - \pi_4}$. Os resultados são mostrados na Figura 42.

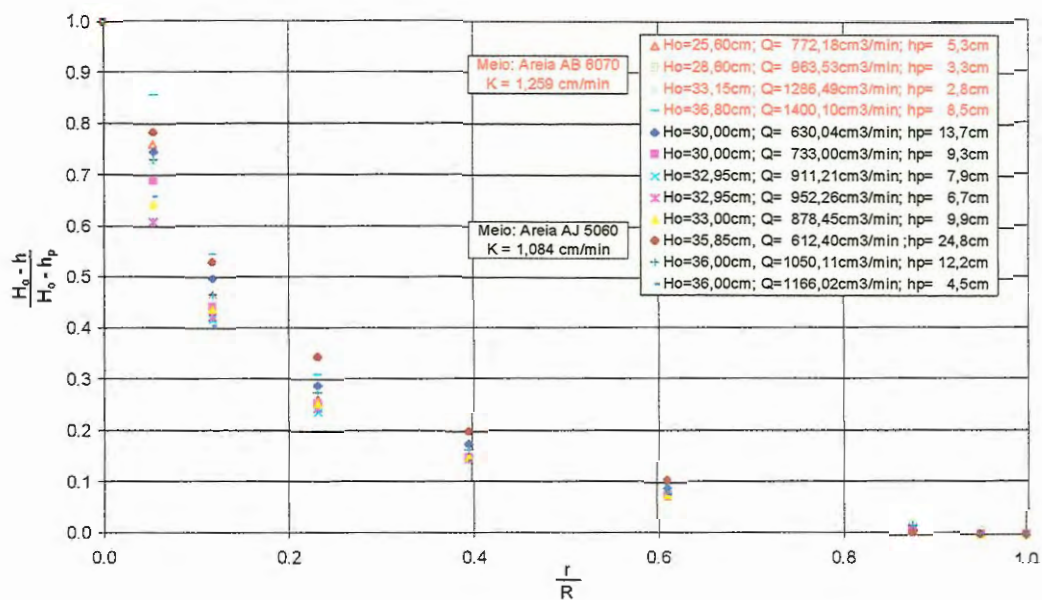


FIGURA 42 – Altura do lençol freático adimensional, $\frac{H_o - h}{H_o - h_p}$, em função da

distância radial adimensional, $\frac{r}{R}$

Nota-se uma dispersão dos dados próximos a ordenada para baixos valores de $\frac{r}{R}$, não se obtendo uma tendência única de dados. Valores de vazões e

permeabilidade foram inseridos na abscissa fazendo-se a combinação $\frac{Q}{KH_o^2 R} r =$

$\frac{\pi_2}{\pi_5 \pi_7}$, Figura 43.

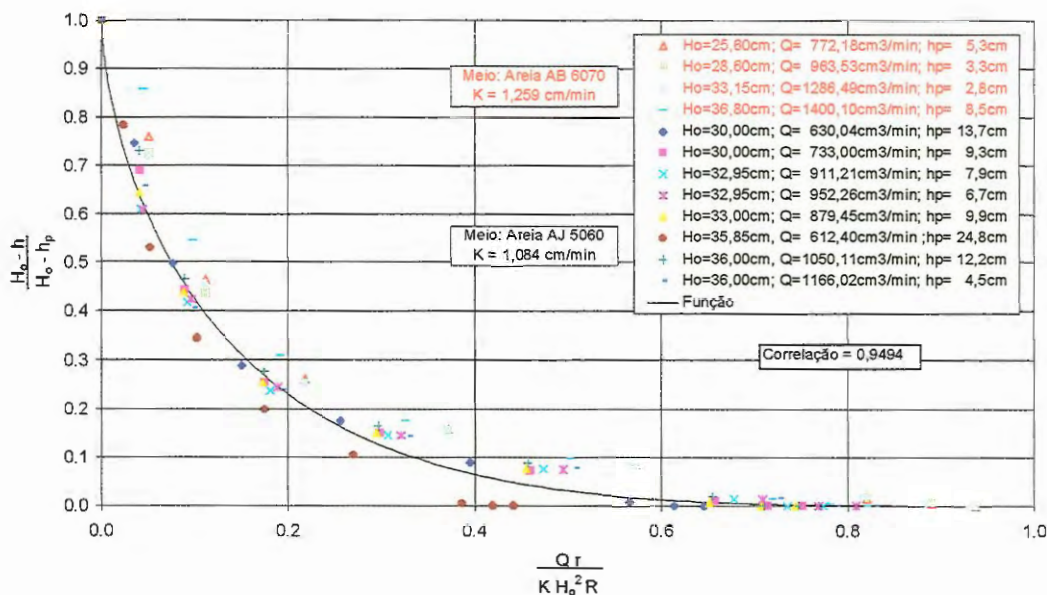


FIGURA 43 – Altura do lençol freático adimensional, $\frac{H_o - h}{H_o - h_p}$ em função da distância radial, adimensionalizada $\frac{Qr}{KH_o^2R}$

Esta segunda tentativa obtém uma variação contínua dos dados, sendo adotada para representar os resultados de ensaios do caso permanente. A função ajustada segundo o critério de minimização é dada a seguir:

$$\frac{H_o - h}{H_o - h_p} = \left[1 - \left(\frac{Qr}{KH_o^2R} \right)^{0,66} \right]^{3,47} \quad (51)$$

Com esta análise, é possível conhecer a altura da face de percolação correspondente as condições quaisquer de ensaio, visto que incorpora todos parâmetros nos grupos adimensionais. Segundo definição da eq. (22), e eficiência do poço pode ser determinada da eq. (51) introduzindo o raio do poço e condições de ensaio no segundo membro da equação.

12.2. Caso Não Permanente

Os ensaios não permanentes possibilitaram observar a variação do lençol freático com o tempo em diversas posições para diversas condições produzindo uma grande quantidade de dados a serem analisados. Como uma primeira tentativa de

apresentar todos estes dados, recorreu-se a adimensionalizações indicada pelos modelos teóricos disponíveis na literatura e revisadas no Capítulo 6.

12.2.1. Análise de dados – Funções poços existentes

Como valores de altura de nível d'água contra tempo não permitem comparações entre ensaios, um primeiro passo foi adimensionalizar empregando-se a relação de permeabilidade e tempo pela altura de carga no contorno, inseriu-se a produção específica (adimensional) para se obter o fator tempo proposto por BOULTON (1954), sendo:

$$\tau = \frac{K t}{S_y H_o}$$

A ordenada foi adimensionalizada com o primeiro termo da equação de rebaixamento proposto por JACOB apud BEAR (1979):

$$s' = (H_o - h) = \frac{Q}{2\pi K h} \quad \text{onde } h = h_f, \text{ Figura 44.}$$

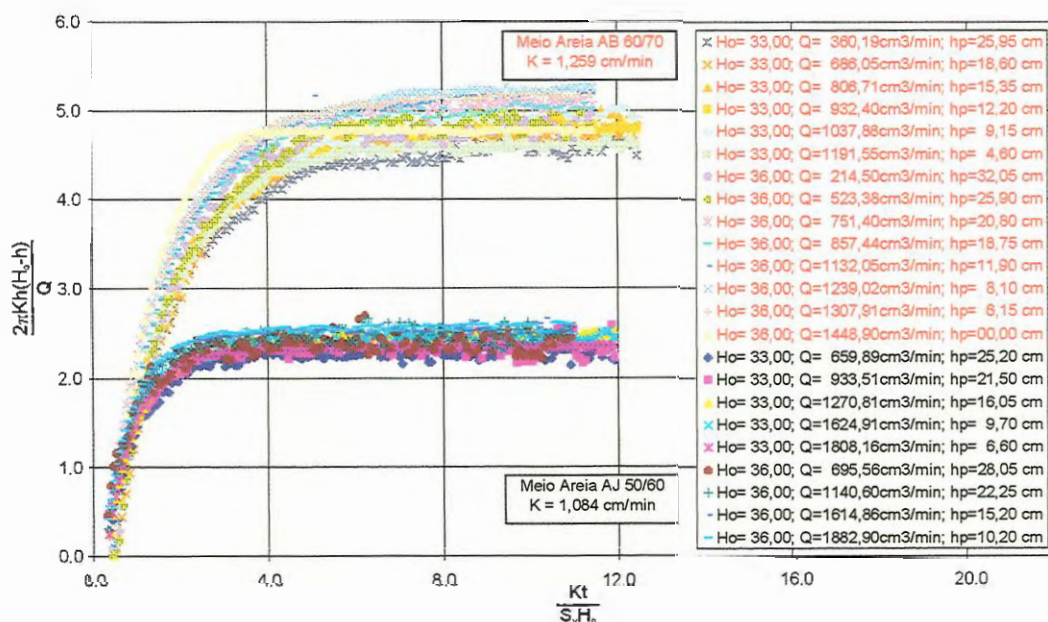


FIGURA 44 – Alturas adimensionalizadas $\frac{2\pi K h(H_o - h)}{Q}$ observadas na face de percolação em função do tempo adimensionalizado, $\frac{K t}{S_y H_o}$.

Os resultados mostram uma clara diferença para o meio poroso utilizado, a concentração de dados na parte inferior do gráfico representa o meio poroso de

menor permeabilidade, areia *AJ 50/60*, e na parte a areia de maior permeabilidade, *AB 60/70*.

A grande dispersão mostra que esta adimensionalização não é suficientemente geral para se comparar os resultados observados levando em conta a diversidade de condições experimentais.

Numa segunda tentativa, o fator tempo τ , foi substituído pelo fator u da função poço para um aquífero confinado $W(u)$, onde:

$$u = \frac{Sr^2}{4Tt} = \frac{r^2}{Kht} \frac{S}{4} \text{ fazendo-se } S = S_y \text{ e } h = h_f.$$

Os dados foram plotados em gráfico monolog demonstrado na Figura 45.

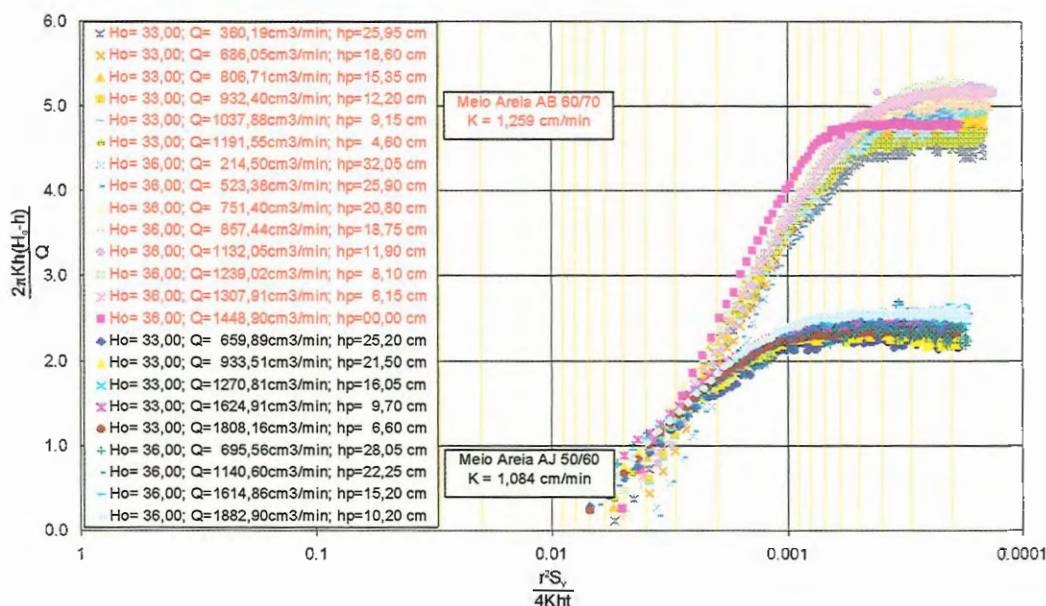


FIGURA 45 – Alturas adimensionalizadas $\frac{2\pi K h(H_o - h)}{Q}$ observadas na face de percolação em função do parâmetro da função poço $\frac{r^2}{Kht} \frac{S_y}{4}$ em papel monolog.

Nota-se que a dispersão praticamente não se altera, concentrando os valores na abscissa e dispersando-os na ordenada, persistindo ainda a divisão entre os meios porosos.

Esta divisão teoricamente não se explica, analisando os dados comprova-se que algo interfere nos resultados, tal fato se relaciona com a condição do meio poroso. Para os ensaios realizados com a areia *AB 60/70*, o modelo físico sofreu

interferências externas que alteraram as condições inicialmente quantificadas e posteriormente empregadas nos ensaios. Após seu preenchimento com os parâmetros físicos já definidos e a realização dos ensaios para o caso permanente, o piso do laboratório de Hidráulica passou por reformas, o trabalho efetuado influenciou o experimento devido a pancadas aplicadas a pequena distância do modelo, tal fato provocou um novo rearranjo das partículas do meio poroso, alterando as características iniciais.

Numa terceira tentativa a adimensionalização de valores da ordenada foi atribuída para o primeiro termo da função poço $W(u)$ sendo:

$$W(u) = s' = \frac{s4\pi T}{Q} = \frac{4\pi K h(H_o - h)}{Q} \text{ onde } h = h_f$$

Com representação em gráfico bilog, a função poço $W(u)$ também é inserida para relacionar com dados experimentais, Figura 46.

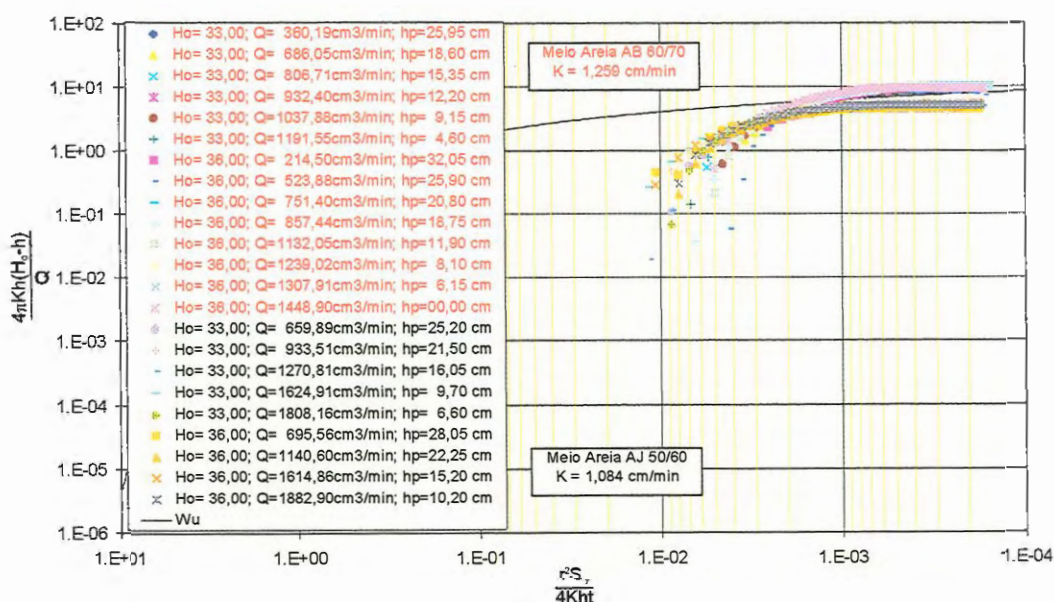


FIGURA 46 – Alturas adimensionalizadas $\frac{4\pi K h(H_o - h)}{Q}$ da face de percolação

em função do parâmetro da função poço $\frac{r^2 S_y}{K h t 4}$ em gráfico bilog.

Esta representação concentra os valores em uma faixa restrita. Tentou-se ainda reduzir esta dispersão utilizando o conceito de armazenabilidade aparente proposto por Jacob apud Bear (1979). Neste caso a armazenabilidade não se aplica

sendo a mesma desconsiderada no trabalho, para tanto foram utilizados valores de produção específica.

$$S' = \frac{SH_o}{H_o - s} \quad \text{ou} \quad S'_y = \frac{S_y H_o}{H_o - s} \quad (52)$$

o valor de s foi empregado como sendo a média e a máxima entre as diversas alturas ao longo dos ensaios, gerando assim $S'_{y \text{ médio}}$ e $S'_{y \text{ máximo}}$ que são inseridos no grupo

adimensional $u = \frac{r^2}{Kht} \frac{S_y}{4}$. Os valores são mostrados nas Figuras 47 e 48.

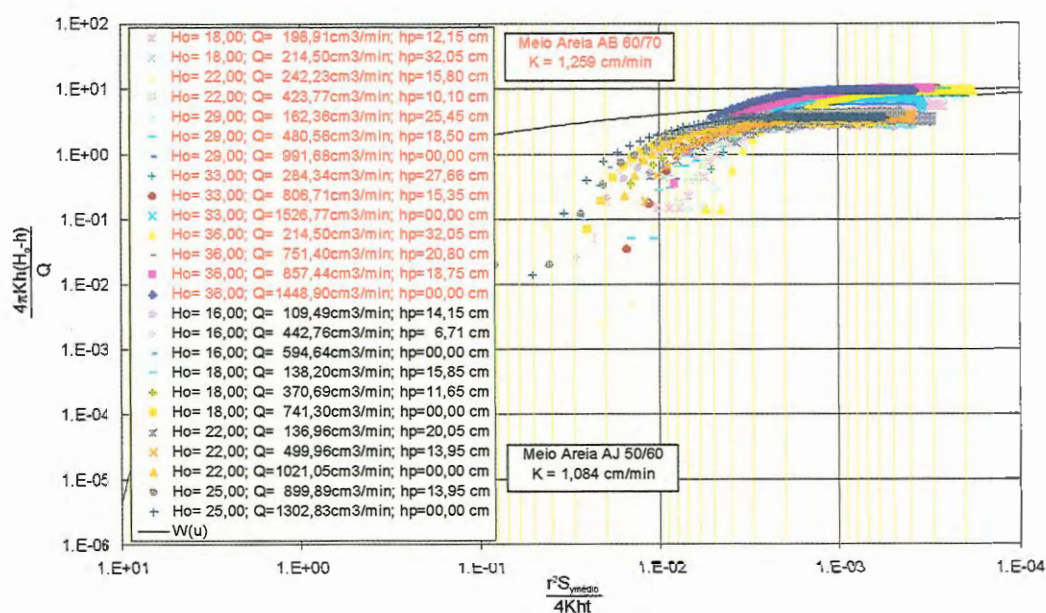


FIGURA 47 – Alturas adimensionalizadas $\frac{4\pi K h(H_o - h)}{Q}$ da face de percolação

em função do parâmetro da função poço $\frac{r^2}{Kht} \frac{S_y}{4}$ em gráfico bilog com o uso de

$S'_{y \text{ médio}}$

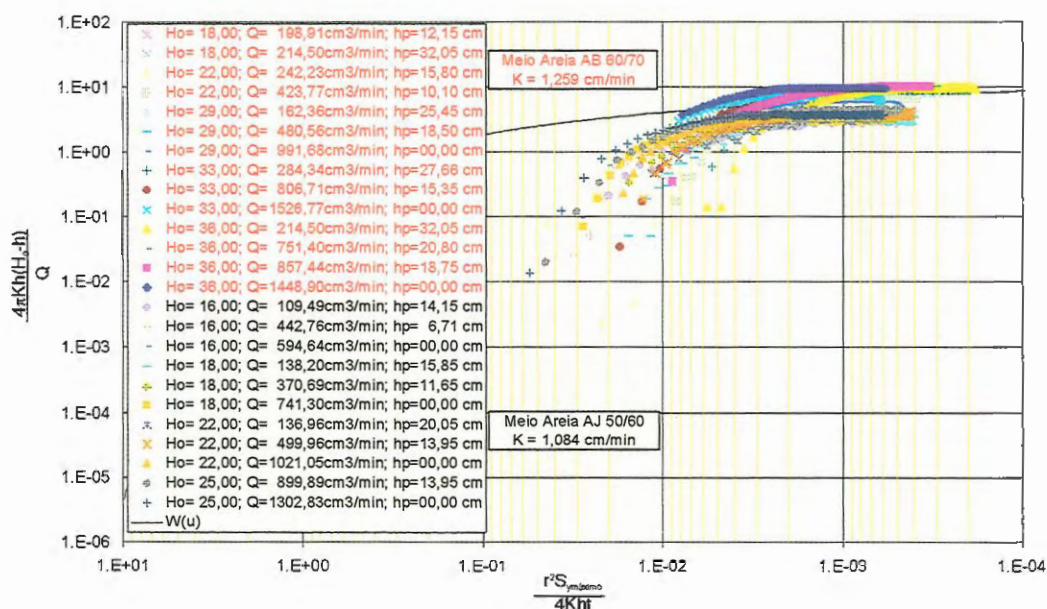


FIGURA 48 – Alturas adimensionalizadas $\frac{4\pi K h(H_o - h)}{Q}$ da face de percolação

em função do parâmetro da função poço $\frac{r^2 S_y}{K h t}$ em gráfico bilog com o uso de

$$S'_y \text{ máximo}$$

Vê-se dessas tentativas de representação que os modelos para aquíferos infinitos são incapazes de descrever os resultados observados nos ensaios sobre aquífero em modelos de dimensões finitas, com ênfase em dados da face de percolação.

12.2.2. Interpretação de dados experimentais via Análise Dimensional

Optou-se então por tratar apenas da evolução da face de percolação ao longo do tempo.

Um primeiro passo foi plotar a evolução da diferença entre alturas do nível d'água no poço e na face de percolação. A representação consta de ensaios com carga no contorno única e diversas vazões. A Figura 49 mostra uma série de ensaios para uma carga no contorno (H_o) de 29,0 cm.

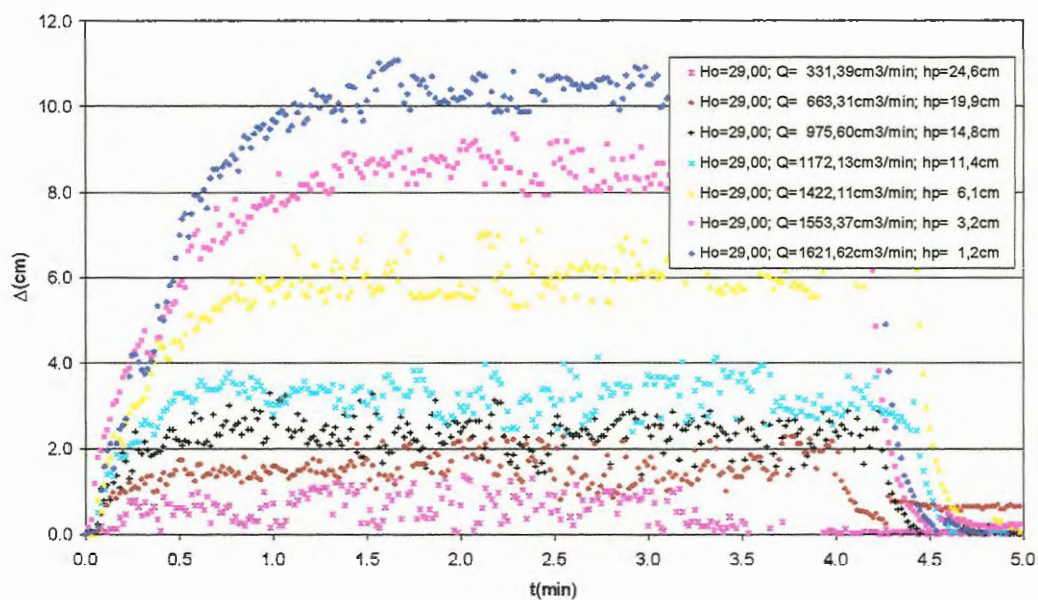


FIGURA 49 – Diferença entre altura do nível d'água na face de percolação e no poço em bombeamento em função do tempo, para uma série de ensaios de carga no contorno de 29 cm para a areia AJ 50/60.

A determinação da constância da evolução foi feita com a inserção de uma reta média nos pontos plotados verificando qual a melhor representação. Os resultados são mostrados na Figura 50.

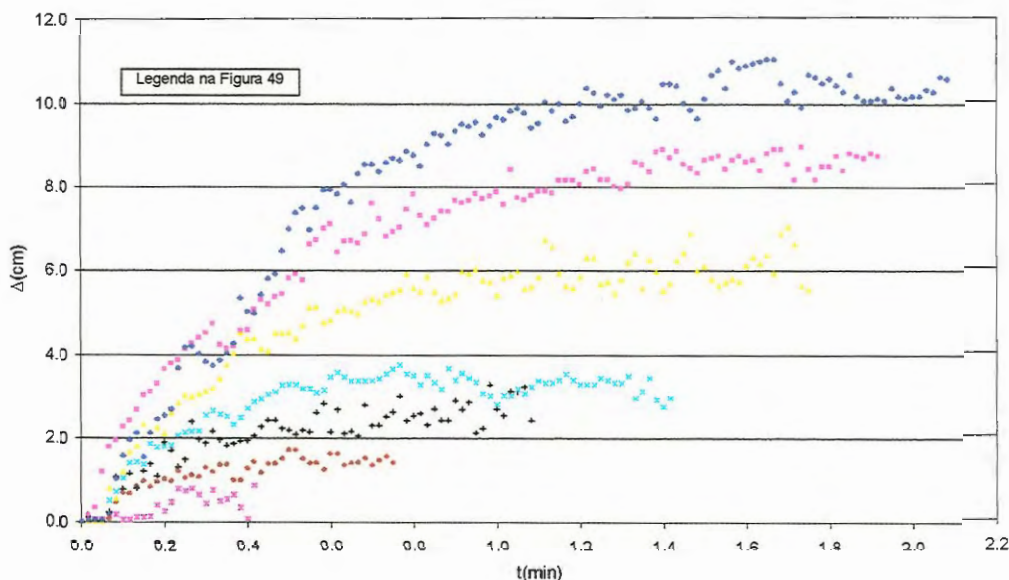


FIGURA 50 – Valores da evolução da diferença entre a altura do nível d'água na face de percolação e no poço em bombeamento em função do tempo, para uma série de ensaios de carga no contorno de 29 cm para a areia AJ 50/60.

Isto possibilitou tratar apenas os dados de evolução temporal da face de percolação. A adimensionalização foi aplicada de modo a se obter uma máxima representatividade. No eixo das abscissas a relação entre grupos adimensionais

fazendo-se $\frac{(\pi_3 / S_y) \pi_7}{1 - \pi_4} = \frac{K t / (S_y H_o)}{(H_o - h_p) / H_o}$ mostrou ser a melhor opção.

Na ordenada a relação $\frac{\pi_1 - \pi_4}{1 / \pi_7} = \frac{(h - h_p) / H_o}{Q / (K H_o^2)}$ proporcionou juntamente

com $\frac{(\pi_3 / S_y) \pi_7}{1 - \pi_4}$ melhores respostas de interpretação atribuindo $h = h_f$. A Figura 51

mostra o resultado para a série de ensaios com carga (H_o) de 29 cm, com uma função de ajuste, sendo a correlação entre dados de ensaio e a função de 93,15 %.

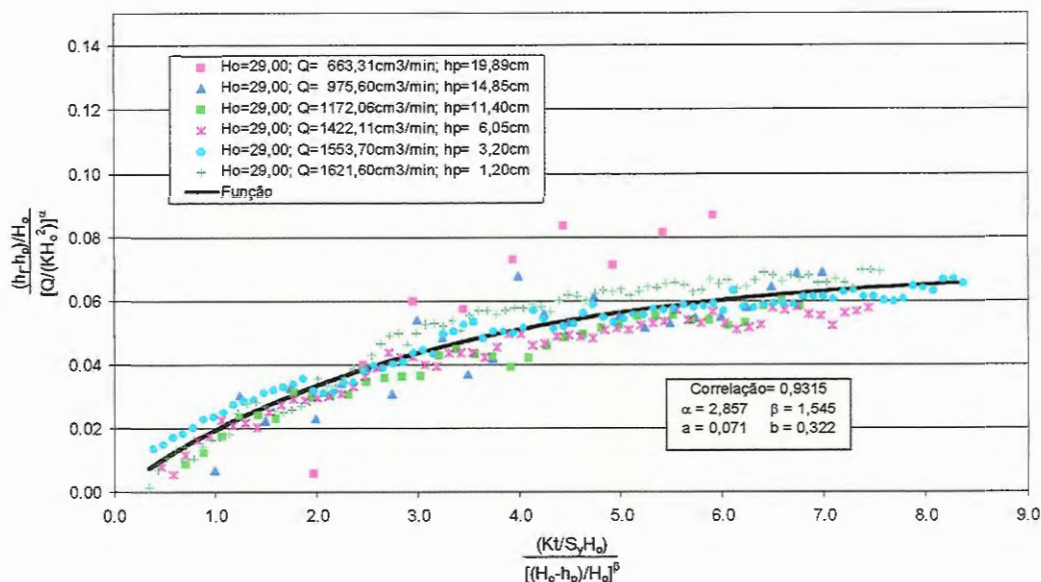


FIGURA 51 – Valores da evolução da diferença entre altura do nível d'água na face de percolação e no poço em bombeamento minimizados, com uma função de ajuste, para a série de ensaios com carga no contorno de 29 cm para a areia AJ 50/60.

Para cada série de ensaios foram obtidos coeficientes de ajuste dos pontos e das funções inseridas. Os valores obtidos para o ajuste dos pontos dos dados foram denominados de α e β , sendo empregados nos pares de adimensionais $\frac{(\pi_3 / S_y) \pi_7}{(1 - \pi_4)^\beta}$

$$\text{e } \frac{\pi_1 - \pi_4}{(1/\pi_7)^\alpha}.$$

Valores da evolução da diferença tenderam à uma forma única, de modo que a função inserida para cada série foi idêntica, com diferenças apenas nos coeficientes de ajuste.

A função é do tipo exponencial dada por:

$$\frac{h_f - h_p}{H_o} = a \left[1 - \exp \left[-b \frac{\frac{K t}{S_y H_o}}{\left(\frac{H_o - h_p}{H_o} \right)^\beta} \right] \right] \quad (53)$$

$$\left(\frac{Q}{K H_o^2} \right)^\alpha$$

onde a e b são os coeficientes de ajuste.

As Tabelas 05 e 06 mostram valores dos coeficientes dos pontos e das funções obtidas nas resoluções dos ensaios para o caso não permanente com as areias AB 60/70 e AJ 50/60 respectivamente. A correlação entre valores da função e o modelo físico experimental também é apresentada.

TABELA 05 – Coeficientes de ajuste da função a , b , e dos pontos α e β obtidos para as séries de ensaios realizados com a areia AB 60/70

| Séries de Ensaio (H_o) | A | B | α | β | Correlação (%) |
|----------------------------|-------|-------|----------|---------|----------------|
| 36 | 0,253 | 0,236 | 1,955 | 0,735 | 92,51 |
| 33 | 0,249 | 0,205 | 1,999 | 0,853 | 85,37 |
| 29 | 0,232 | 0,190 | 1,521 | 0,857 | 65,13 |
| 22 | 0,189 | 0,131 | 1,2E-5 | 0,530 | 89,23 |

TABELA 06 – Coeficientes de ajuste da função a , b , e dos pontos α e β , obtidos para as séries de ensaios realizados com a areia AJ 50/60

| Séries de Ensaio (H_o) | A | B | α | β | Correlação (%) |
|----------------------------|-------|-------|----------|---------|----------------|
| 36 | 0,110 | 1,380 | 1,012 | 0,010 | 93,01 |
| 33 | 0,091 | 0,554 | 1,931 | 0,994 | 91,03 |
| 29 | 0,071 | 0,322 | 2,857 | 1,545 | 93,15 |
| 25 | 0,051 | 0,252 | 3,334 | 1,599 | 91,26 |
| 22 | 0,034 | 0,190 | 3,890 | 1,856 | 89,86 |
| 18 | 0,027 | 0,101 | 4,068 | 2,348 | 83,00 |
| 16 | 0,010 | 0,080 | 5,678 | 2,388 | 97,32 |

Estes coeficientes foram plotados em função da relação entre distância radial e altura

no contorno, $\frac{r_p}{H_o} = \pi_6$, as Figuras 52 e 53 demonstram coeficientes a e b para ambas

areias. Observe-se que tendo em vista os valores fixos de $r = 3,33 \text{ cm}$ e $R = 60,5 \text{ cm}$

os grupos $\pi_5 = \frac{R}{H_o} \approx 18,14\pi_6 = 18,14 \frac{r_p}{H_o}$ e portanto não foi incluído

simultaneamente na relação.

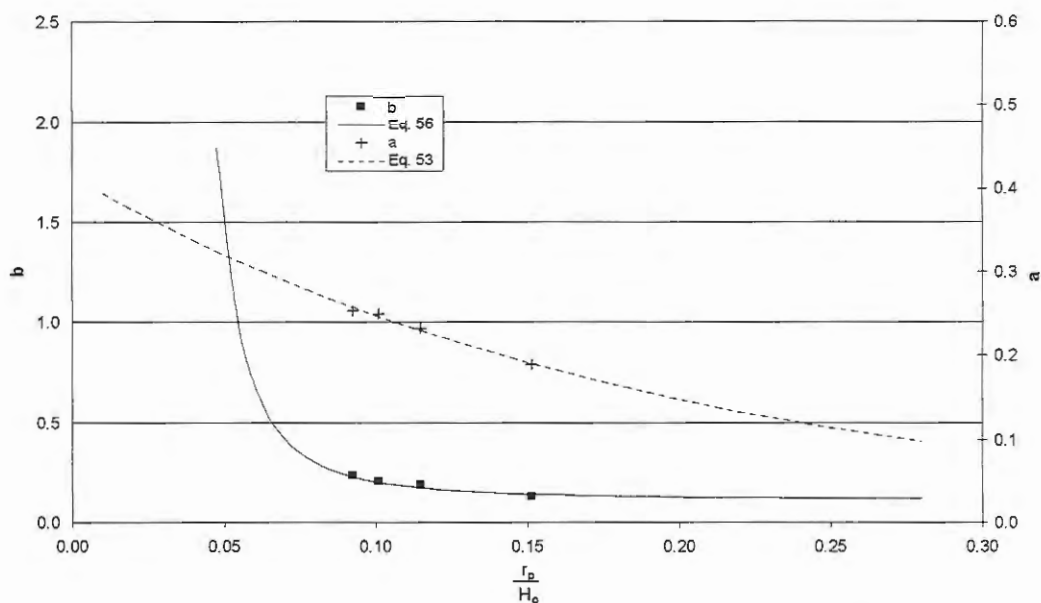


FIGURA 52 – Coeficientes a e b obtidos das funções minimizadas em ensaios para o caso não permanente com a areia AB 60/70

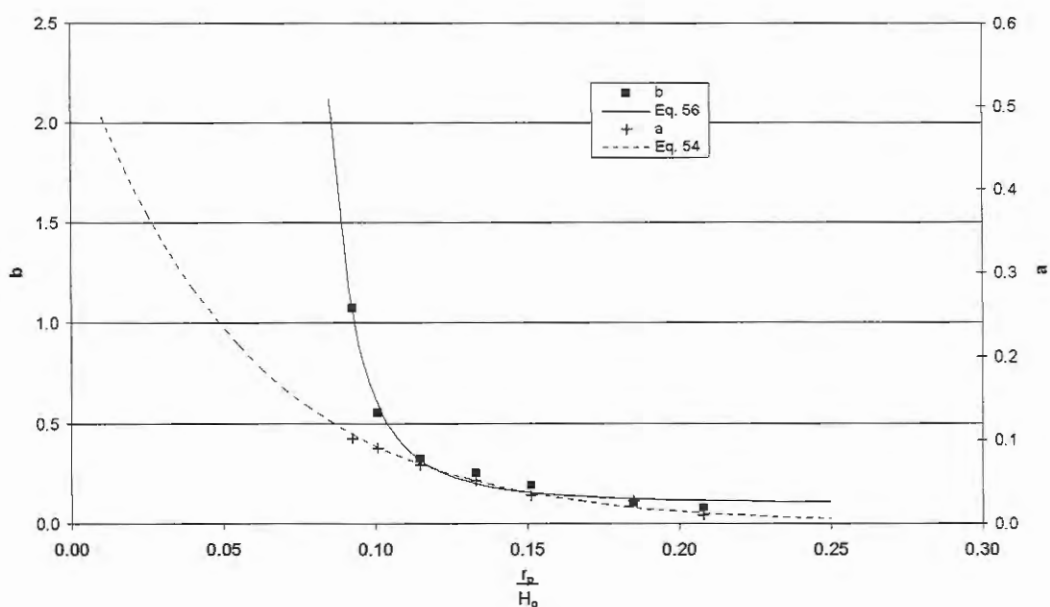


FIGURA 53 – Coeficientes a e b obtidos das funções minimizados em ensaios para o caso não permanente com a areia AJ 50/60

Nos valores destes coeficientes foi inserida uma função de modo a representa-los possibilitando projetar casos não realizados no modelo físico.

Para o coeficiente α a função obtida foi:

$$\alpha = 0,42 e^{\left(-5,15 \frac{r_p}{H_o}\right)} \quad \text{Areia AB 60/70} \quad (54)$$

$$\alpha = 0,58 e^{\left(-18,3 \frac{r_p}{H_o}\right)} \quad \text{Areia AJ 50/60} \quad (55)$$

Para valores de b obteve-se:

$$b = \left\{ ABS \left[0,0004 \left(\frac{r_p}{H_o} \right)^{-2,4} \right] + 0,55 \right\}^{4,02} + 0,02 \quad \text{Areia AB 60/70} \quad (56)$$

$$b = \left\{ ABS \left[0,0004 \left(\frac{r_p}{H_o} \right)^{-2,7} \right] + 0,80 \right\}^{14,93} + 0,06 \quad \text{Areia AJ 50/60} \quad (57)$$

O mesmo procedimento foi realizado para os coeficientes α e β , Figuras 54 e 55.

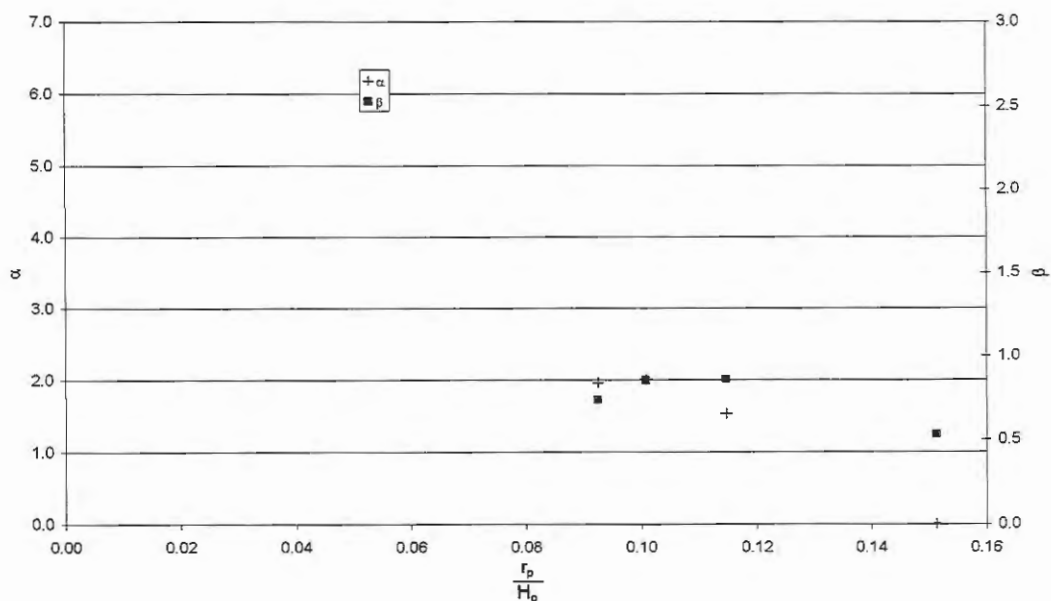


FIGURA 54 – Coeficientes α e β dos pontos minimizados obtidos de ensaios para o caso não permanente com a areia AB 60/70

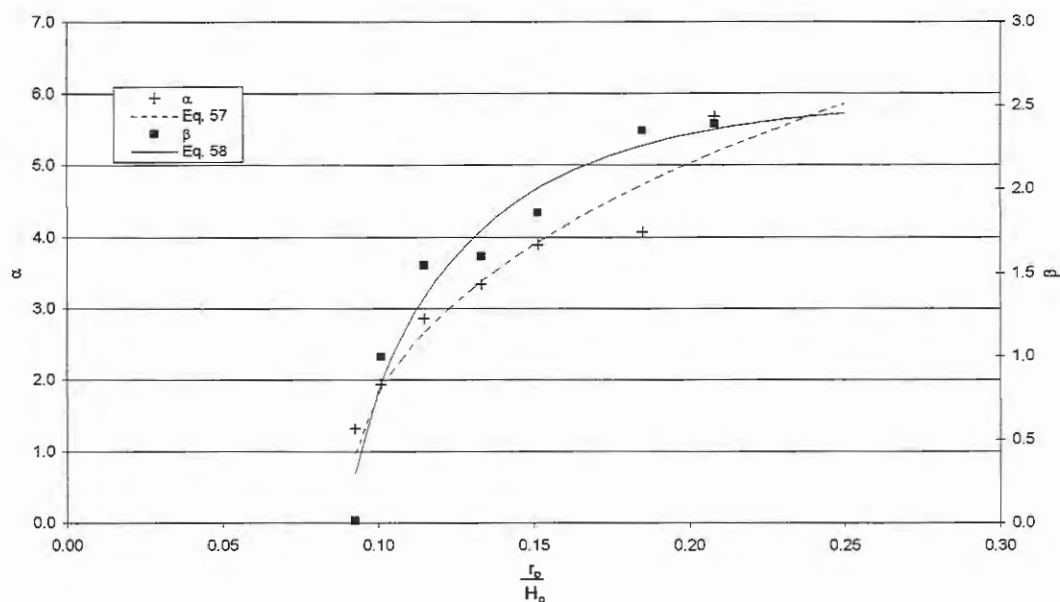


FIGURA 55 – Coeficientes α e β dos pontos minimizados obtidos de ensaios para o caso não permanente com a areia AJ 50/60

A expressão obtida para α foi:

$$\alpha = 30 \left[1 - e^{-0,5 \left(\frac{r_p}{H_o} - 0,09 \right)^{0,45}} \right] \quad \text{Areia AJ 50/60} \quad (58)$$

para β :

$$\beta = 2,55 \left[1 - e^{-13,77 \left(\frac{r_p}{H_o} - 0,09 \right)^{0,78}} \right] \quad \text{Areia AJ 50/60} \quad (59)$$

Verifica-se através da Figura 54 que α e β obtidos da areia AB 60/70, apresentam uma certa discrepância não seguindo a tendência observada na AJ 50/60, Figura 55. Tal ocorrência possivelmente se deve as interferências que o modelo experimental sofreu antecedendo aos ensaios do caso não permanente, como mencionado. Para tanto, estes valores são descartados na análise final, permanecendo apenas da areia AJ 50/60.

Como citado para cada série de ensaio uma função foi inserida para representar os pontos plotados, as Figuras 56 e 57 apresentam as funções encontradas para todas séries de ensaios do caso não permanente para as areias AB 60/70 e AJ 50/60, a representação para cada série encontra-se no Apêndice V e VI.

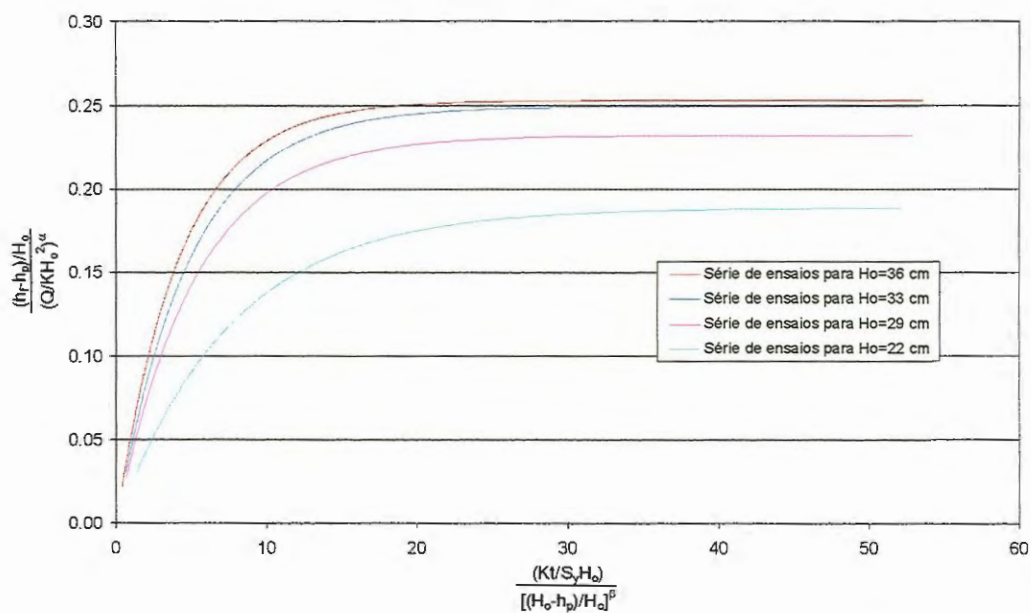


FIGURA 56 – Funções representativas obtidas em cada série de ensaio para o caso não permanente com a areia AB 60/70

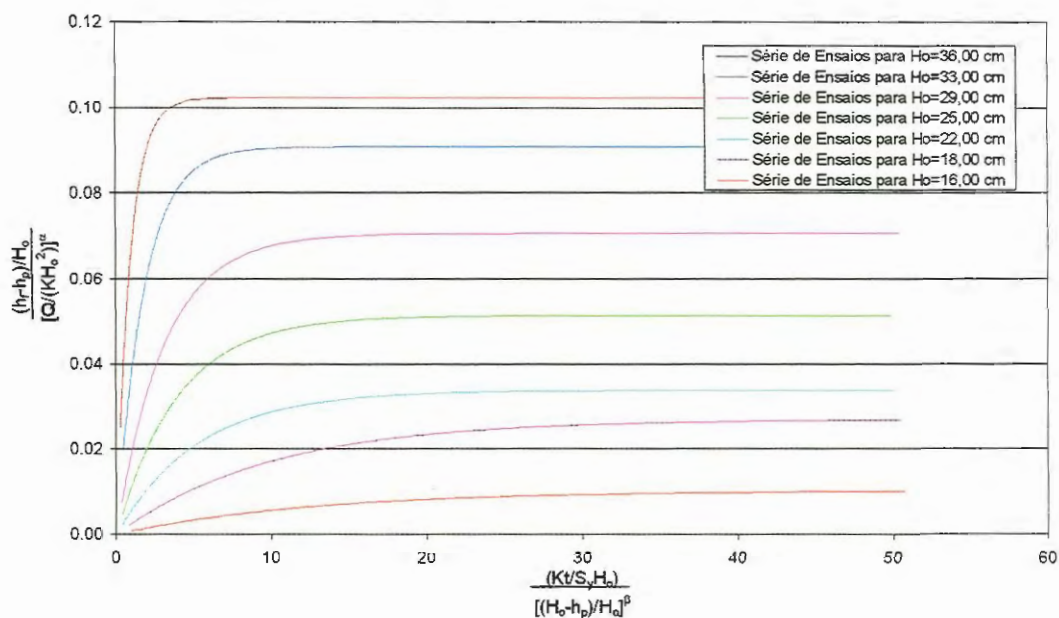


FIGURA 57 – Funções representativas obtidas em cada série de ensaio para o caso não permanente com a areia AJ 50/60.

Para o caso permanente após a estabilidade das alturas dos níveis d'água para um grande tempo de bombeamento, observava-se certa oscilação da mesma,

perceptível nos pontos de maior variação, (poço e face), como mostrado na Figura 58.

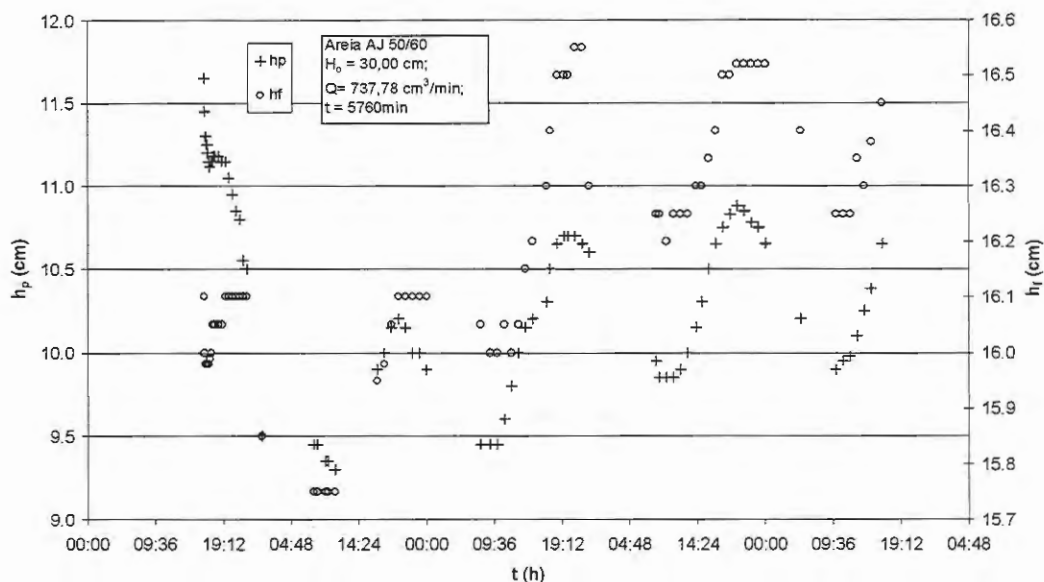


FIGURA 58 – Oscilação das alturas do nível do lençol freático no poço (h_p) e na face (h_f), em função do tempo de ensaio para o caso permanente com a areia AJ 50/60.

Esta oscilação ocorria em determinados períodos do dia, acredita-se que seja decorrente de mudanças na pressão atmosférica, pois as condições impostas ao ensaio permaneciam inalteradas. Destaca-se, ainda, que houve um aumento das alturas do lençol freático consequentemente uma pequena e gradual redução da vazão ao longo do ensaio de longo período (05 dias) quando o escoamento deveria ter-se estabelecido.

Para a areia AB 60/70 a série de ensaios com a menor carga no contorno ($H_o = 18,00 \text{ cm}$) apresentou resultados discrepantes. Tal fato se deve a possíveis execuções errôneas de ensaios que não puderam ser quantificados quanto a sua origem. Diante desta inconsistência tal série foi descartada na análise final.

Observa-se que a proposta inicial de análise com a metodologia apresentada por BOULTON (1954) não atende satisfatoriamente os objetivos do trabalho. Uma comparação entre valores teóricos e experimentais é realizado para se conhecer uma proporcionalidade. Tomando-se um ensaio típico realizado com a areia AJ 50/60 para o caso não permanente:

$$\begin{aligned}
 H_o &= 25,0 \text{ cm;} \\
 Q &= 899,89 \text{ cm}^3/\text{min;} \\
 h_p &= 10,25 \text{ cm;} \\
 K &= 1,084 \text{ cm/min;} \\
 S_y &= 0,00757; \\
 t &= 3,5 \text{ min;} \\
 r_p &= 3,33 \text{ cm;} \\
 h_f &= 13,40 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Segundo a metodologia de Boulton o rebaixamento é dado por

$$s = \frac{Q}{2\pi T} V(\rho, \tau) \text{ onde a parcela } V(\rho, \tau) \text{ representa o ajuste a ser aplicado no}$$

rebaixamento, sendo $\tau = \frac{Kt}{S_y H_o}$ o fator tempo, e $\rho = \frac{r_p}{H_o}$ o fator distância. Para o

caso escolhido, $\tau = 20,05$ e $\rho = 0,13$ estabelece que a correção a ser aplicada seja de $-7,5\%$ (obtido graficamente). Consequentemente para a face de percolação (r_p), o valor encontrado é $h_f = 20,10$ cm, contra $h_f = 13,40$ cm obtido no ensaio.

12.3. Observações Qualitativas

Na realização deste trabalho alguns fatos foram observados e merecem ser mencionados nesta apresentação de resultados.

Em relação a execução de ensaios o modelo experimental mostrou-se sensível as interferências externas como correntes de ar, perturbações nas proximidades do modelo físico ou no próprio modelo. Estes fatores podem interferir diretamente nas características ou nas condições impostas.

13. CONCLUSÕES

O presente trabalho buscou quantificar o desenvolvimento da superfície freática em torno de um poço em bombeamento num aquífero não confinado. Particularmente, estudou-se experimentalmente a posição da face de percolação em condições permanentes e não permanentes tendo em vista a sua importância na determinação da eficiência de um poço quanto às perdas do meio poroso.

Para isto, foi construído um modelo físico que simula tal fenômeno, e com o emprego de metodologias existentes, Boulton (1954), tentou-se caracterizar seu comportamento. Tais metodologias mostraram-se insatisfatórias para o caso de um poço num aquífero freático finito.

Empregando a análise dimensional conseguiu-se padronizar dados provenientes do modelo experimental, possibilitando quantificar a face de percolação sob diversas condições de contorno e diferentes parâmetros operacionais. Os resultados se dividem para duas condições.

Da análise dimensional para o problema de escoamento permanente para o poço identificaram-se cinco parâmetros nos grupos adimensionais, $\pi_1 = \frac{h}{H_o}$;

$\pi_2 = \frac{r}{H_o}$; $\pi_4 = \frac{h_p}{H_o}$; $\pi_5 = \frac{R}{H_o}$; $\pi_7 = \frac{KH_o^2}{Q}$, que por sua vez foram dispostos em

duas combinações para fins de ajuste mais representativo (com correlação de 94,94%)

quais sejam: $\frac{H_o - h}{H_o - h_p} = \frac{1 - \pi_1}{1 - \pi_4}$, em função de $\frac{Q}{KH_o^2} \frac{r}{R} = \frac{\pi_2}{\pi_5 \pi_7}$. A relação ajustada

eq. (51) permite calcular alturas do lençol freático a qualquer distância do poço para dadas condições operacionais.

A descrição do lençol freático para o caso não permanente limitou-se a três distâncias do poço das quais apenas a variação temporal da face de percolação foi analisada para fins de ajuste. Neste caso tem-se sete variáveis (h_f , t , h_p , r_p , K , Q , H_o)

que conduziram a cinco grupos adimensionais, a saber: $\pi_1 = \frac{h}{H_o}$; $\pi_3 = \frac{Qt}{H_o^3}$;

$\pi_4 = \frac{h_p}{H_o}$; $\pi_6 = \frac{r_p}{H_o}$; $\pi_7 = \frac{KH_o^2}{Q}$. A equação descreve a relação empírica obtida

através do processo de melhor ajuste, agrupa a influências destas e, portanto das envolvidas. Enquanto que a relação $\frac{(h_f - h_p)/H_o}{Q/(KH_o^2)} = \frac{\pi_1 - \pi_4}{1/\pi_7}$ em função de

$\frac{Kt/(S_y H_o)}{(H_o - h_p)/H_o} = \frac{(\pi_3/S_y)\pi_7}{1 - \pi_4}$, a eq. (53) para o caso não permanente possibilita

obter a evolução da face de percolação ao longo do tempo.

Observa-se que com estes resultados atenderam-se os objetivos inicialmente propostos com exceção do fato de o estudo ter-se limitado aos ensaios com modelo físico de dimensão (R) constante. Consequentemente a relação de eficiência proposta pela eq. (22), deve ser considerada uma aproximação, visto que para uma situação real ocorre um grande raio de influência, e este, pode atribuir à face de percolação valores menores.

Desta forma destaca-se que os resultados obtidos permitem quantificar alturas do lençol freático para diferentes condições, mas para uma única relação de distância radial (r/R), pois este valor foi constante para todos os ensaios.

14. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Análises posteriores sobre o assunto podem tratar de pontos que não foram enfocados neste trabalho e que podem detalhar o fenômeno estudado. Sugerem-se os seguintes tópicos para futuros trabalhos de pesquisa:

- Realização de trabalhos com modelo de diferentes dimensões com variação do raio do poço de bombeamento e do contorno do aquífero, modificando a relação r/R ; inserção de coeficientes de perdas no poço de bombeamento para simular perdas no mesmo.
- Verificar valores obtidos experimentalmente e que não foram analisados, tais como: dados de recuperação; variação temporal do lençol freático em posições além da face percolação, que foi analisada neste trabalho.
- Comparação dos dados observados com os simulados pela resolução numérica das equações diferenciais parciais básicas do escoamento não permanente num meio não confinado finito.

15. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AVCI, C. B. (1992). *Parameter estimation for step – drawdown test* Ground Water, v.30, n.03, p.338-342.

BEAR, J. (1972). *Dynamics of fluids in porous média*. American Elsevier Environmental Science Series. Cap. 11 - Models and Analogs., p. 678-687.

BEAR, J. (1979). *Hydraulics of Groundwater*. McGraw-Hill, Haifa, Israel.

BOULTON, N. S. (1951). *The flow pattern near a gravity well in a uniform water-bearing medium*. Proc. Instn. Civ. Engrs. v.03, p.534-549.

BOULTON, N. S. (1954). *The drawdown of the water-table under non-steady conditions near a pumped well in an unconfined formation*. Proc. Instn. Civ. Engrs. v.03, p.564-579.

BURGES, S. J. (1993). *Confined aquifer parameters from a pump test near an impermeable boundary*. J. Hydr. Engrg. v.119, n.07, p. 838-845.

CAPUTO, H. P., (1997). *Mecânica dos solos e suas aplicações*. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos Editora. Cap. 03 - Propriedades das Partículas Sólidas do Solos. p. 23-39.

CHAPUIS, R. P. (1992). *Using Cooper – Jacob approximation to take account of pumping well pipe storage effects in early drawdown data of a confined aquifer*. Ground Water, v.30, n.03, p.331-337.

CHU, S. T. (1994). *Transient Radius of Influence Model*. J. Irrig. and Drain. Engrg. v.120, n.05, p.964-969.



- CLEARY, R. (1989). *Engenharia hidrológica*. Rio de Janeiro. ABRH, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Cap 5: Águas Subterrâneas, p. 293-404.
- COOLEY, R. L.; CASE, C. M. (1973). *Effect of a water table aquitard on drawdown in an underlying pumped aquifer*. Water Resour. Res. v.09, n.02, p.434-447.
- DASGUPTA, S. P.; SINGH, K. K. (1994). *Asymmetric flow into wells by finite elements*. J. Irrig. and Drain. Engrg. v.120, n.03, p.520-533.
- DAWSON, J. K.; ISTOK, J. D. (1991). *Design and analysis of pumping and slug test*, Department of Civil Engineering Oregon State University, Lewis Publishers.
- DRISCOLL, F. G. (1995). *Groundwater and wells*, Johnson Filtration Systems, Inc.
- FITTS, C.R. (1994). *Well discharge optimization using analytic elements*. Ground Water, v.32, n.04, p,547-550.
- FORTILIT CONEXÕES E TUBOS DE PVC (1997) – *Linha geomecânico./folder/*
- FREEZE, A.; CHERRY, J. A.; (1979) *Groundwater*, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
- GEFFEL, M. J.; THOMAS, G. M.; ROSSELLO, S. J. (1994). *Maximum water-table drawdown at a fully penetrating pumping well*. Ground Water, v.32, n.03, p. 411-419.
- HANTUSH, M. S.; (1962). *On de validity of the Dupuit-Forchheimer well-discharge formula*. J. Geoph. Res. v.67, n.06, p. 2417-2420.
- HARR, M. E. (1962). *Groundwater and seepage*, McGraw-Hill Book Company.

- HELWEG, J.; JACOB, K. P. (1993). *Selecting optimal discharge rate for water-well*. J. Hydr. Engrg. v.117, n.07, p.934-939.
- HUANG, Y. H.; (1973). *Unsteady flow toward an artesian well*. Water Resour. Res., v.09, n.02, p.426.
- KAWECKI, M. W.; (1995). *Meaningful interpretation of step – drawdown tests*. Ground Water, v.33, n 01, p. 23-32.
- KIMBLER, O. K.; (1970). *Fluid model studies of the storage of freshwater in saline aquifers*. Water Resour. Res., v.06, n.05, p.1522-1527.
- KRUSEMAN, G. P.; RIDDER, N. A. (1994). *Analysis and evaluation of pumping test data*, International Institute for Land Reclamation and Improvement., Cap. 01 - Basic Concepts and Definitions., p. 13-25.; Cap. 05 - Unconfined Aquifers., p. 99-108., Cap. 14 - Well-performance Test., p. 199-217.
- MANUAL DE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DE POÇOS TUBULARES PROFUNDOS – DAEE, 1986.
- MARSYLI, G.; (1986). *Quantitative hydrogeology, groundwater hydrogeology for engineers*, Translate by Gunilla de Marsily, Academic Press. Cap 01 - The Water Cycle. P. 01-12.
- MOENCH, A. F. (1993). *Computation of type curves for flow to partially penetrating wells in water – table aquifers*. Ground Water, v.31, n.06, p. 966-971.
- MOENCH, A. F. (1994). *Specific yields as determined by type – curve analysis of aquifer - test data*. Ground Water, v.32, n 06, p. 949-957.

- MOENCH, A. F. (1995). *Combining, the Neuman and Boulton models for flow to a well in an unconfined aquifer*. Ground Water, v.33, n 03, p. 378-384.
- MOENCH, A. F. (1996). *Flow to a well in a water-table aquifer: An improved Laplace transform solution*. Ground Water, v.34, n.04, p,593-596.
- MONTENEGRO, S. M. G. L.; (1989). *Estudo experimental e numérico de drenagem subterrânea: aplicação do método dos elementos de contorno*. São Carlos. 203p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- NARASIMHAN, T. N.; ZHU, M. (1993). *Transient flow of water to a well in an aquifer: Applicability of some conceptual models*. Water Resour. Res. v.29, n.01, p.179-191.
- NEUMAN, S. P.; WITHERSPOON, P. A., (1971). *Analysis of nonsteady flow with a free surface using the finite element method*. Water Resour. Res. v.07, n.03, p.611-623.
- NEUMAN, S. P. (1972). *Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table*. Water Resour. Res. v.08, n.04, p.1031-1045.
- NEUMAN, S. P. (1974). *Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed gravity response*. Water Resour. Res. v.10, n.02, p.303-312.
- NEUMAN, S. P. (1975). *Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifer considering delayed gravity response*. Water Resour. Res. v.11, n.02, p.329-342.

- PANDIT, A.; AOUN, J. M. A. (1993). *Numerical modeling of axisymmetric flow*. Ground Water, v.32, n.03, p.458-464.
- SAKTHIVADIVEL, R.; RUSHTON, K. R. (1989). *Numerical analysis of large diameter wells with a seepage face*. J. Hydrol. v.107, p.43-55.
- SINGH, K. K. et al. (1995). *Ground-water flow into nonpenetrating well*. J. Irrig. and Drain. Engrg. v.121, n.01, p.8-20.
- STANCAT, G.; NOGUEIRA, J. B.; VILAR, O. M.; (1981). *Ensaio de laboratório em mecânica dos solos*. Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos - Departamento de Geotecnia. Cap. 05 - Análise Granulométrica. p. 42-61
- STREETER, V. L.; WYLIE, E. B.; (1980). *Mecânica dos fluidos*, McGraw-Hill, Cap. 04 - Análise Dimensional e Semelhança Dinâmica., p. 166-192
- STRELTSOVA, T.D. (1972). *Unsteady radial flow in a unconfined aquifer*. Water Resour. Res, v.08, n.04, p.1059-1066.
- TOOD, D. K.; (1980). *Groundwater hydrology*, John Wiley & Sons, New York

APÊNDICE I

DESENVOLVIMENTO DOS GRUPOS ADIMENSIONAIS.

O desenvolvimento dos Grupos Adimensionais foi feito segundo o Teorema de Buckingham.

As grandezas envolvidas são: Q , H_o , h_p , h , t , r , r_p , R , S_y , e K , com dimensões L e T . O método consiste em escolher duas das nove grandezas com dimensões diferentes entre elas sendo estas usadas como base.

Nota-se que as relações propostas entre as grandezas que expressam comprimento podem ser montadas sem a necessidade de se desenvolver o teorema, pois possuem a mesma dimensão L .

A variável de importância para o trabalho se refere a altura h , pois é a incógnita procurada principalmente na face de percolação.

Temos que esta altura é dependente de todas as outras variáveis portanto:

$$h = f(Q, K, H_o, h_p, t, r, r_p, S_y, R)$$

Adotando Q e H_o como grandezas de base sendo H_o para valores que expressam comprimento montamos os seguintes grupos:

$$\pi_1 = \frac{h}{H_o}; \quad \pi_2 = \frac{r}{H_o}; \quad \pi_4 = \frac{h_p}{H_o}; \quad \pi_5 = \frac{R}{H_o}; \quad \pi_6 = \frac{r_p}{H_o};$$

Para o tempo (t):

$$\pi_3 = H_o^{x_1} Q_o^{y_1} t \Rightarrow \pi_3 = (L)^{x_1} \left(\frac{L^3}{T} \right)^{y_1} T \Rightarrow \pi_3 = (L)^{x_1} (L^3 T^{-1})^{y_1} T = L^o T^o$$

na dimensão L temos:

$$x_1 + 3y_1 = 0 \tag{01}$$

na dimensão T :

$$-y_1 + 1 = 0 \Rightarrow y_1 = 1 \tag{02}$$

aplicando em (01):

$$x_1 + 3 = 0 \Rightarrow x_1 = -3 \tag{03}$$

Na situação original teremos:

$$\pi_3 = H_o^{-3} Q t \Rightarrow \pi_3 = \frac{Q t}{H_o^3}$$

Para a permeabilidade (K):

$$\pi_7 = Q^{x_1} H_o^{y_1} K \Rightarrow \pi_7 = \left(\frac{L^3}{T}\right)^{x_1} (L)^{y_1} \frac{L}{T} \Rightarrow \pi_7 = (L^3 T^{-1})^{x_1} (L)^{y_1} (L T^{-1}) = L^o T^o$$

em L temos:

$$3x_1 + y_1 + 1 = 0 \quad (04)$$

para T:

$$-x_1 - 1 = 0 \Rightarrow x_1 = -1 \quad (05)$$

aplicando em (04):

$$-3 + y_1 + 1 = 0 \Rightarrow y_1 = 2 \quad (06)$$

Na situação original teremos:

$$\pi_7 = Q^{-1} H_o^2 t \Rightarrow \pi_7 = \frac{K H_o^2}{Q}$$

APÊNDICE II

APRESENTAÇÃO GRÁFICA E TABULAR DOS ENSAIOS PARA O CASO NÃO PERMANENTE – AREIA AJ 50/60

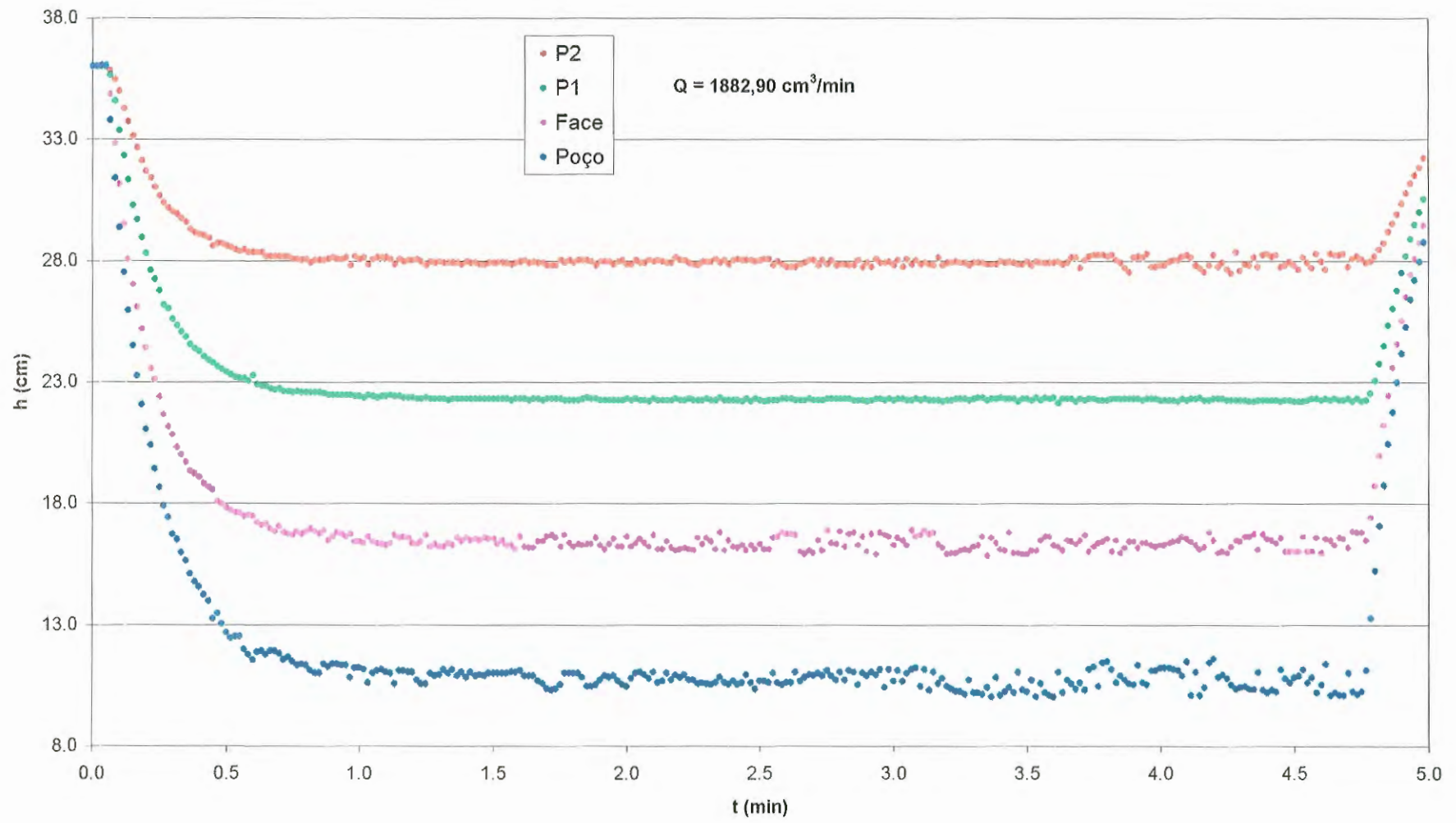
Obs.: Os tempos presentes em cada ensaio se referem ao tempo de "bombeamento"

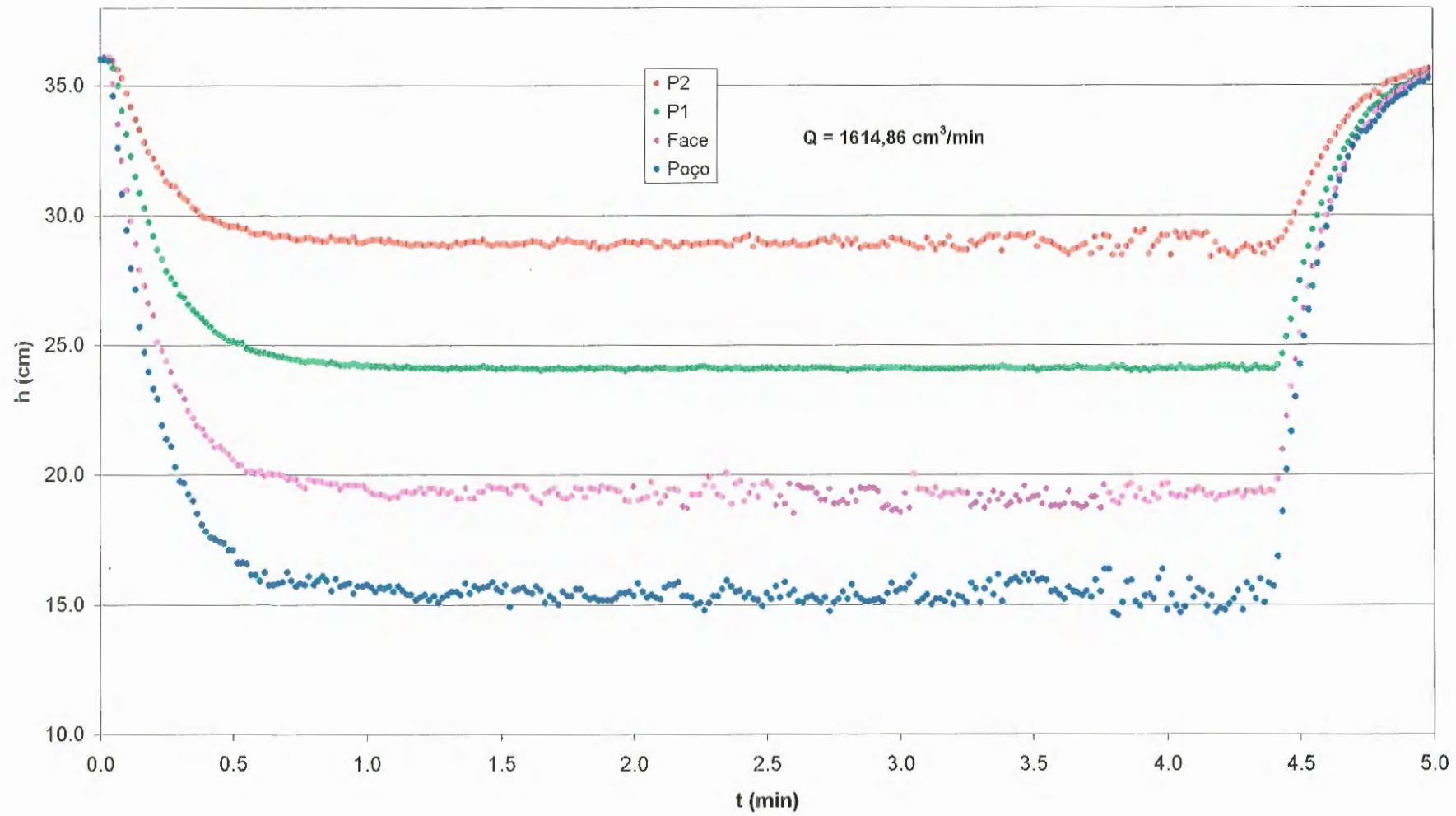
AREIA AJ 50/60

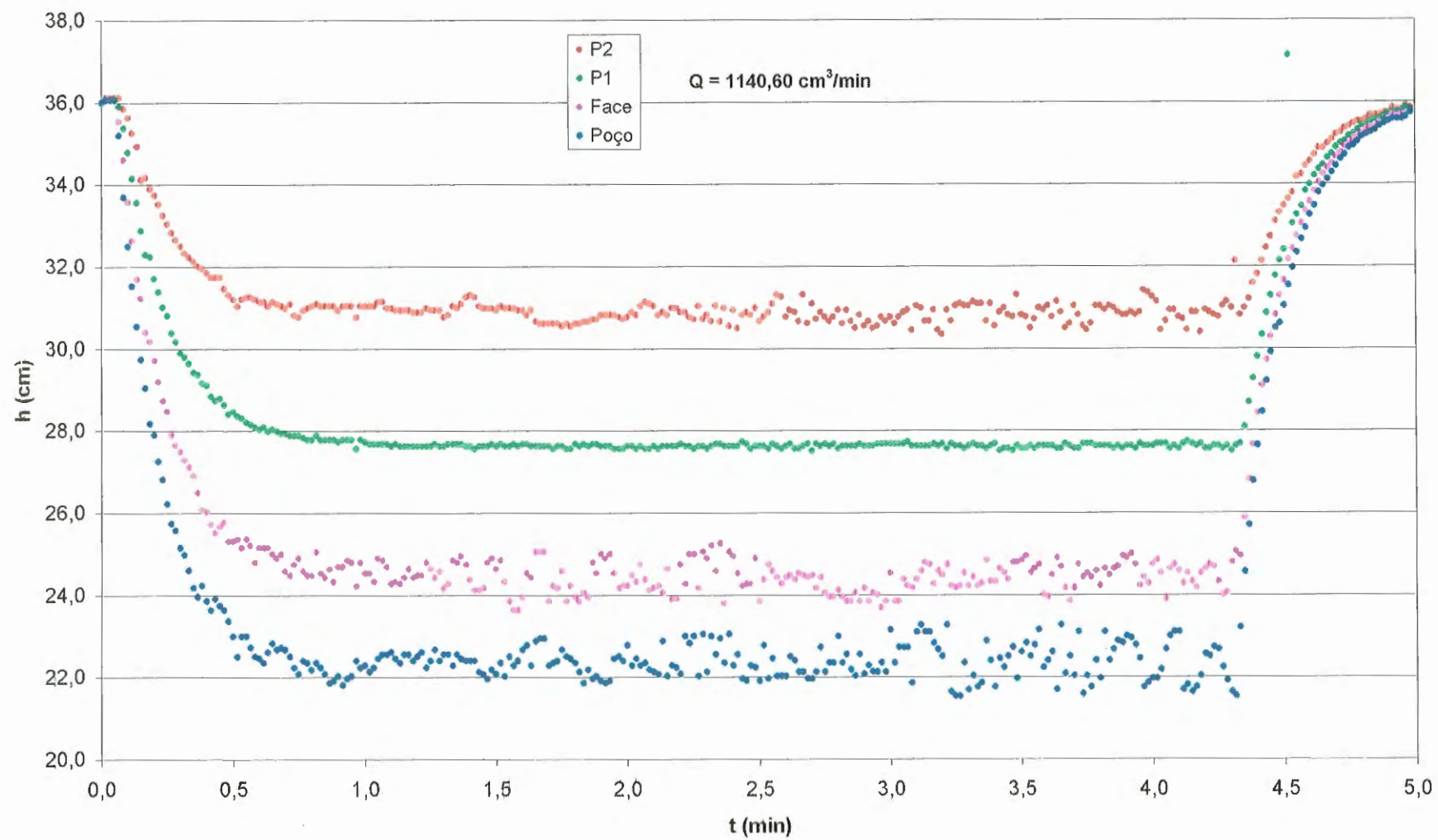
| t | Q | h _{poço} | h _{face} | h _{P1} | h _{P2} | h _{P3} | h _{P4} | h _{P5} | h _{P6} | H _o |
|-------|------------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|
| (min) | (cm ³ /min) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) |
| 4,75 | 1882,90 | 10,30 | 15,75 | 22,10 | 27,80 | 31,00 | 33,30 | 35,50 | 36,00 | 36,00 |
| 4,43 | 1614,86 | 14,80 | 18,75 | 23,85 | 28,70 | 31,60 | 33,60 | 35,60 | 36,00 | 36,00 |
| 4,27 | 1140,60 | 21,70 | 24,00 | 27,40 | 30,70 | 32,80 | 34,30 | 35,80 | 36,00 | 36,00 |
| 4,05 | 695,66 | 27,50 | 28,85 | 30,80 | 32,65 | 34,05 | 35,00 | 36,00 | 36,00 | 36,00 |
| 4,62 | 1808,16 | 6,30 | 13,50 | 19,65 | 25,20 | 28,30 | 30,40 | 32,50 | 32,97 | 33,00 |
| 3,72 | 1624,91 | 9,80 | 14,80 | 20,45 | 25,60 | 28,55 | 30,60 | 32,55 | 32,97 | 33,00 |
| 4,62 | 1270,81 | 15,50 | 18,65 | 22,85 | 26,95 | 29,35 | 31,00 | 32,70 | 33,00 | 33,00 |
| 4,18 | 933,51 | 20,90 | 22,90 | 25,75 | 28,50 | 30,30 | 31,55 | 32,90 | 33,00 | 33,00 |
| 4,23 | 659,89 | 24,70 | 26,00 | 27,95 | 29,85 | 31,00 | 32,15 | 32,98 | 33,00 | 33,00 |
| 4,25 | 975,56 | 14,85 | 17,45 | 20,85 | 24,10 | 26,65 | 27,45 | 28,80 | 28,98 | 29,00 |
| 4,00 | 663,31 | 19,89 | 21,35 | 23,55 | 25,65 | 27,10 | 28,00 | 28,97 | 28,98 | 29,00 |
| 4,42 | 1172,06 | 11,40 | 14,99 | 19,20 | 23,15 | 25,55 | 27,15 | 28,70 | 29,00 | 29,00 |
| 4,42 | 1422,11 | 6,05 | 12,40 | 17,55 | 22,30 | 25,05 | 26,80 | 28,55 | 29,00 | 29,00 |
| 4,17 | 1553,70 | 3,20 | 11,85 | 17,25 | 22,15 | 24,99 | 26,85 | 28,60 | 29,00 | 29,00 |
| 4,20 | 1621,60 | 1,20 | 11,70 | 17,20 | 22,10 | 24,90 | 26,80 | 28,60 | 29,00 | 29,00 |
| 4,35 | 707,69 | 14,15 | 16,25 | 18,75 | 21,25 | 22,85 | 23,85 | 24,95 | 25,00 | 25,00 |
| 4,28 | 458,41 | 18,35 | 19,50 | 21,15 | 22,50 | 23,65 | 24,35 | 25,00 | 25,00 | 25,00 |
| 3,83 | 1302,83 | 0,00 | 10,60 | 15,10 | 19,40 | 21,65 | 23,20 | 24,75 | 25,00 | 25,00 |
| 4,33 | 1199,72 | 2,25 | 10,65 | 15,15 | 19,35 | 21,65 | 23,20 | 24,75 | 25,00 | 25,00 |
| 4,53 | 1030,98 | 7,65 | 11,90 | 15,80 | 19,75 | 21,85 | 23,35 | 24,75 | 25,00 | 25,00 |
| 4,05 | 899,89 | 10,25 | 13,40 | 16,85 | 20,25 | 22,20 | 23,55 | 24,80 | 25,00 | 25,00 |

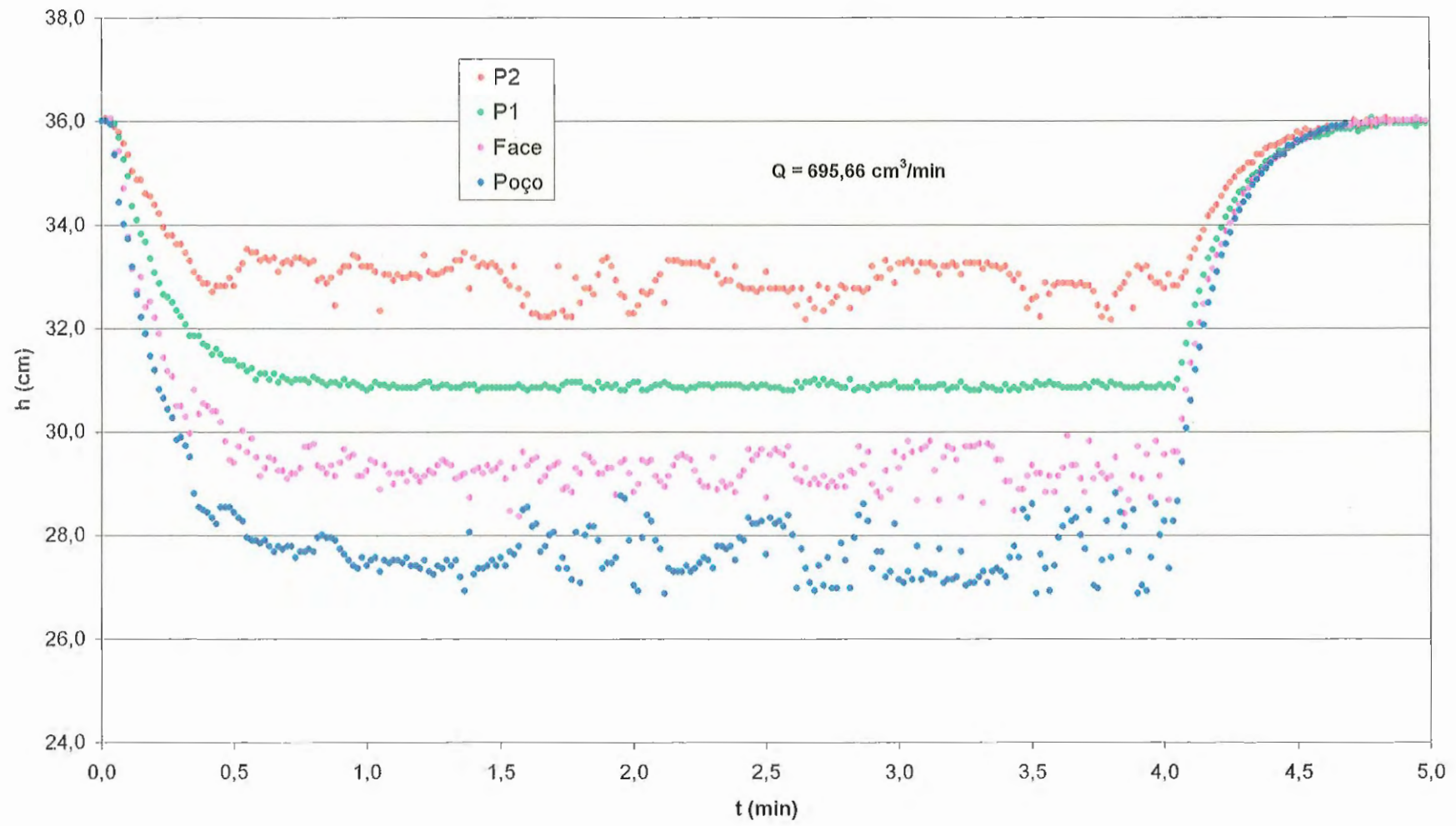
AREIA AJ 50/60

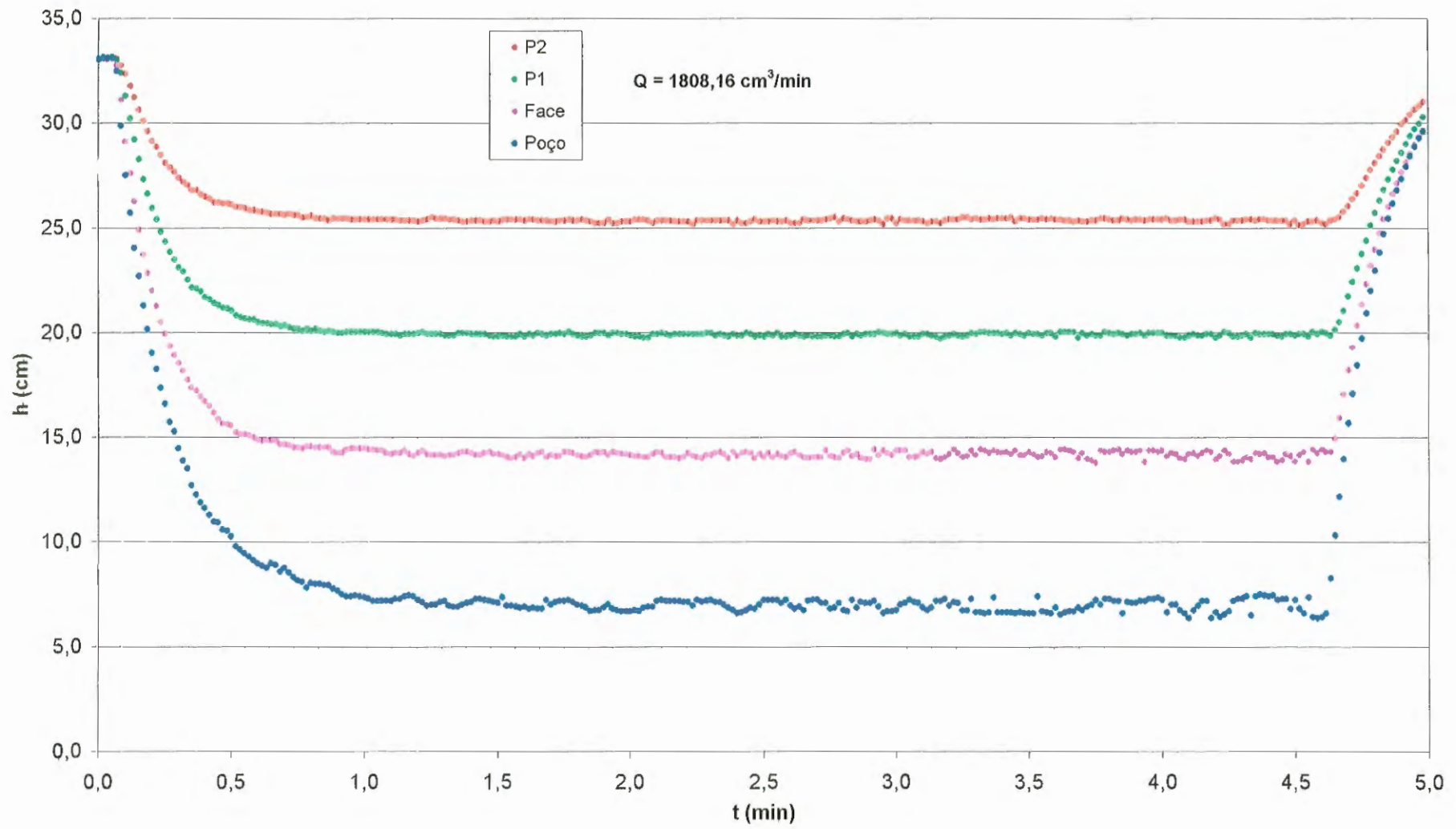
| t | Q | h_{poço} | h_{face} | h_{p1} | h_{p2} | h_{p3} | h_{p4} | h_{p5} | h_{p6} | H_o |
|--------------|-----------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| (min) | (cm³/min) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) |
| 4,37 | 499,96 | 13,80 | 14,40 | 17,25 | 19,10 | 20,30 | 21,00 | 21,90 | 21,95 | 22,00 |
| 4,43 | 361,86 | 16,25 | 17,40 | 18,65 | 19,95 | 20,85 | 21,40 | 21,90 | 21,95 | 22,00 |
| 3,57 | 1021,05 | 0,00 | 9,70 | 13,55 | 17,10 | 19,15 | 20,45 | 21,80 | 21,95 | 22,00 |
| 4,25 | 923,40 | 3,00 | 9,80 | 13,60 | 17,10 | 19,15 | 20,45 | 21,85 | 21,95 | 22,00 |
| 4,75 | 825,87 | 7,15 | 10,98 | 14,20 | 17,50 | 19,35 | 20,60 | 21,80 | 21,95 | 22,00 |
| 4,33 | 680,37 | 10,70 | 13,00 | 15,55 | 18,25 | 19,80 | 20,80 | 21,85 | 21,95 | 22,00 |
| 4,20 | 558,82 | 6,65 | 9,75 | 12,20 | 14,65 | 16,00 | 17,10 | 18,00 | 18,00 | 18,00 |
| 4,40 | 635,38 | 2,90 | 8,70 | 11,65 | 14,30 | 15,80 | 17,00 | 17,95 | 18,00 | 18,00 |
| 4,45 | 370,69 | 11,35 | 12,75 | 14,20 | 15,70 | 16,75 | 17,40 | 17,95 | 18,00 | 18,00 |
| 4,53 | 276,89 | 13,15 | 14,15 | 15,20 | 16,30 | 17,05 | 17,60 | 17,95 | 18,00 | 18,00 |
| 4,47 | 442,76 | 6,25 | 0.0905 | 11,15 | 13,25 | 14,60 | 15,42 | 16,00 | 16,00 | 16,00 |
| 4,50 | 285,94 | 10,55 | 0.1175 | 12,95 | 14,28 | 15,10 | 15,65 | 16,00 | 16,00 | 16,00 |
| 4,08 | 109,49 | 13,80 | 0.144 | 14,80 | 15,30 | 15,80 | 15,90 | 16,00 | 16,00 | 16,00 |

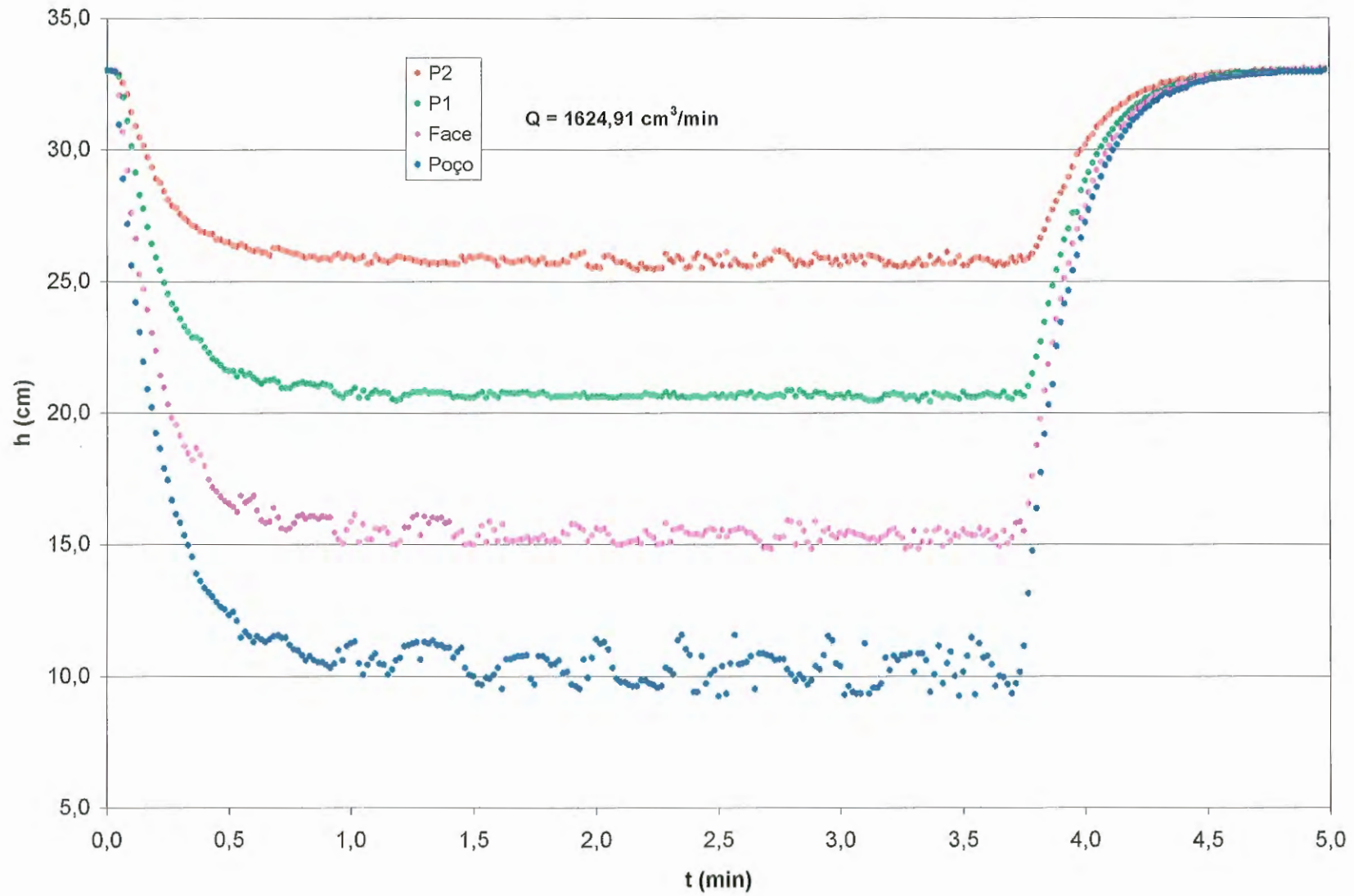


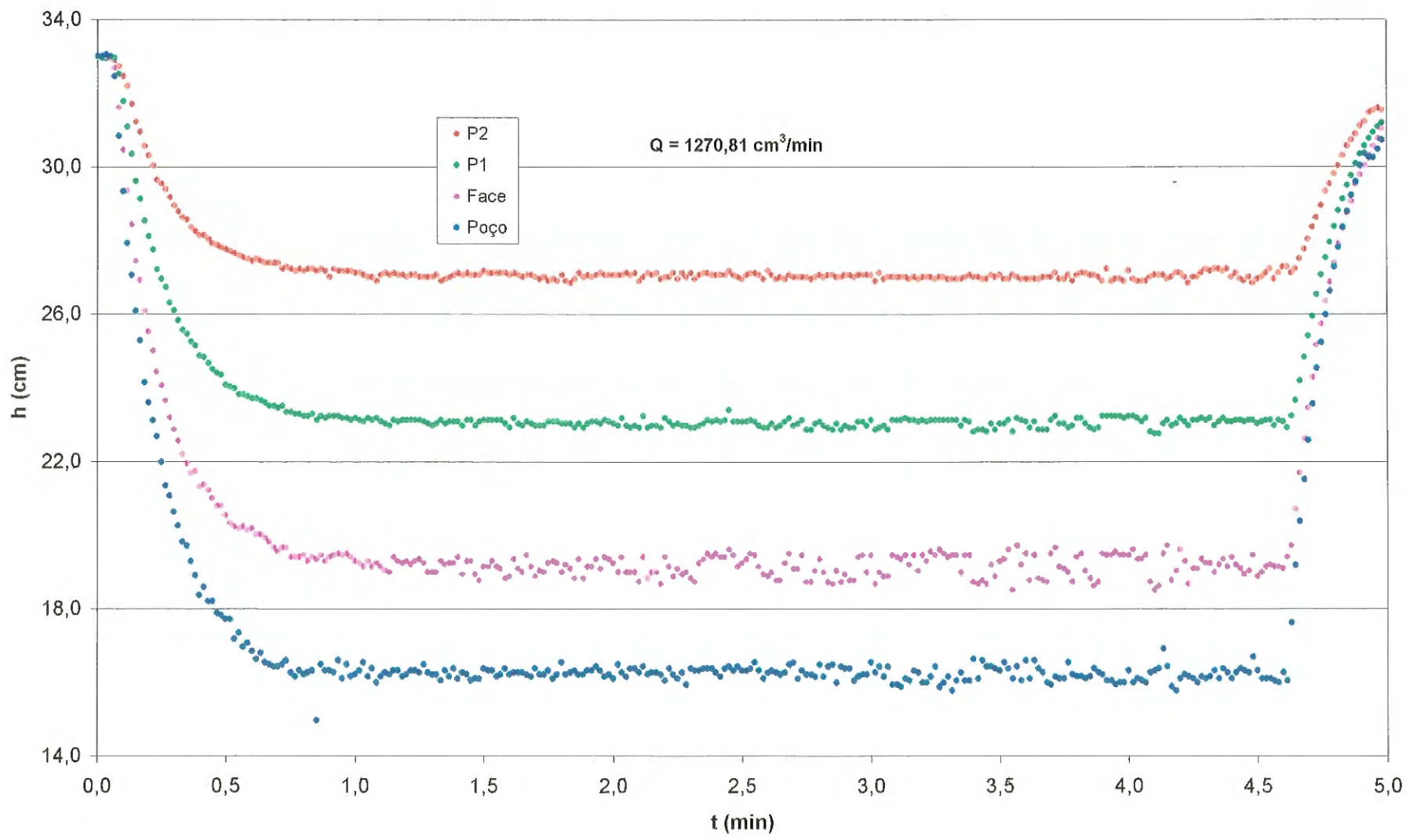


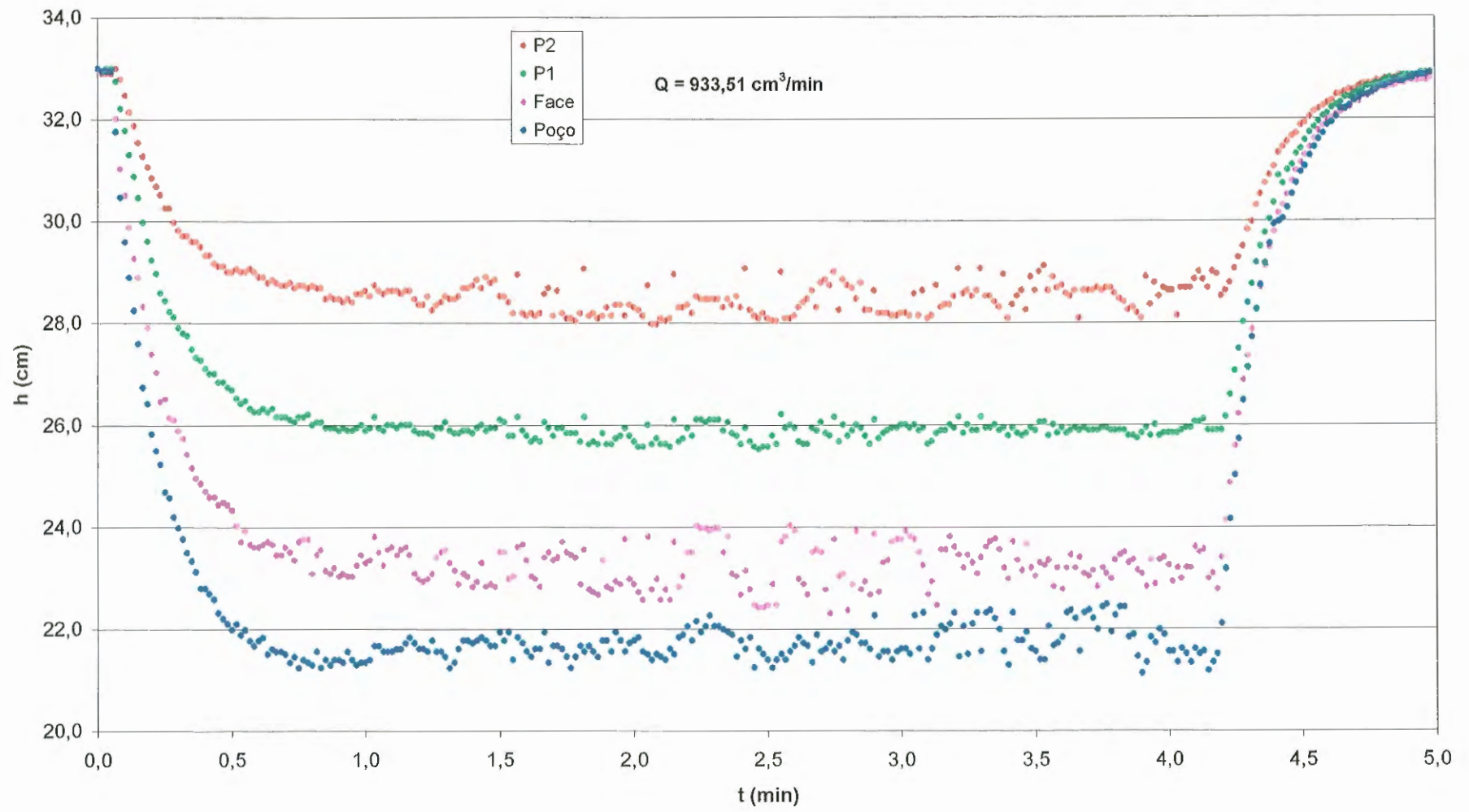


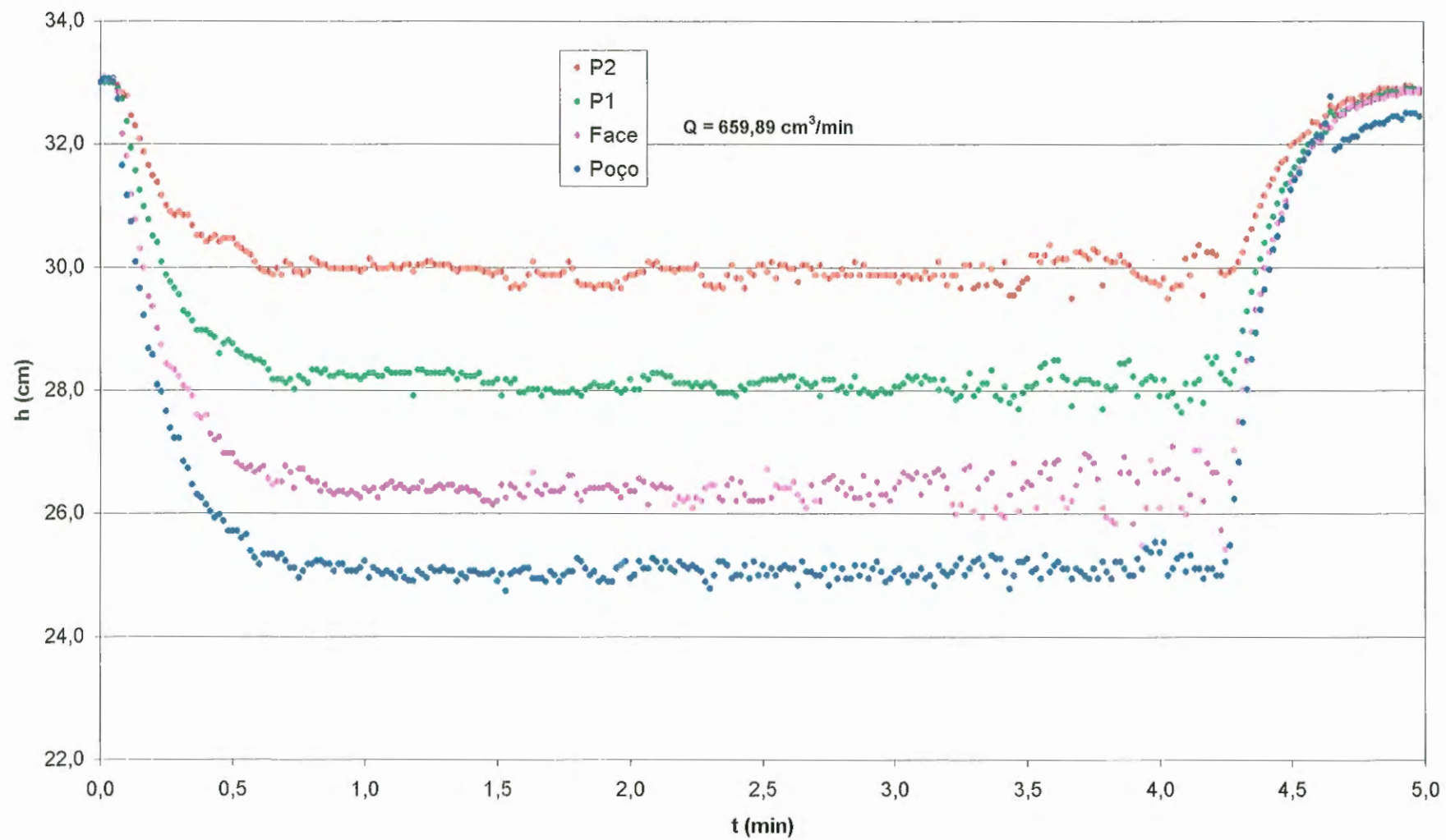


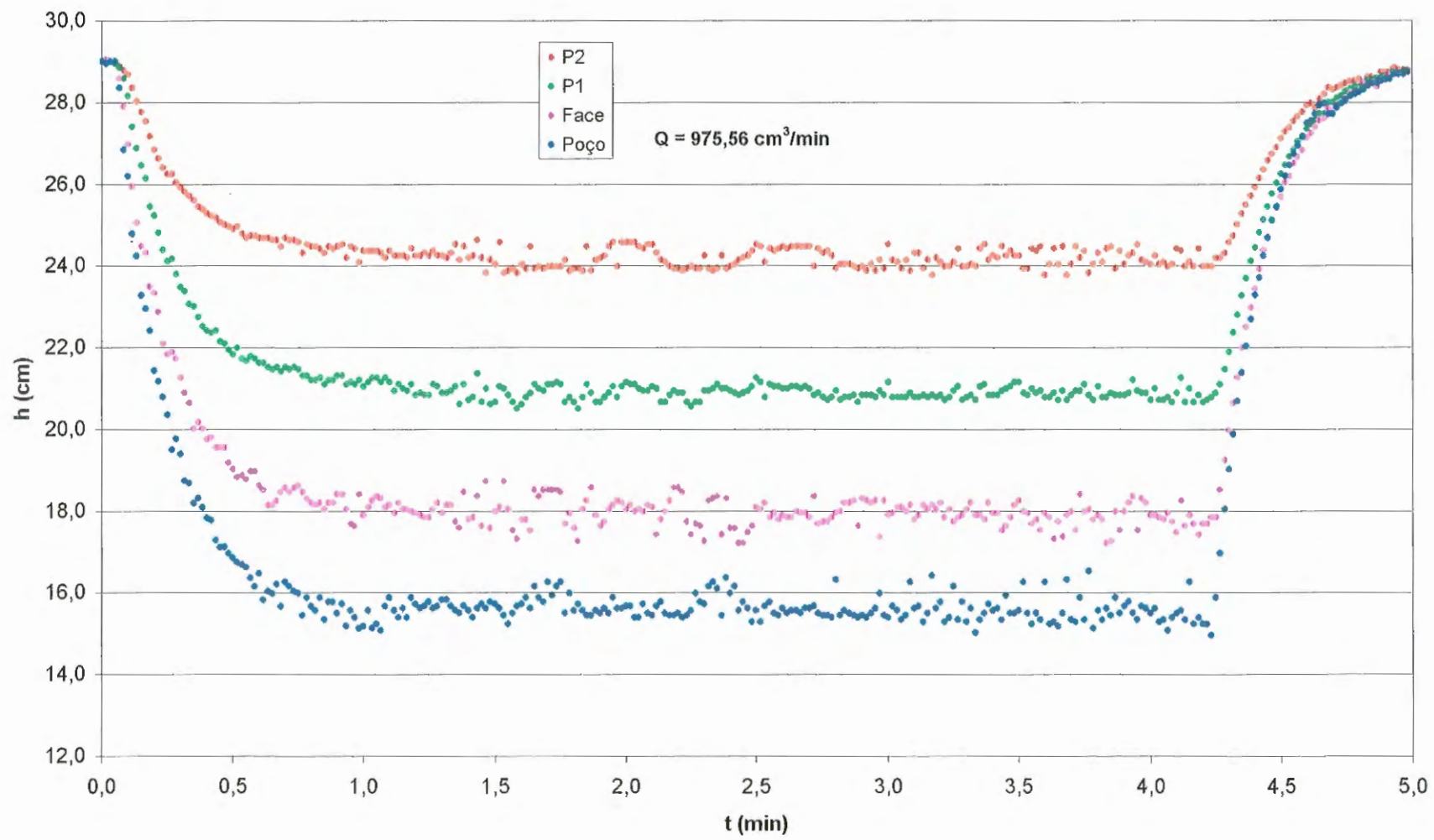


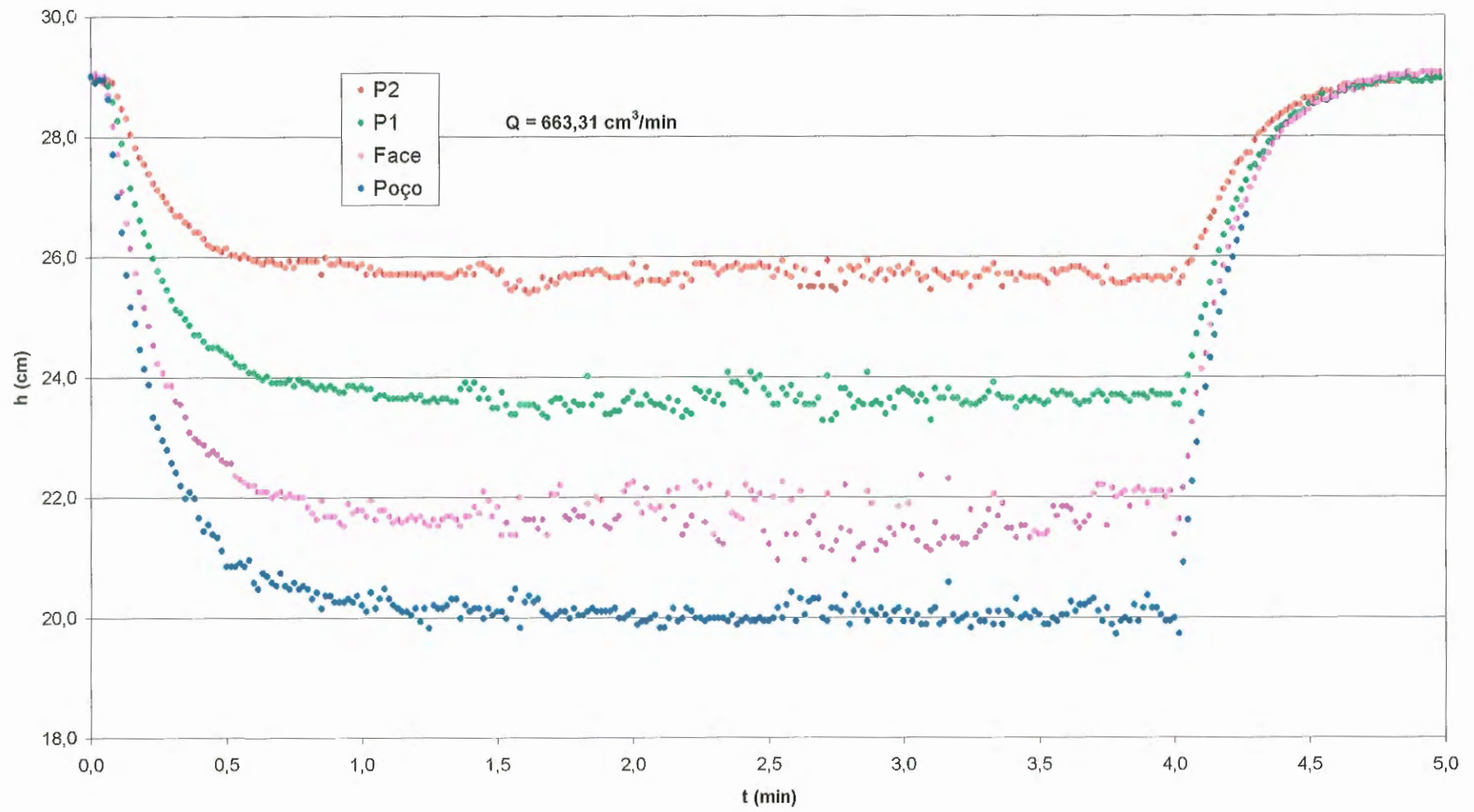


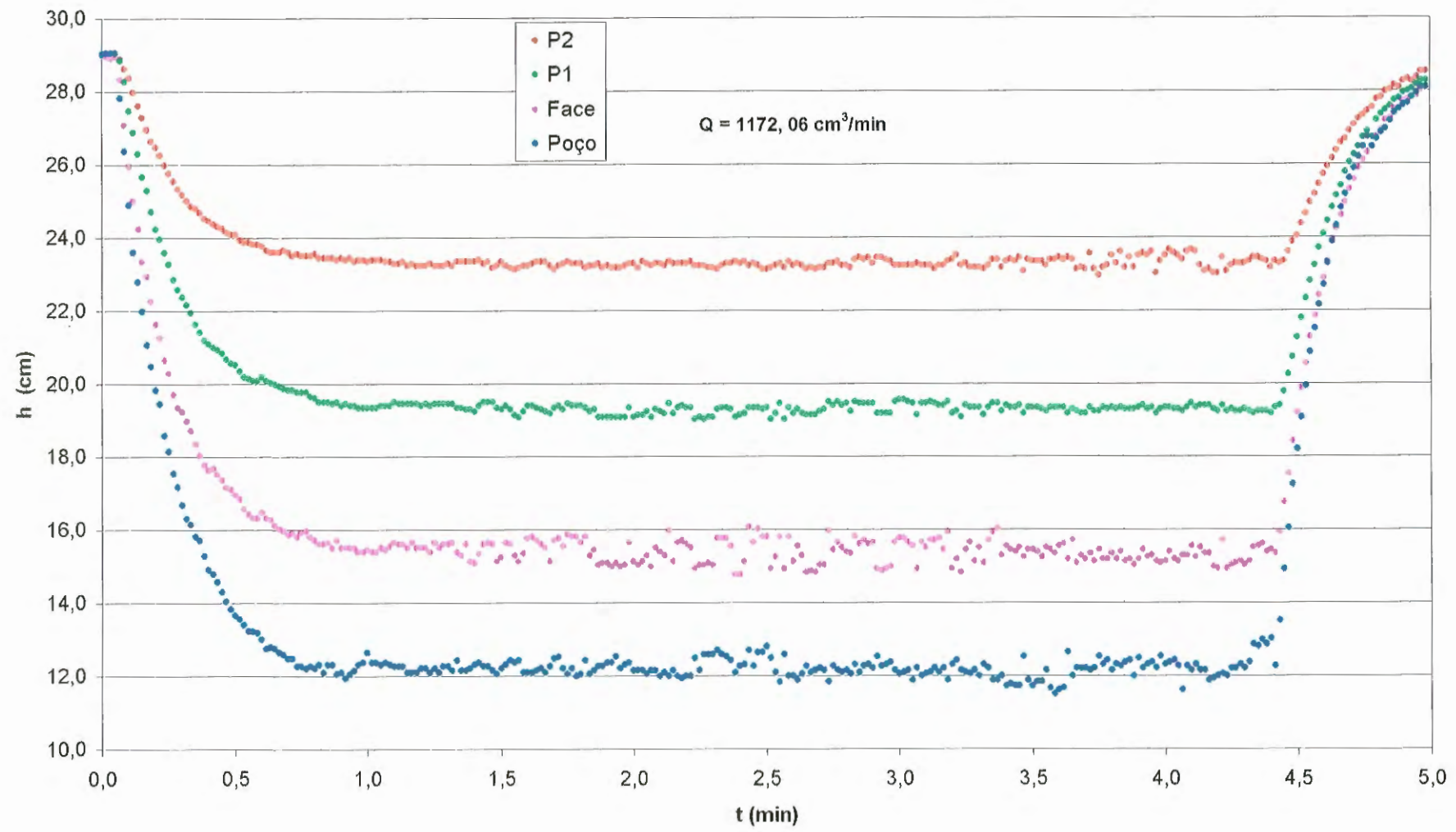


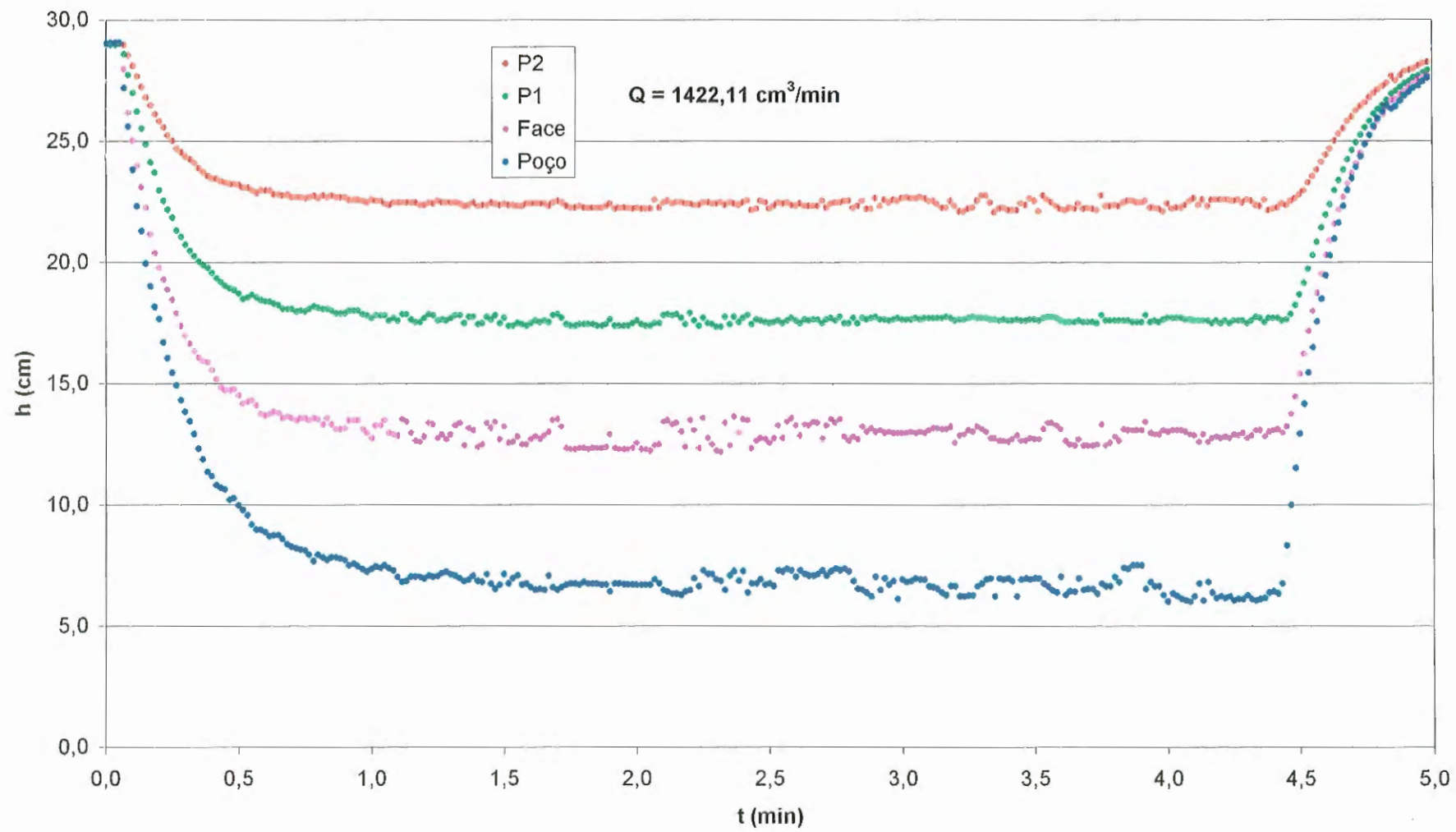


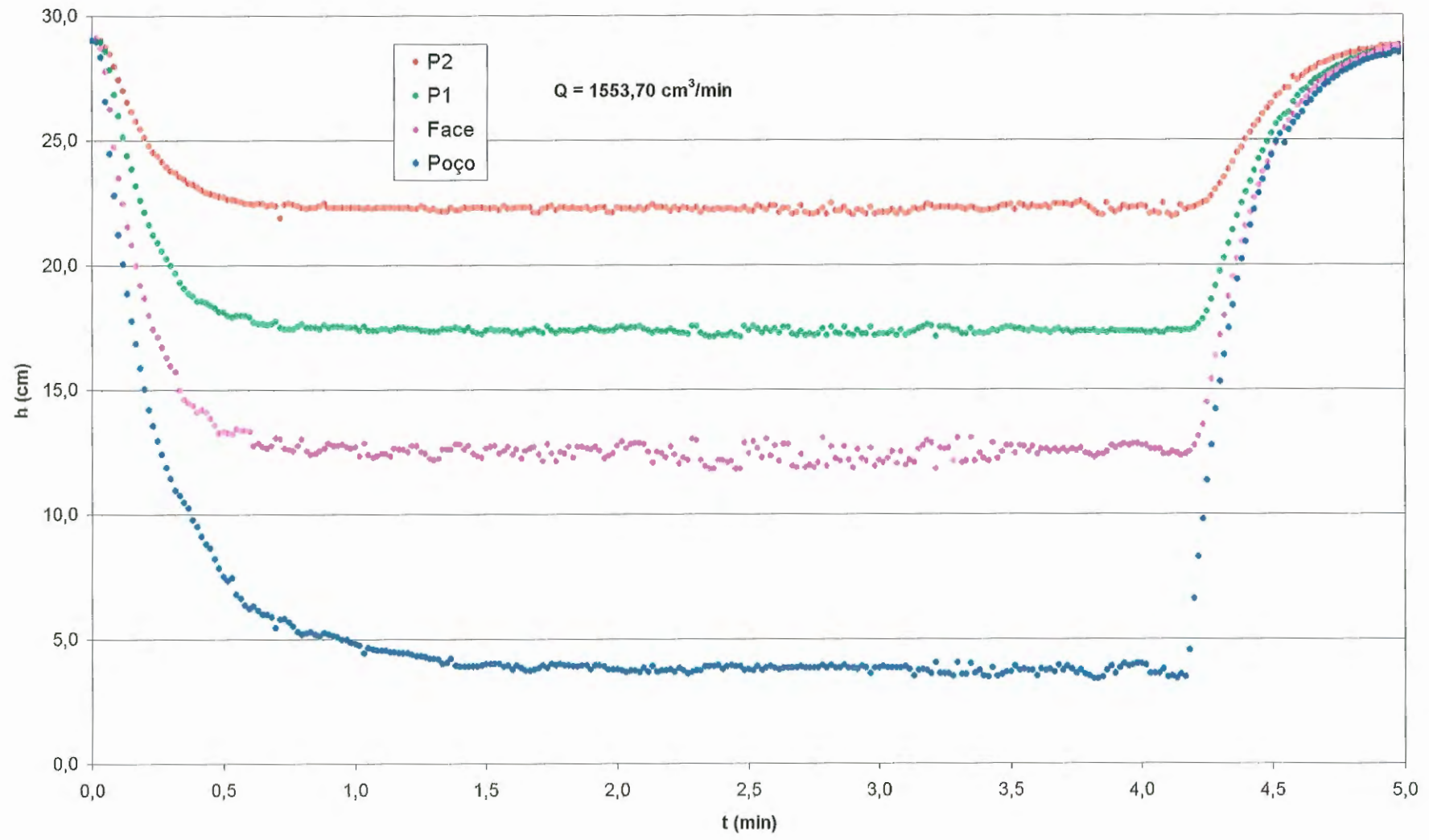


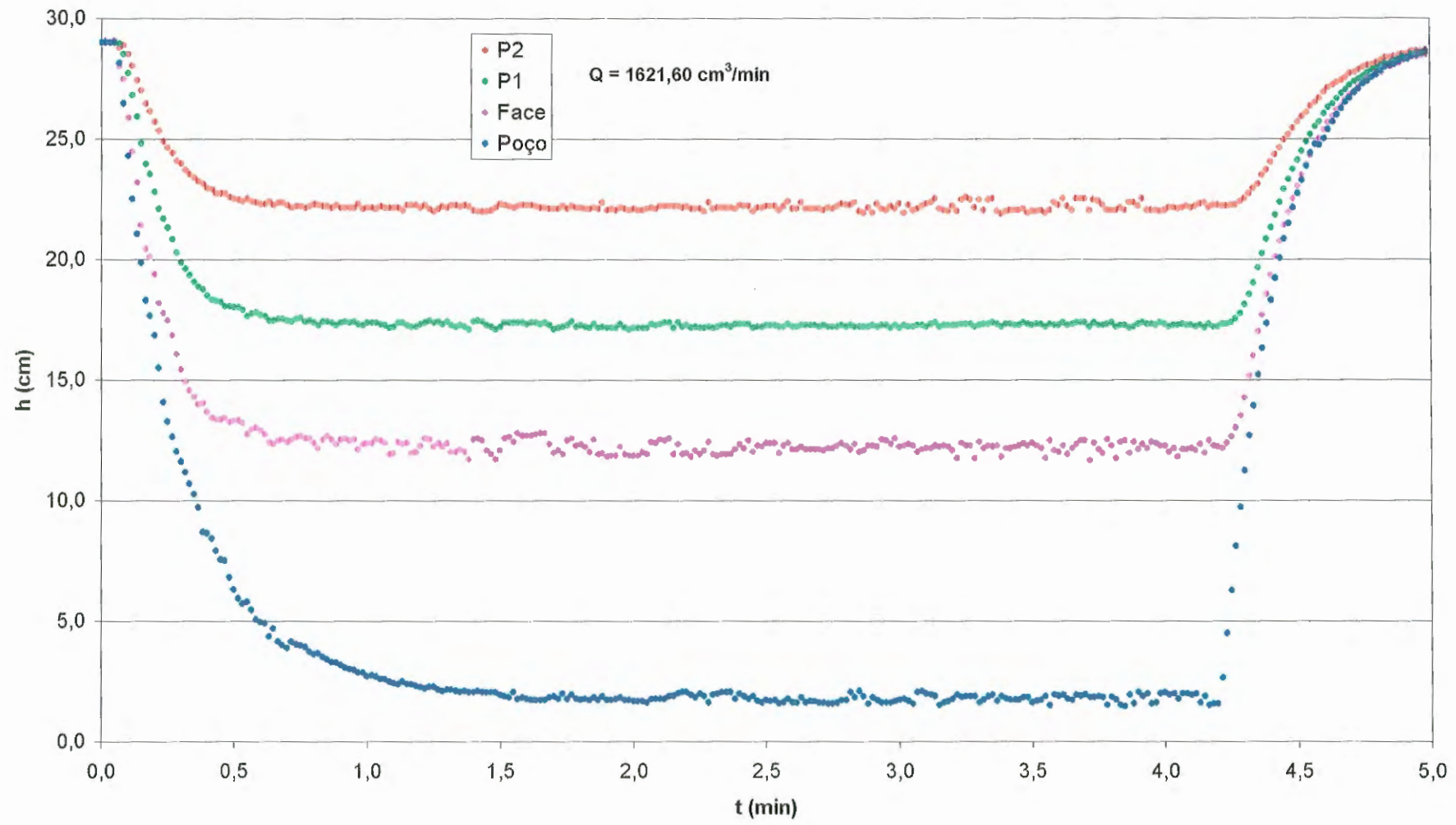


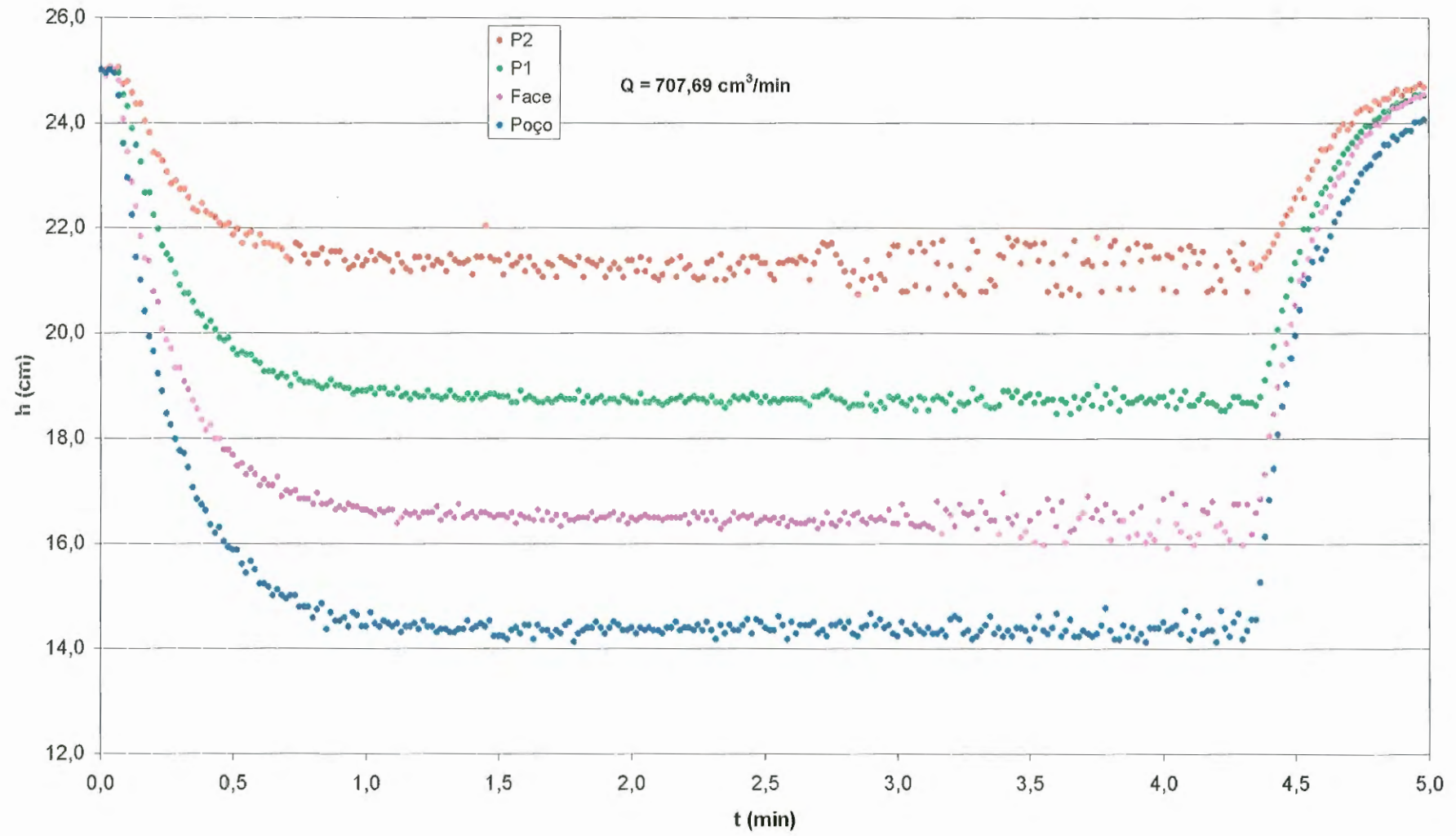


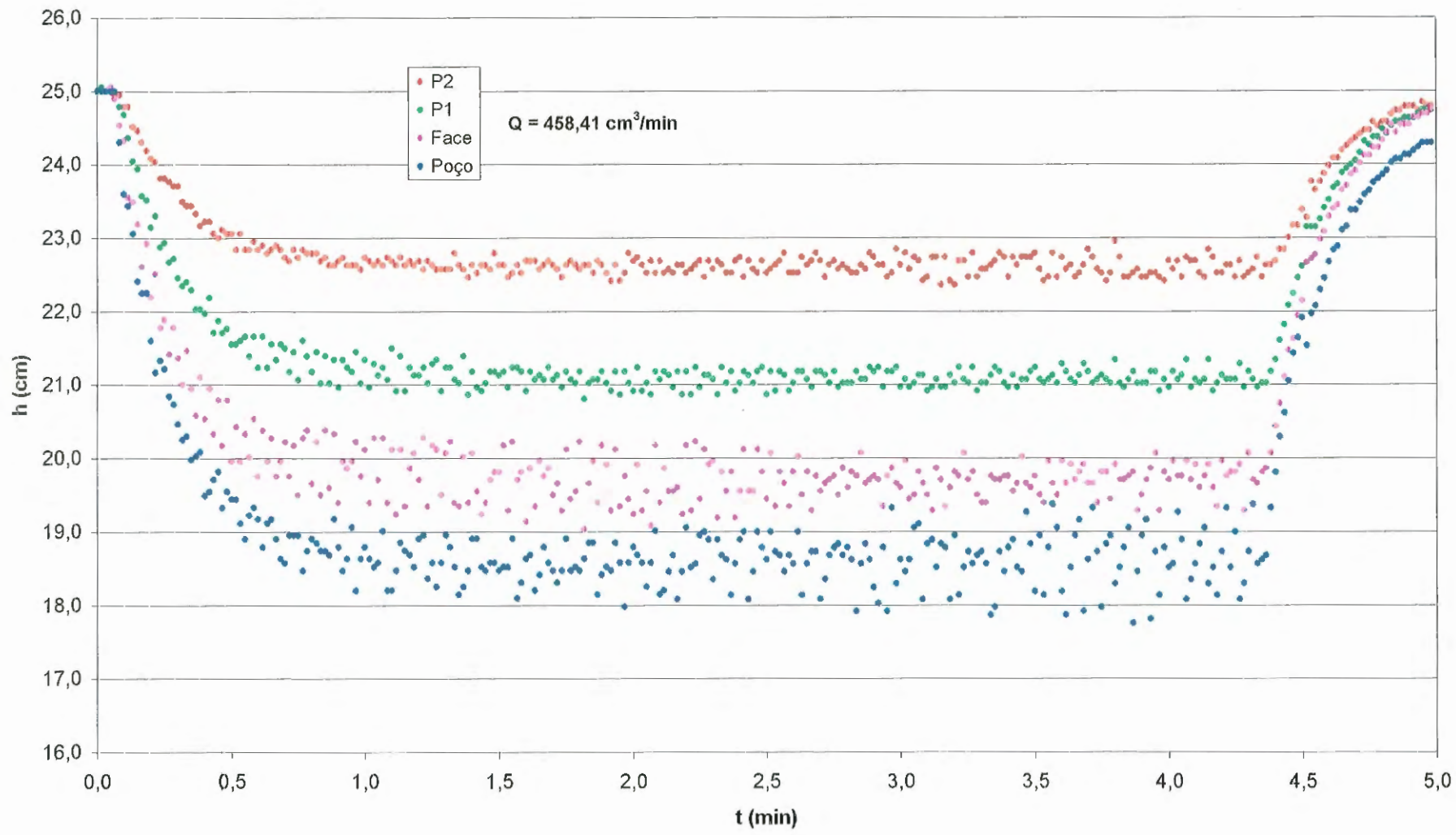


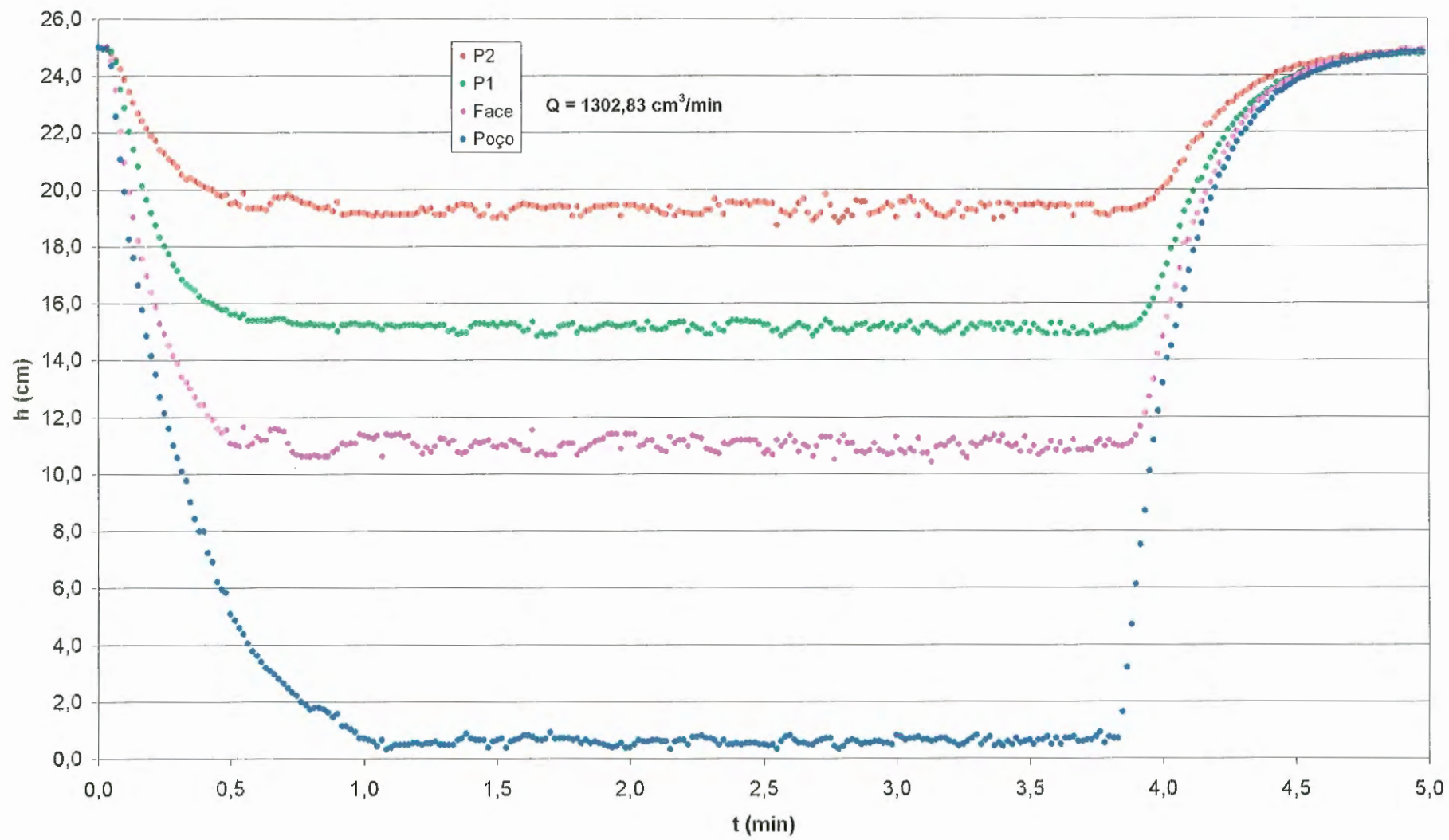


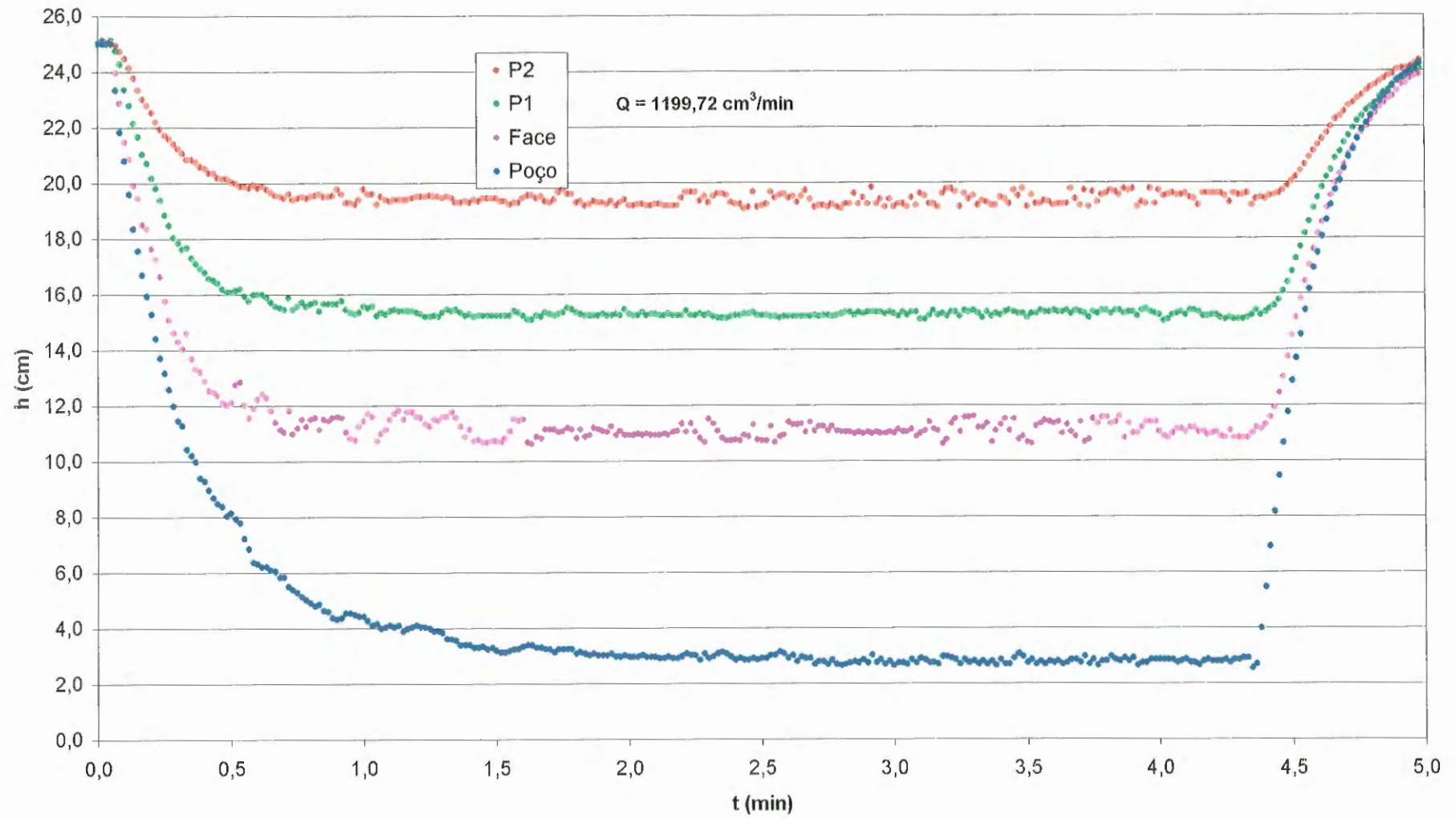


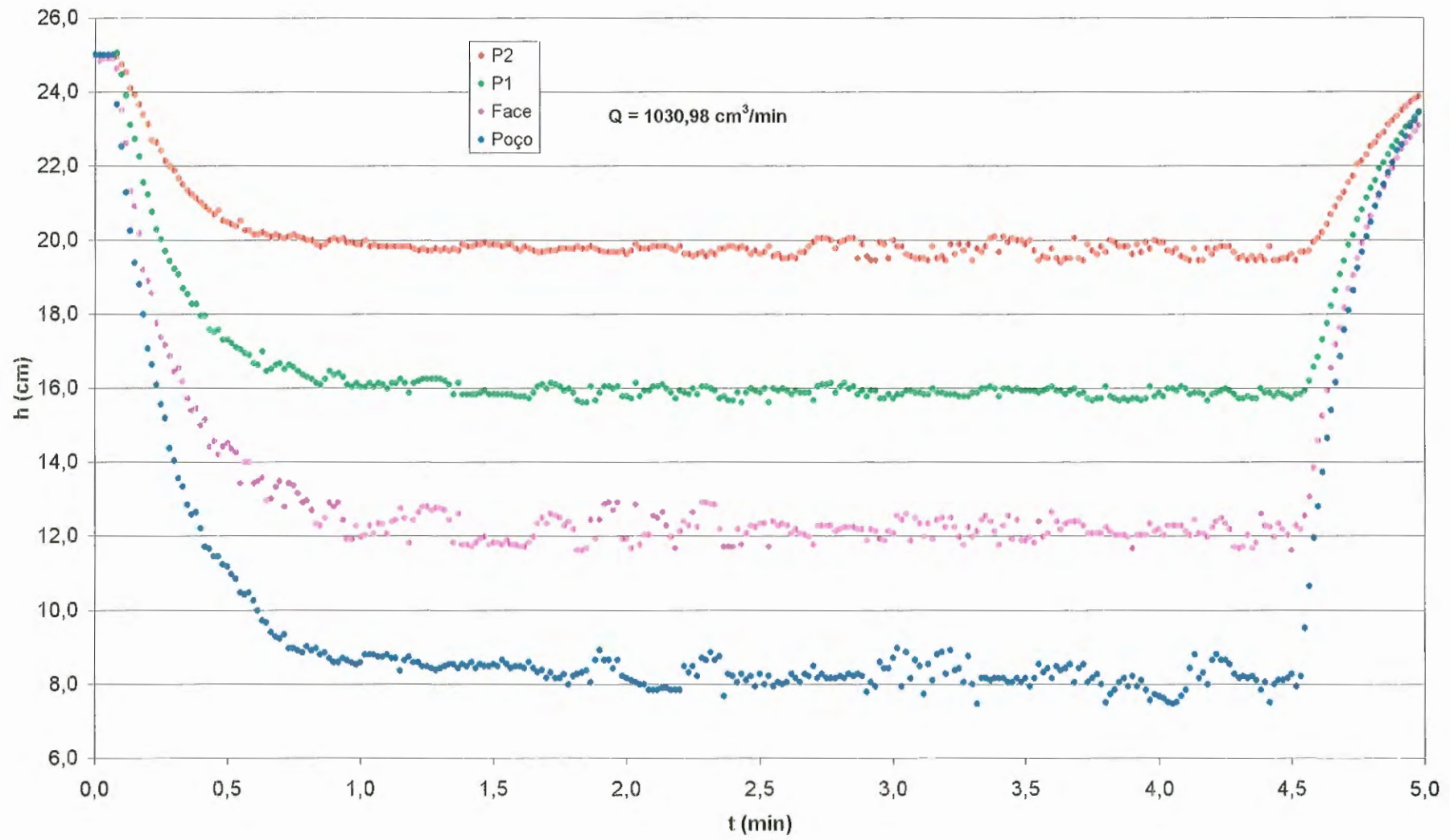


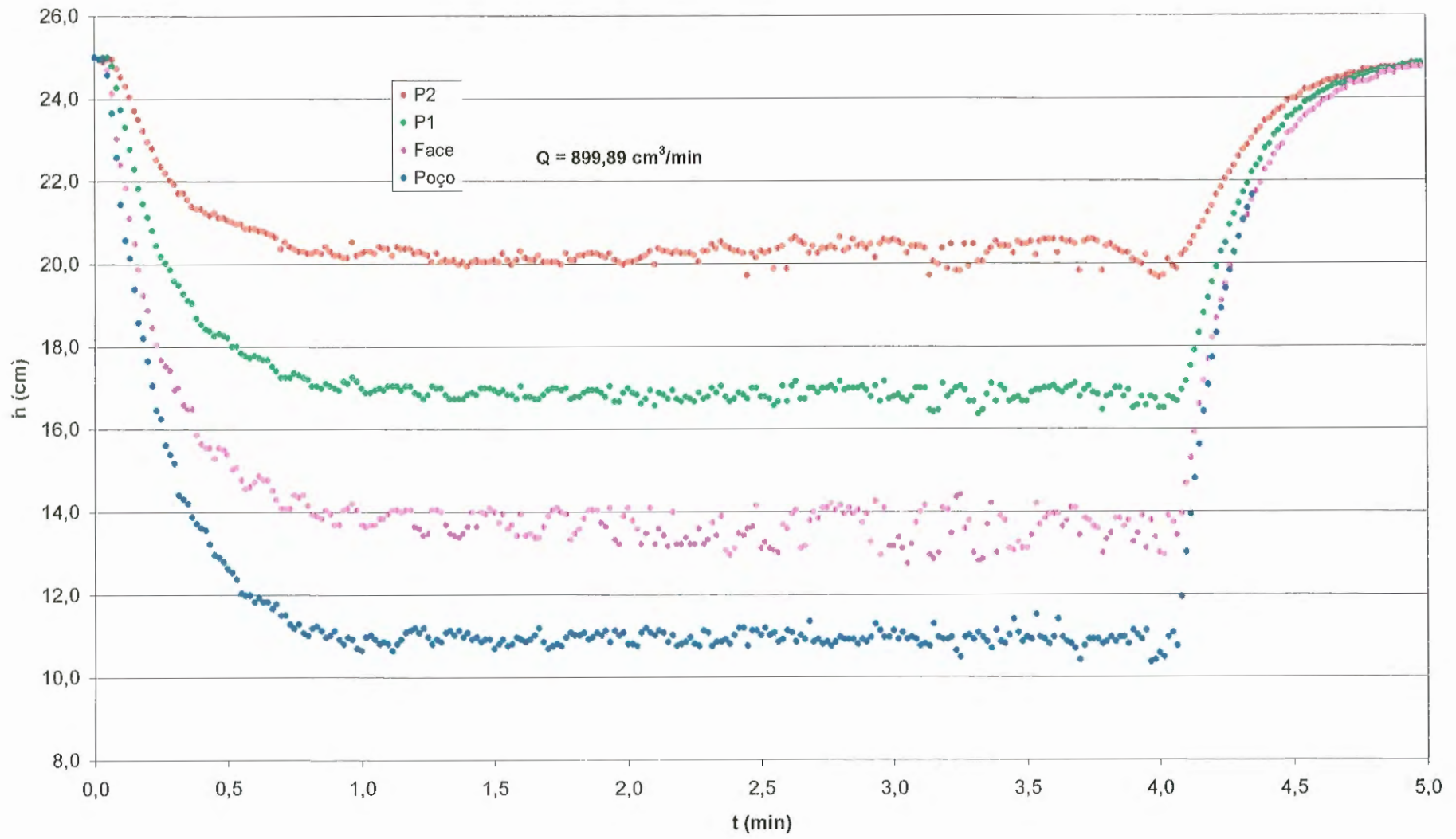


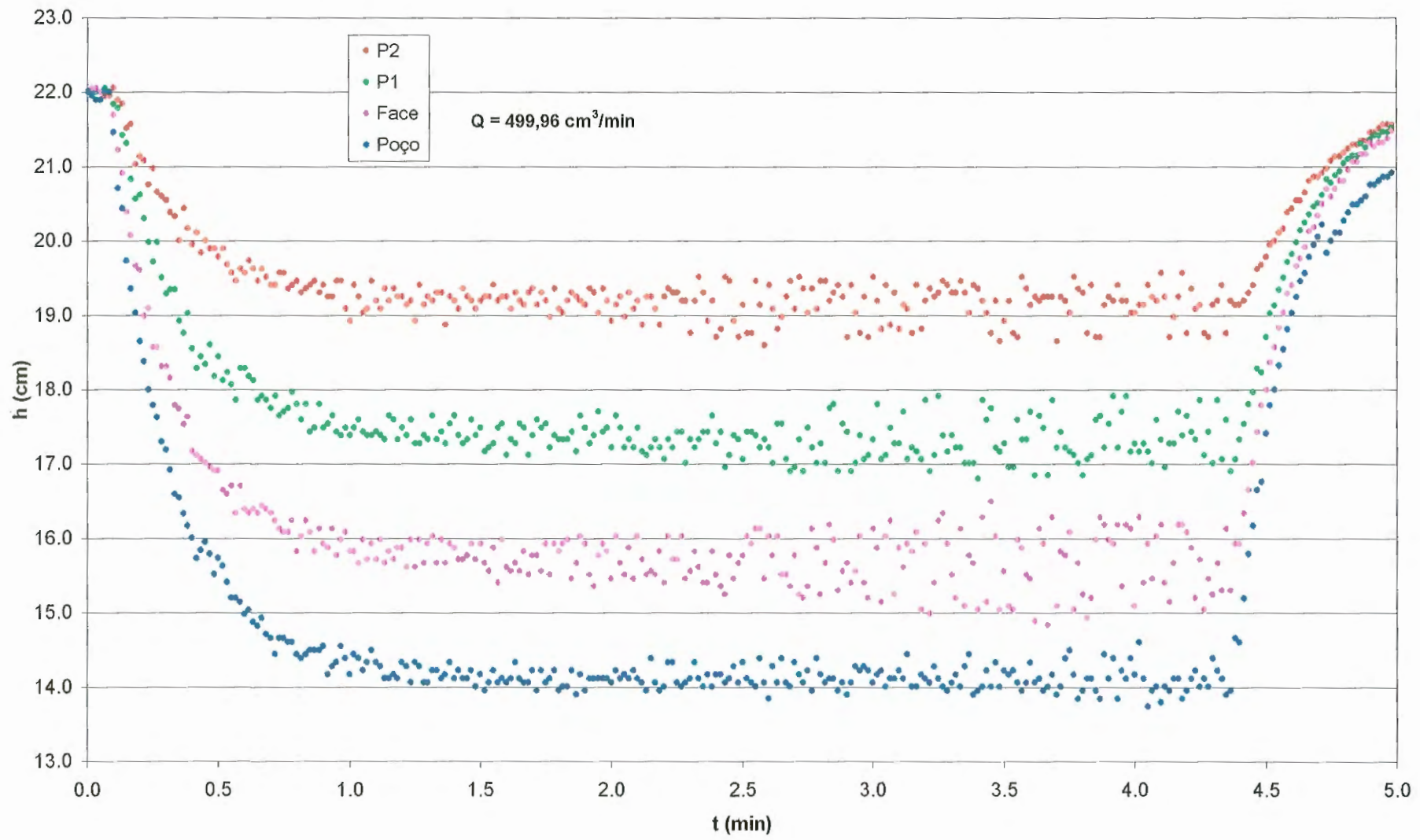


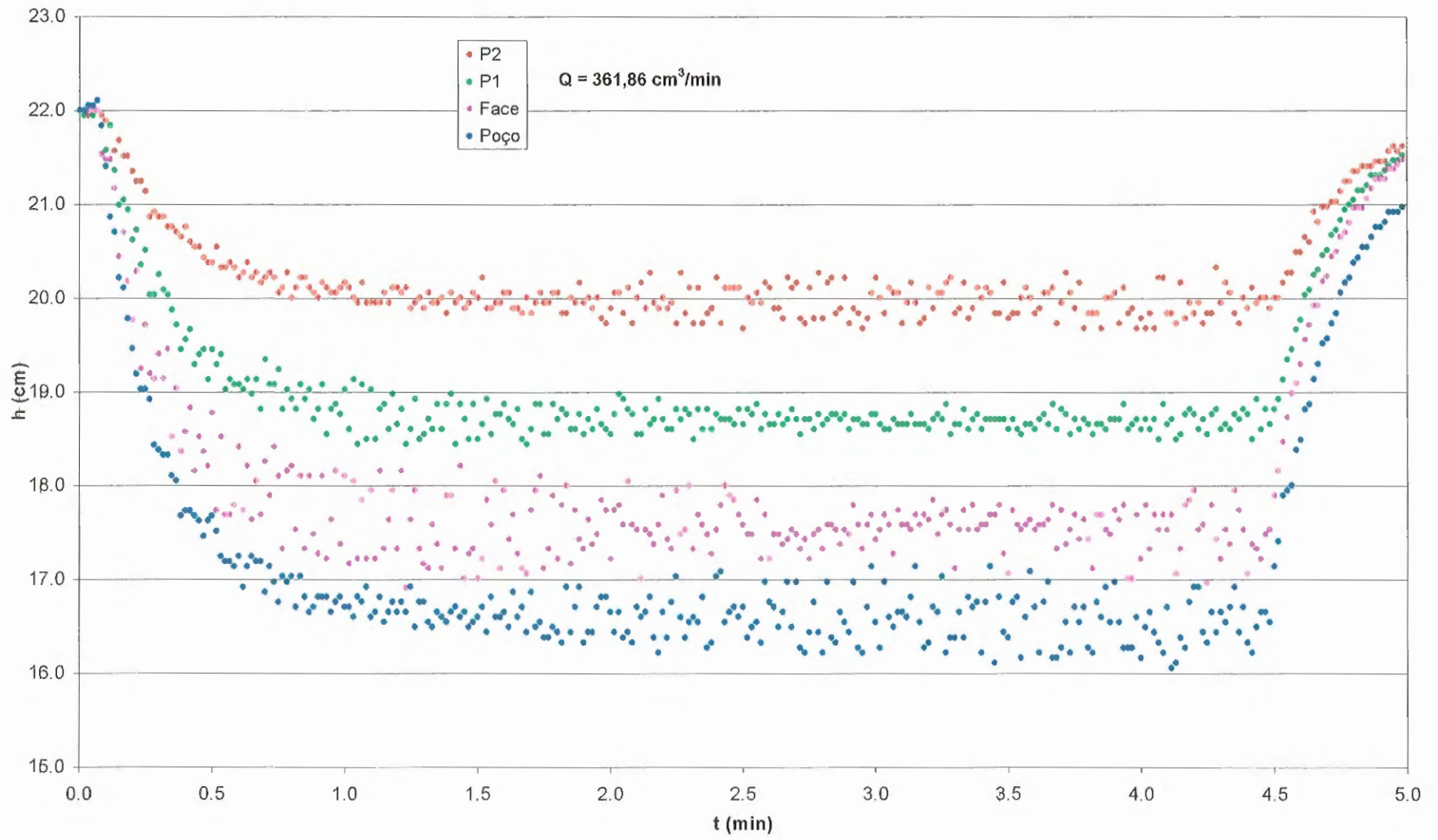


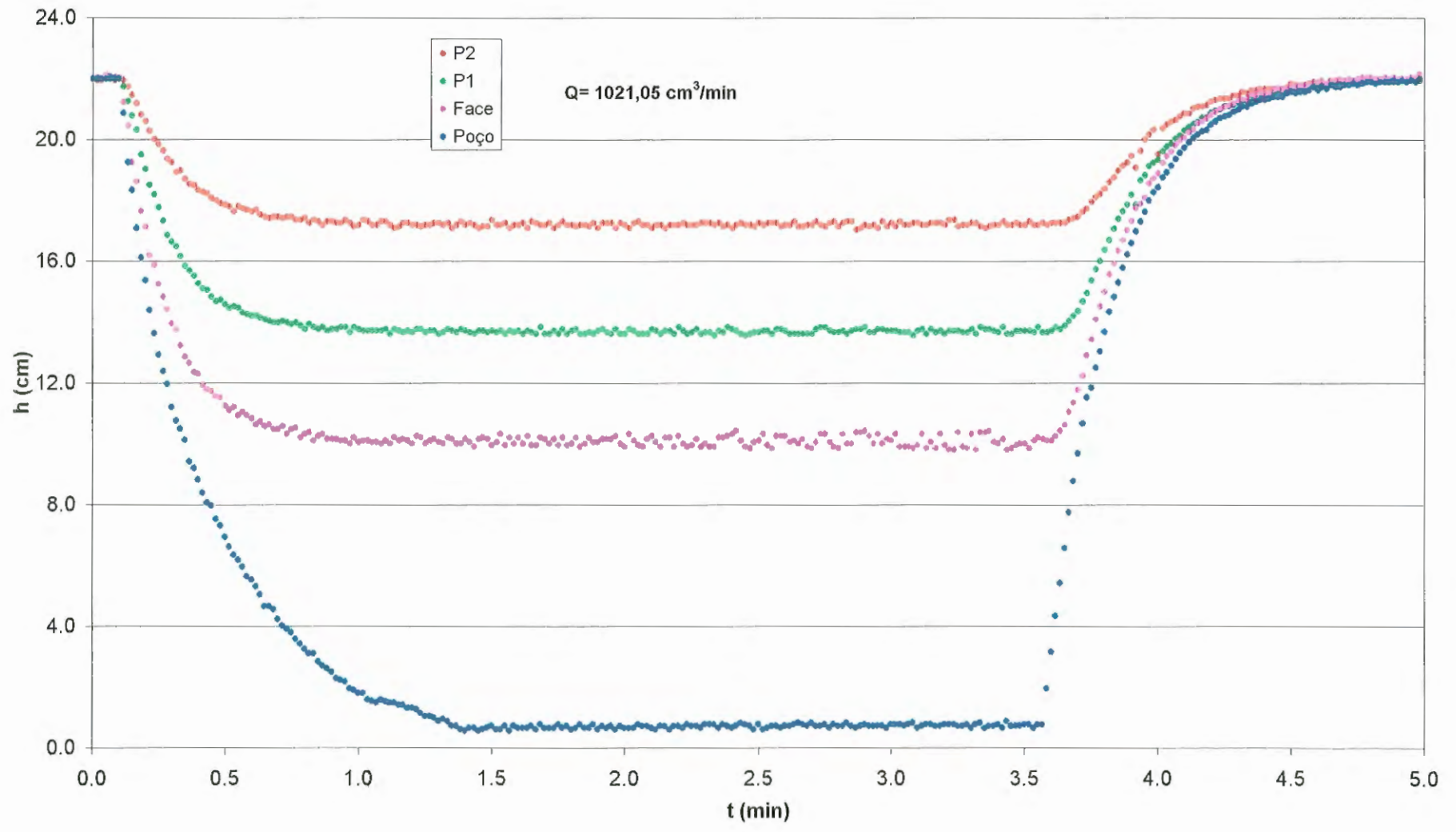


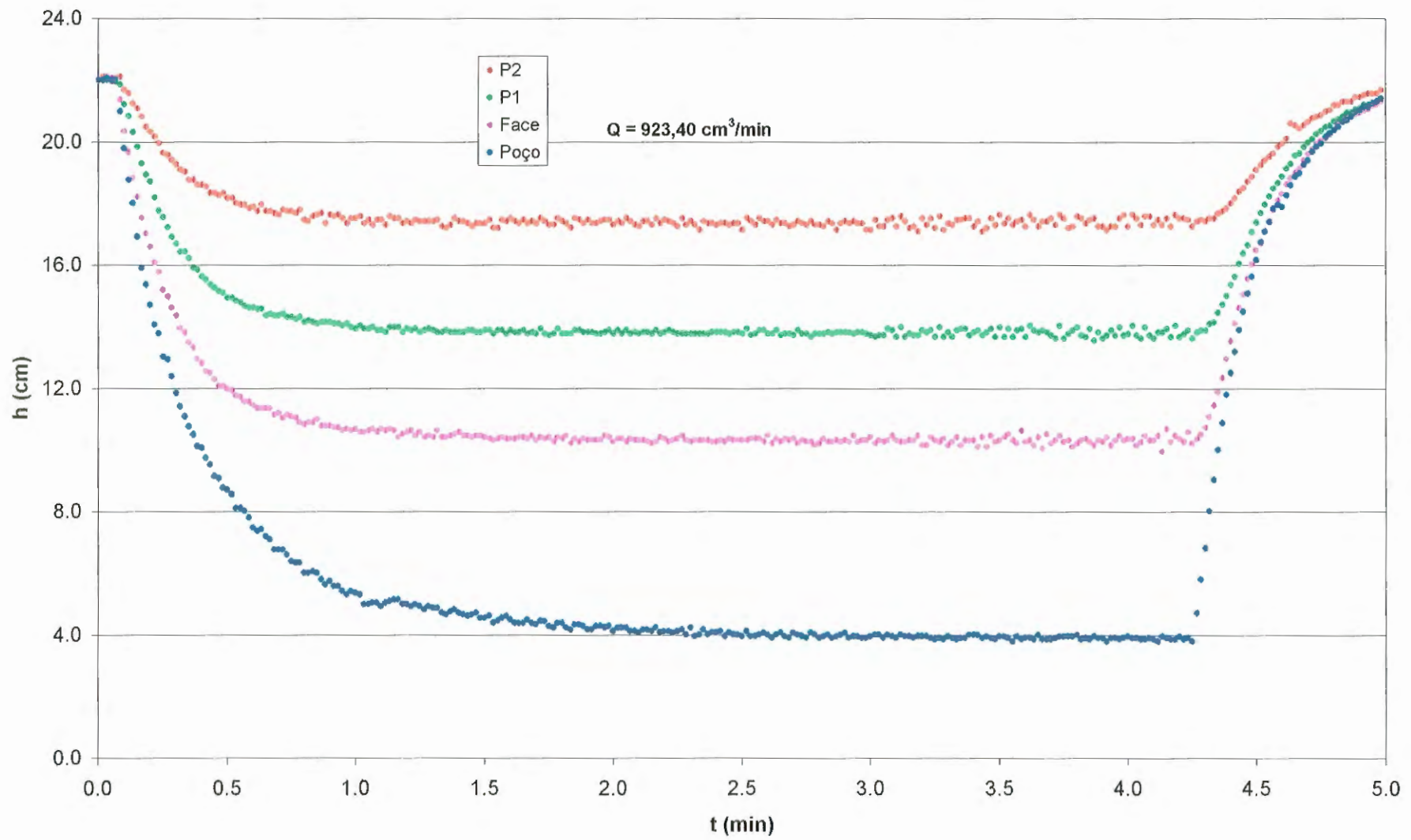


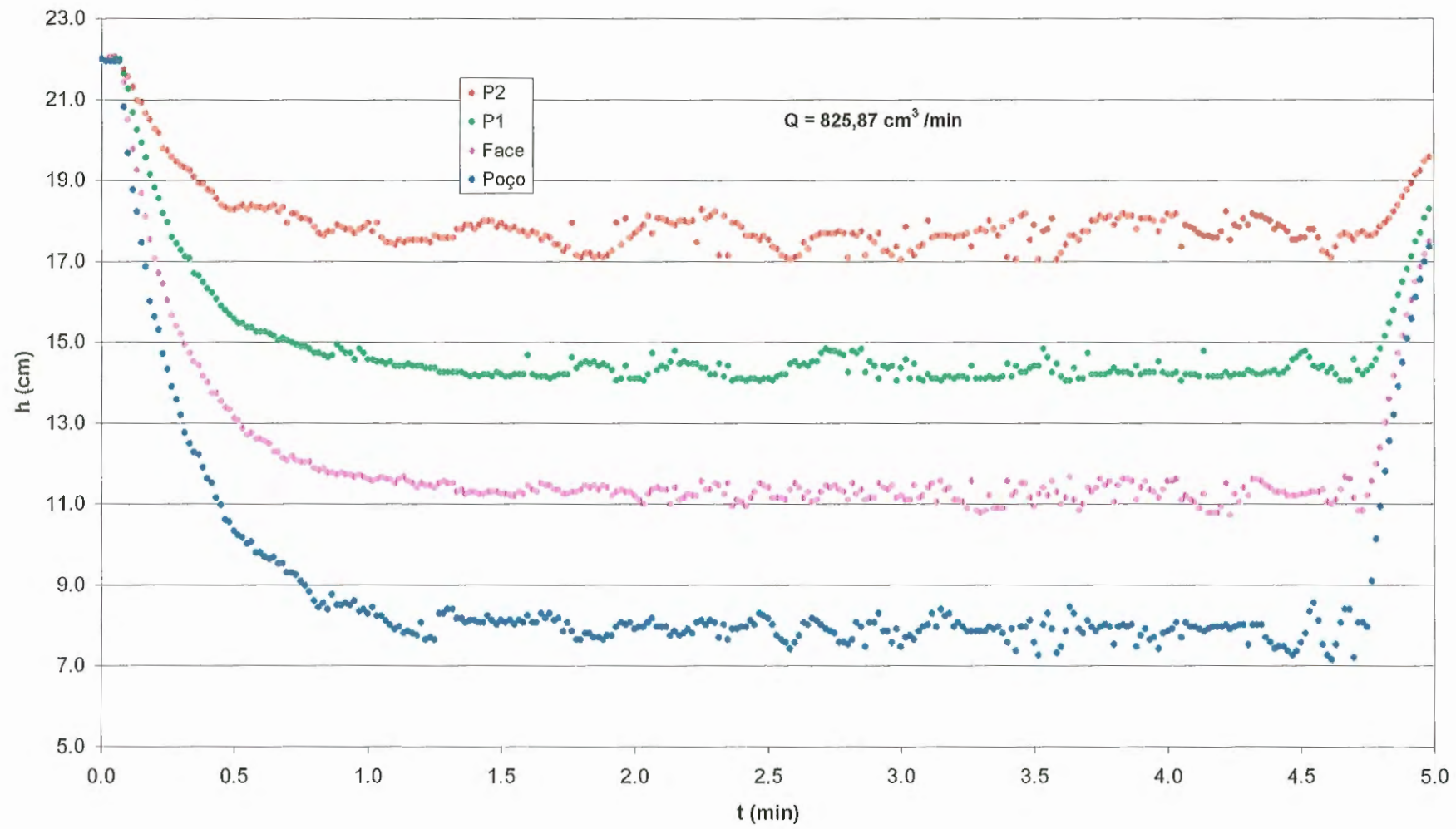


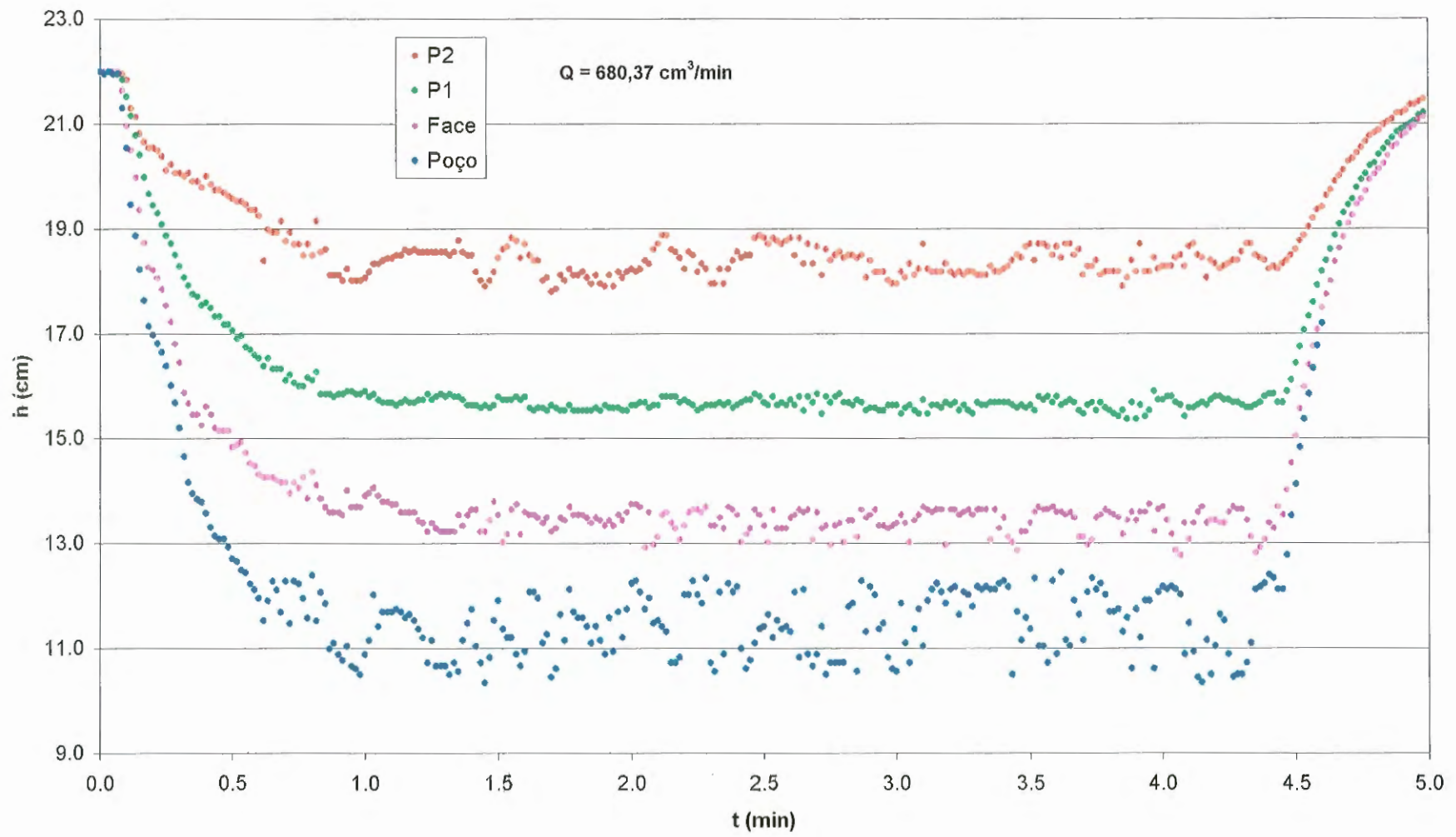


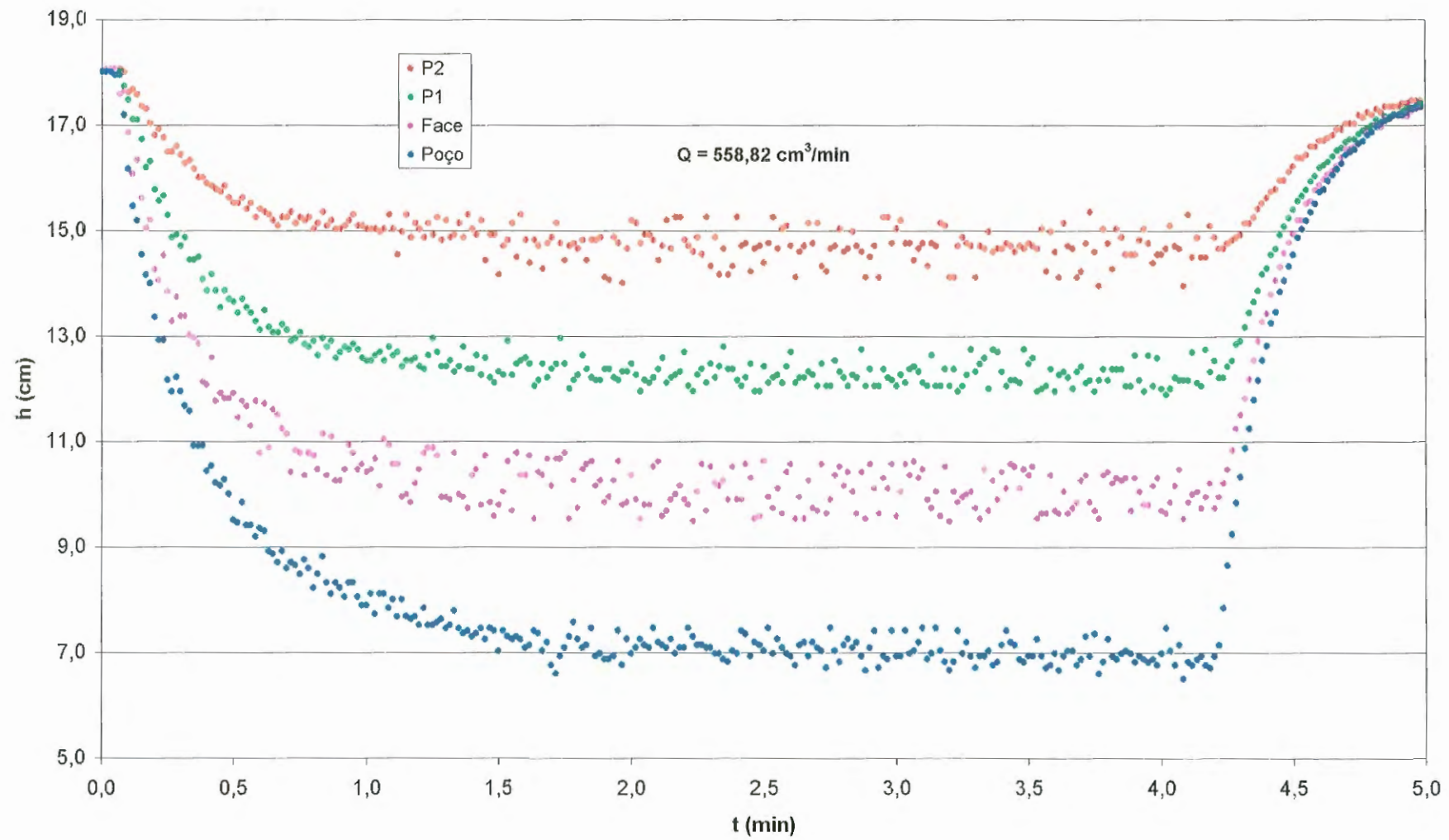


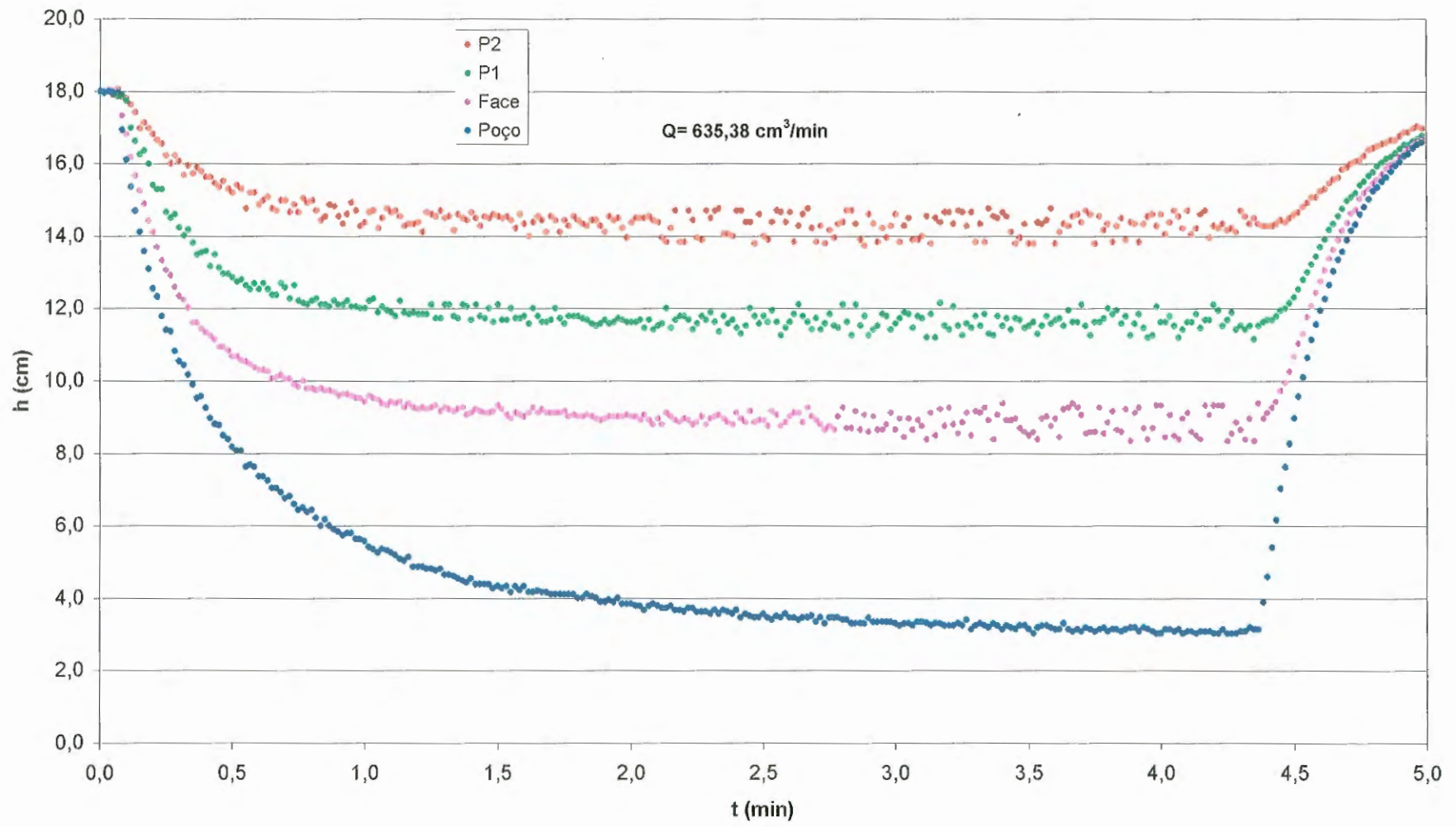


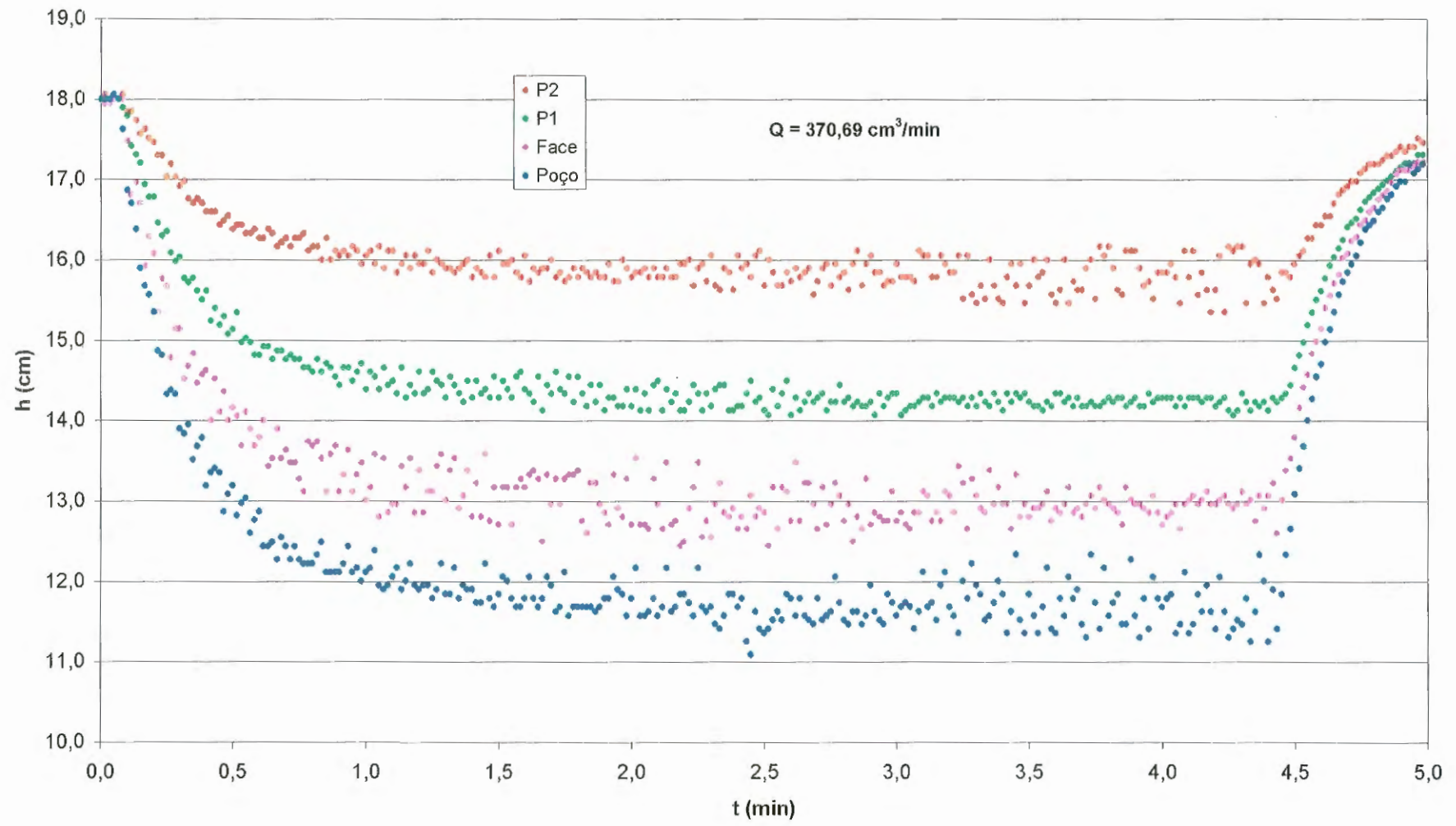


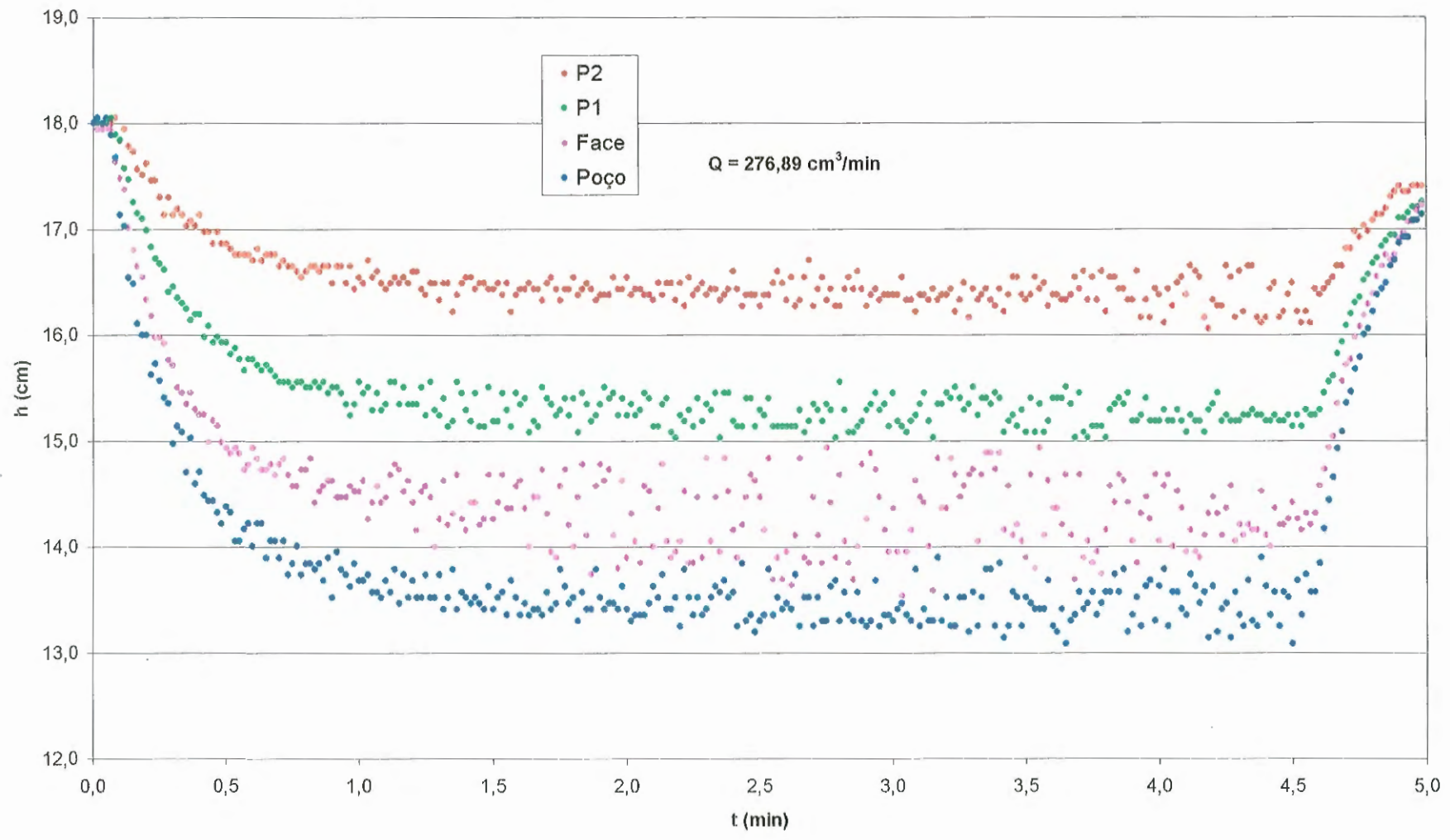


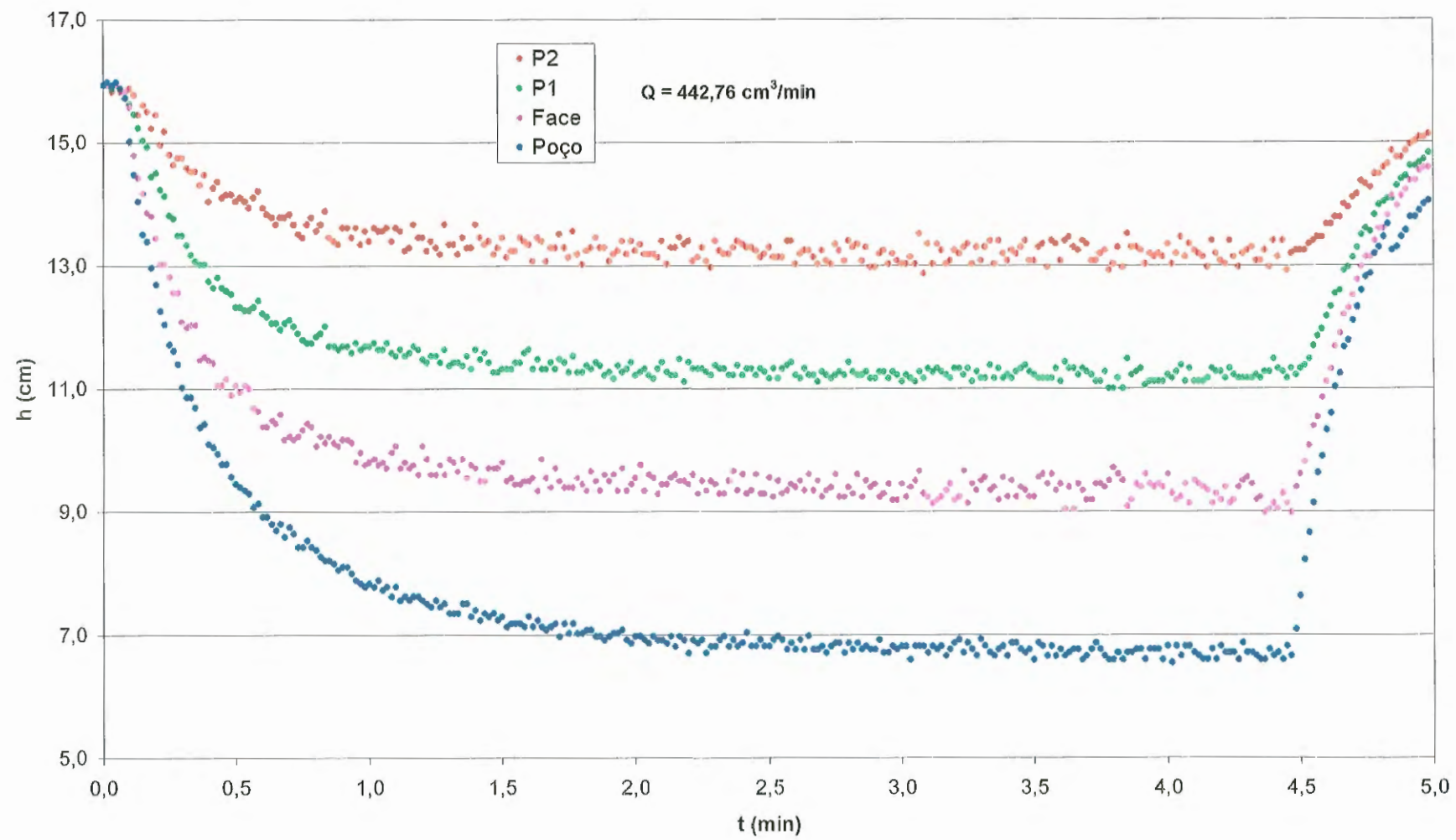


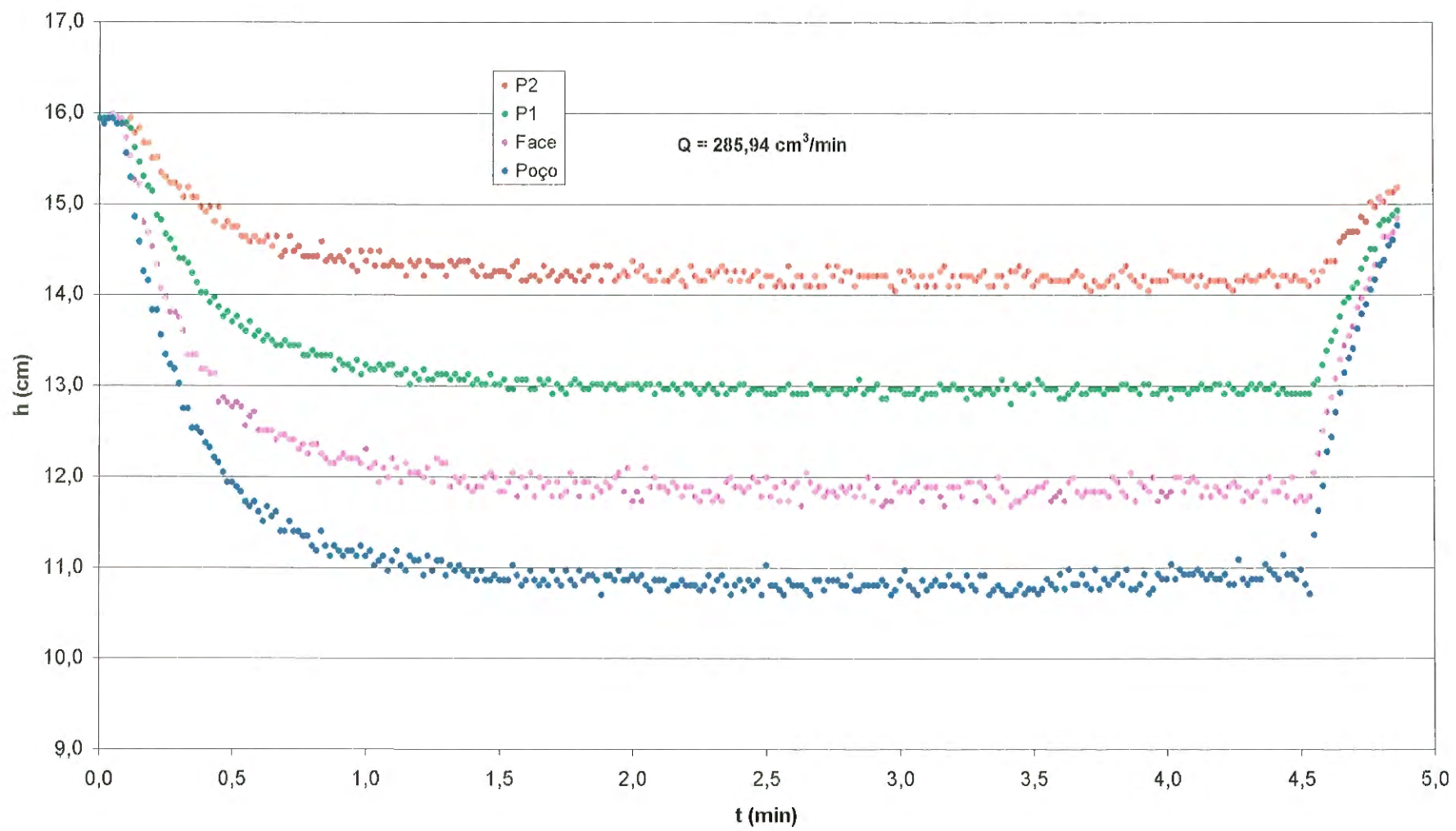


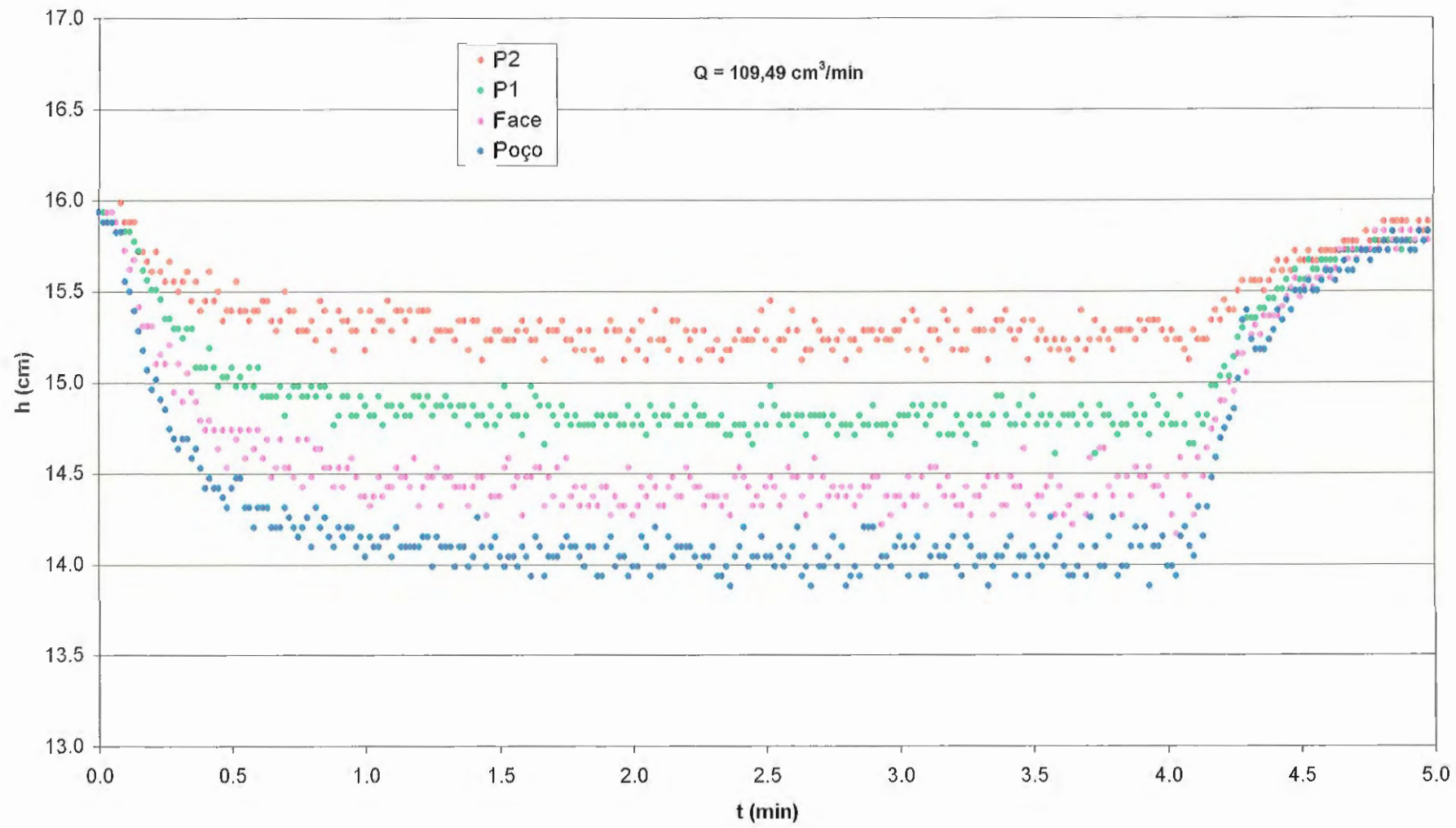










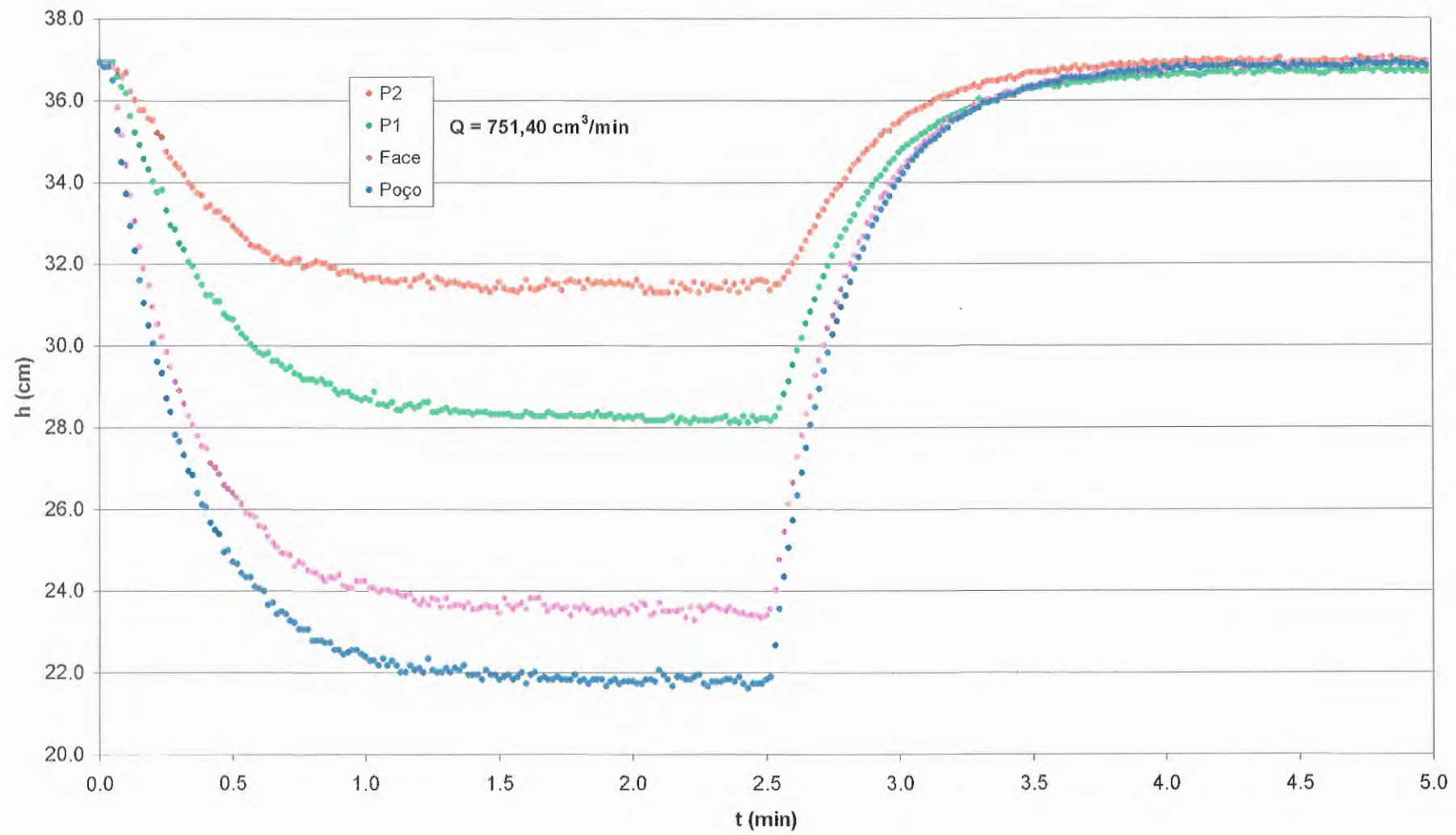


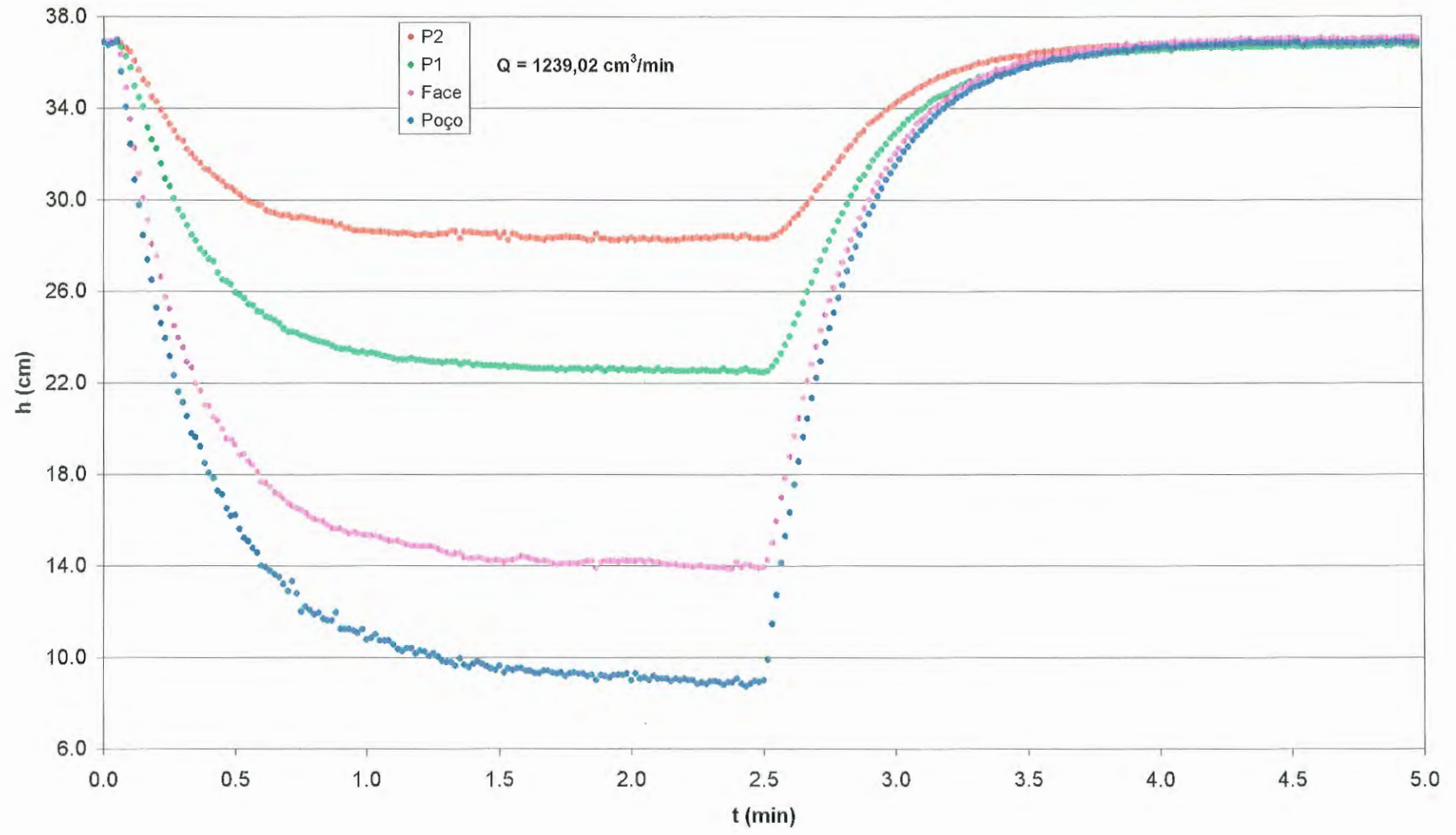
APÊNDICE III

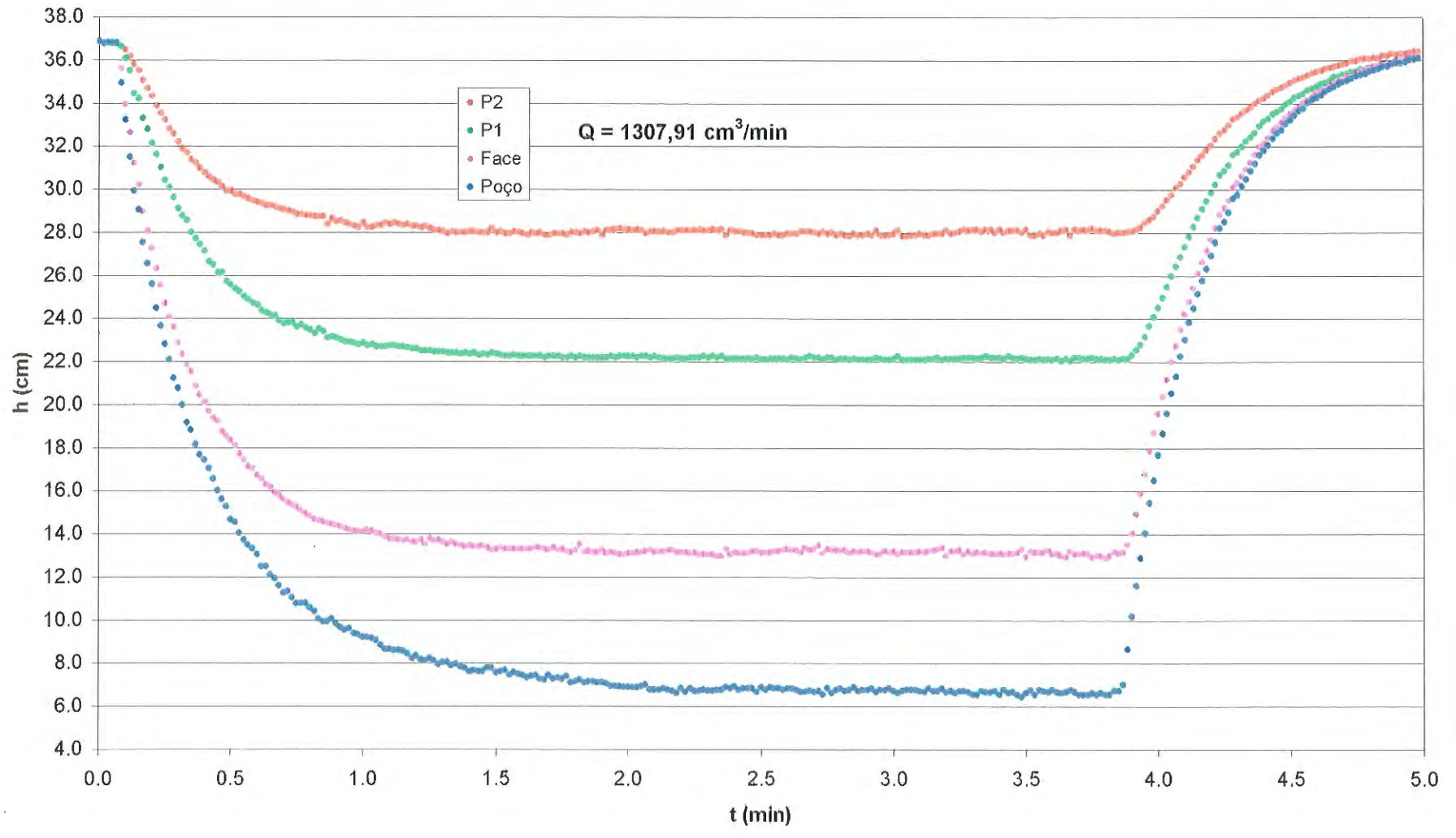
APRESENTAÇÃO GRÁFICA E TABULAR DOS ENSAIOS PARA O CASO NÃO PERMANENTE – AREIA AB 60/70

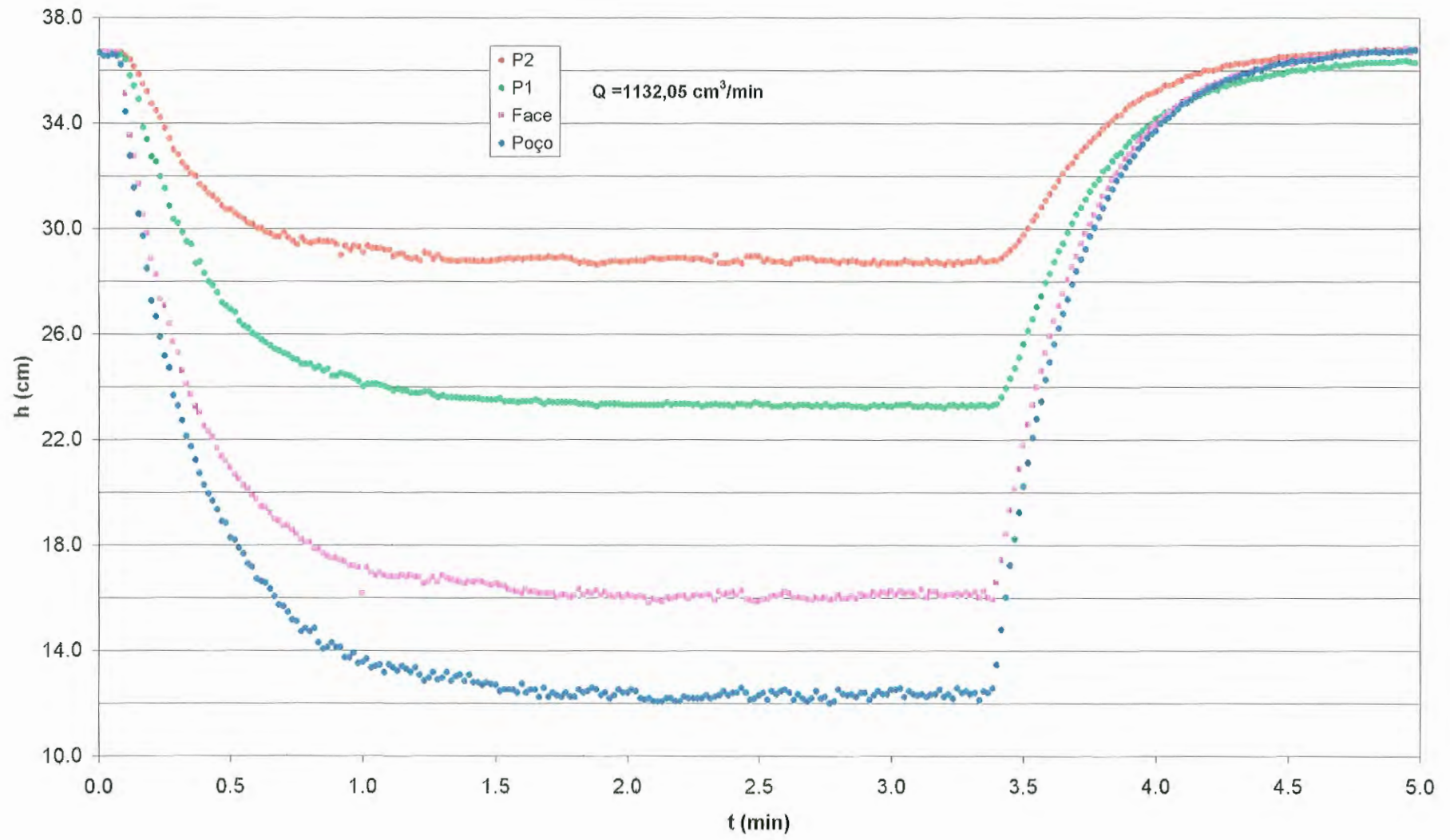
Obs.: Os tempos presentes em cada ensaio se referem ao tempo de "bombeamento"

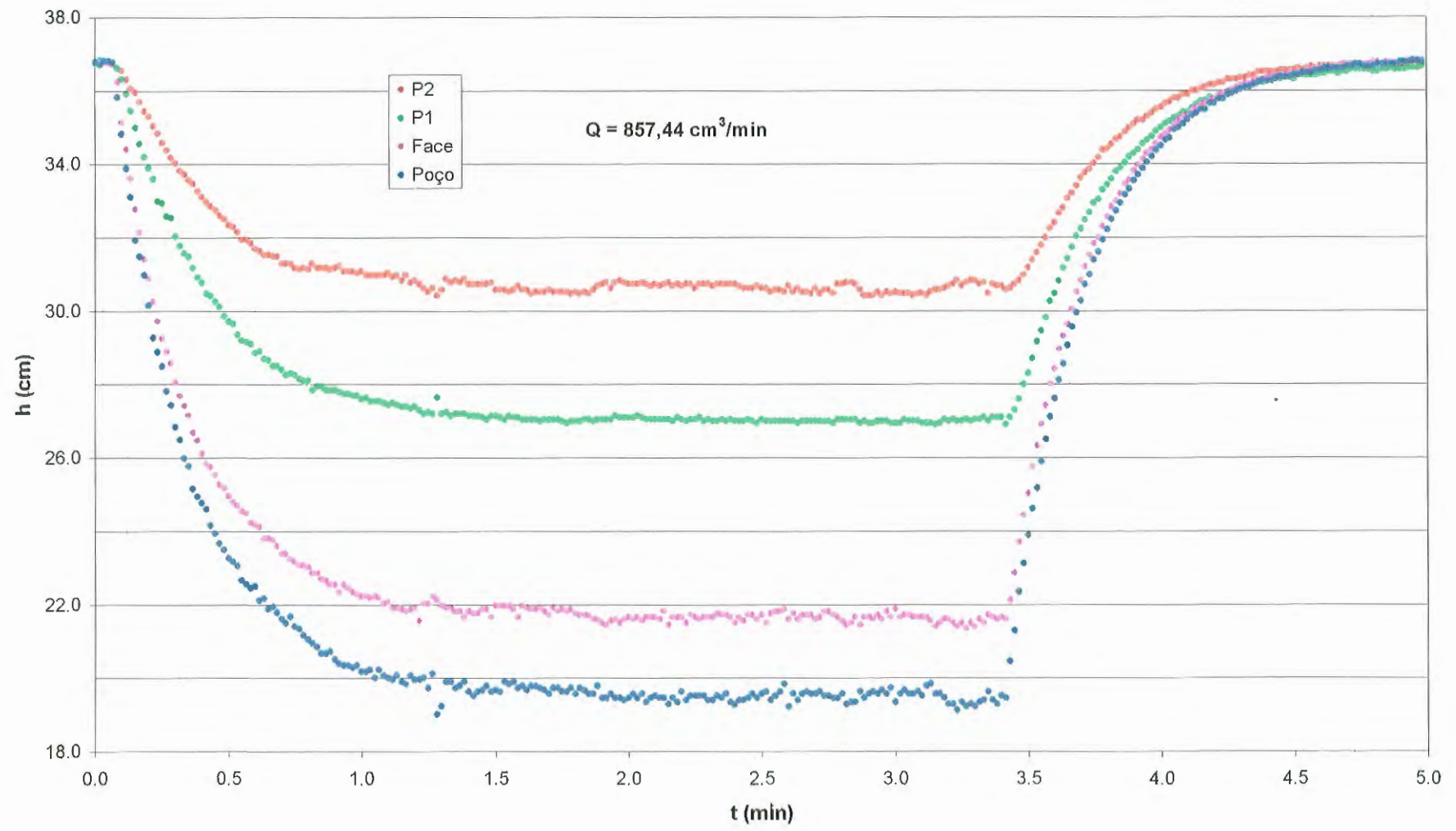
| AREIA AB 60/70 | | | | | | | | | | |
|----------------|------------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|
| t | Q | h _{poço} | h _{face} | h _{P1} | h _{P2} | h _{P3} | h _{P4} | h _{P5} | h _{P6} | H _o |
| (min) | (cm ³ /min) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) |
| 2,51 | 751,40 | 20,85 | 22,62 | 27,43 | 30,67 | 32,50 | 34,00 | 35,85 | 36,00 | 36,00 |
| 2,50 | 1239,02 | 7,97 | 13,28 | 21,69 | 27,62 | 30,50 | 32,80 | 35,80 | 36,00 | 36,00 |
| 3,87 | 1307,91 | 5,91 | 12,10 | 21,38 | 27,16 | 30,10 | 32,50 | 35,40 | 35,95 | 36,00 |
| 3,37 | 1132,05 | 11,41 | 15,54 | 22,79 | 28,13 | 31,00 | 33,00 | 35,31 | 36,00 | 36,00 |
| 3,47 | 857,44 | 18,69 | 20,84 | 26,32 | 29,86 | 31,65 | 33,46 | 35,85 | 36,00 | 36,00 |
| 2,52 | 523,38 | 25,95 | 26,93 | 30,36 | 32,04 | 33,43 | 34,46 | 35,95 | 36,00 | 36,00 |
| 3,20 | 360,19 | 26,08 | 27,01 | 29,27 | 30,66 | 31,76 | 32,32 | 33,29 | 33,30 | 33,30 |
| 3,35 | 685,77 | 19,03 | 20,92 | 24,80 | 28,10 | 30,60 | 32,00 | 32,80 | 33,30 | 33,30 |
| 3,10 | 806,71 | 15,87 | 18,30 | 23,82 | 27,51 | 30,06 | 31,70 | 32,80 | 33,30 | 33,30 |
| 3,42 | 932,29 | 12,65 | 15,88 | 22,46 | 26,80 | 29,50 | 31,11 | 33,05 | 33,30 | 33,30 |
| 3,50 | 1191,55 | 5,16 | 12,21 | 20,19 | 25,89 | 28,95 | 30,76 | 32,40 | 33,29 | 33,30 |
| 3,97 | 1037,88 | 9,54 | 13,47 | 21,25 | 26,14 | 29,30 | 30,80 | 32,55 | 33,20 | 33,30 |
| 3,38 | 666,77 | 11,80 | 17,30 | 19,60 | 23,80 | 26,10 | 27,60 | 29,10 | 29,20 | 29,20 |
| 3,60 | 162,36 | 25,30 | 26,00 | 27,00 | 27,80 | 28,50 | 29,00 | 29,20 | 29,20 | 29,20 |
| 3,18 | 480,56 | 17,50 | 19,75 | 22,45 | 25,30 | 27,00 | 28,10 | 29,15 | 29,20 | 29,20 |
| 3,50 | 423,77 | 9,00 | 13,50 | 15,40 | 18,50 | 20,10 | 21,20 | 22,10 | 22,10 | 22,10 |
| 4,05 | 242,23 | 15,25 | 16,90 | 18,30 | 20,00 | 21,00 | 21,65 | 22,05 | 22,10 | 22,10 |

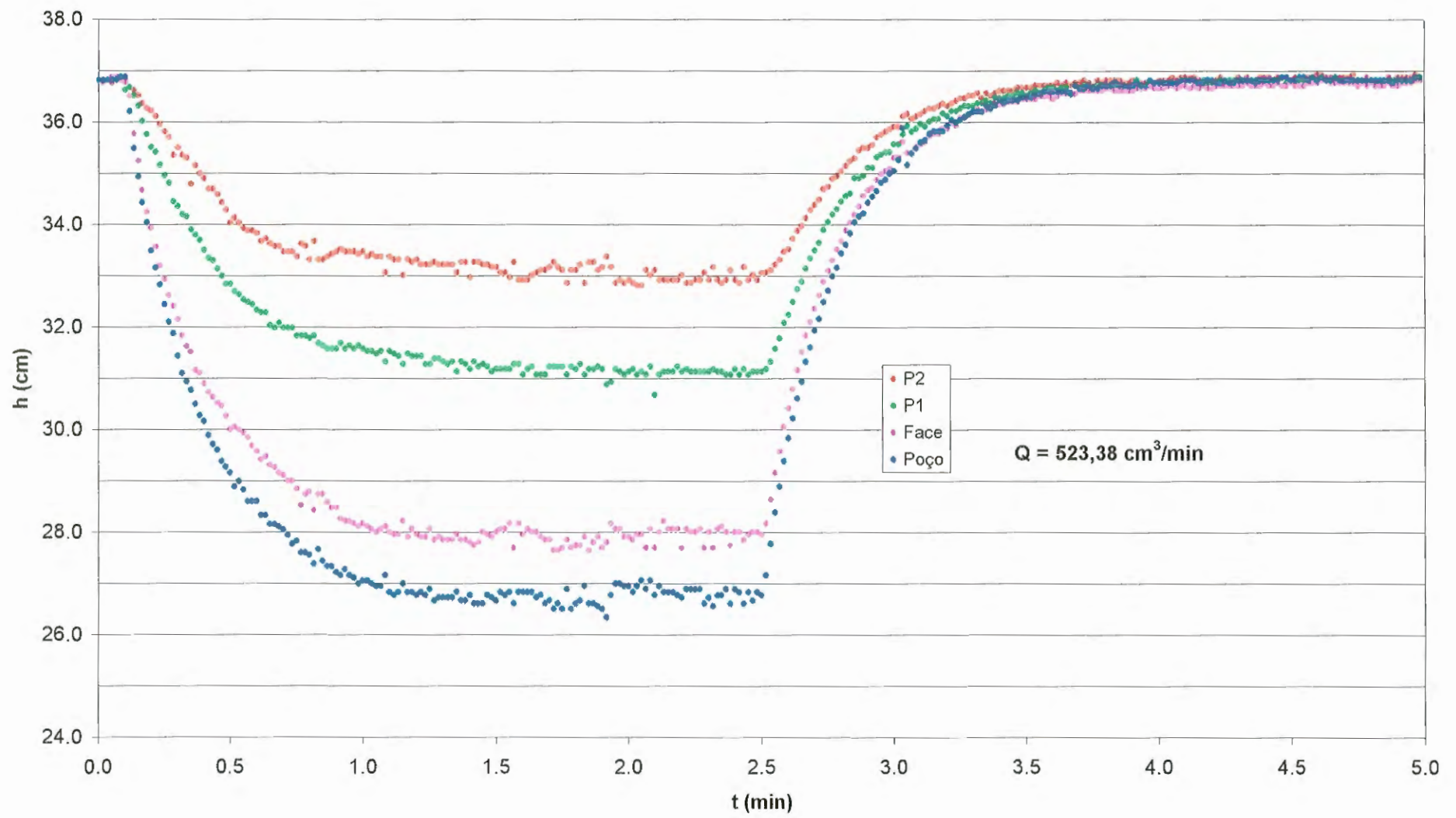


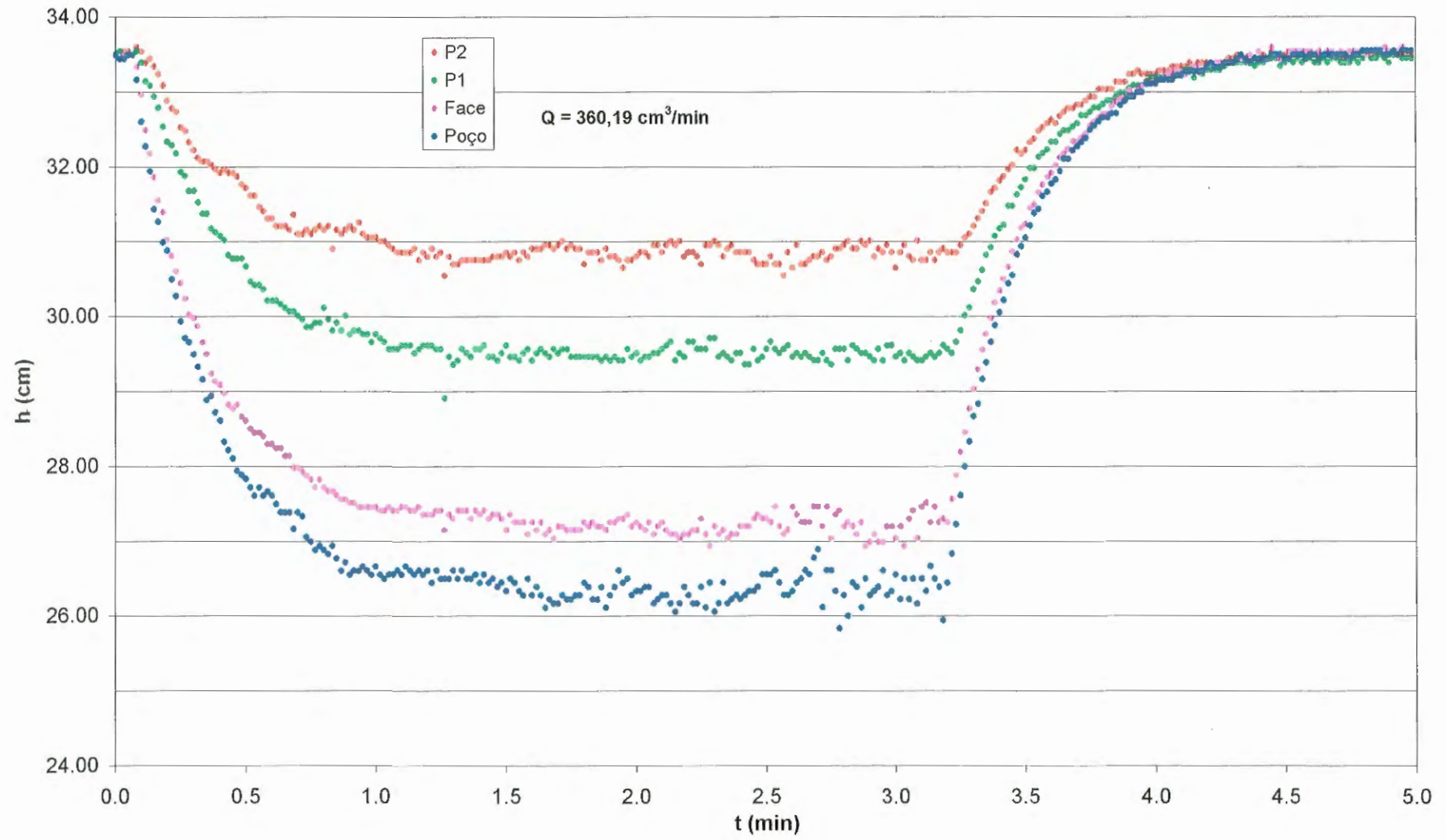


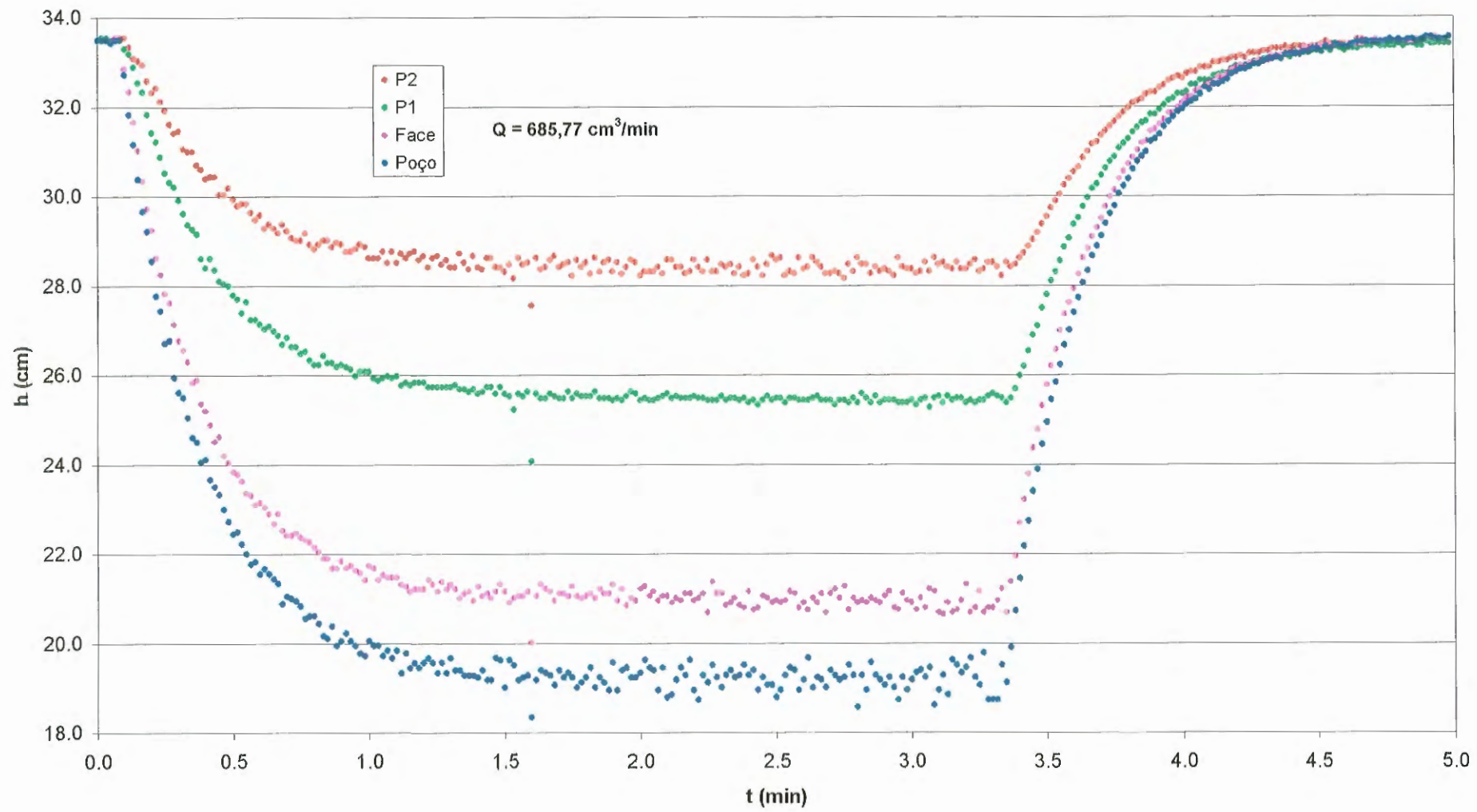


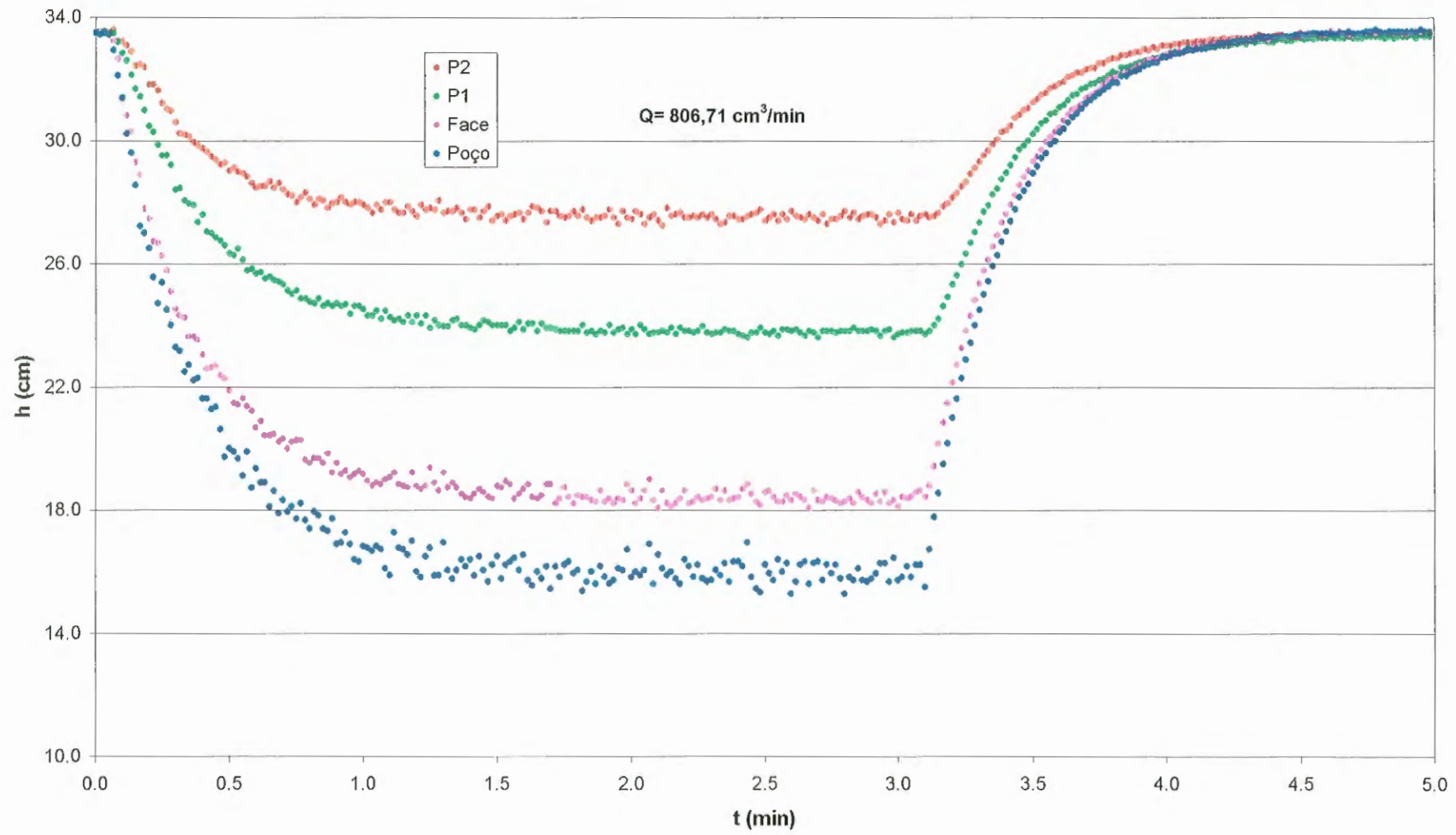


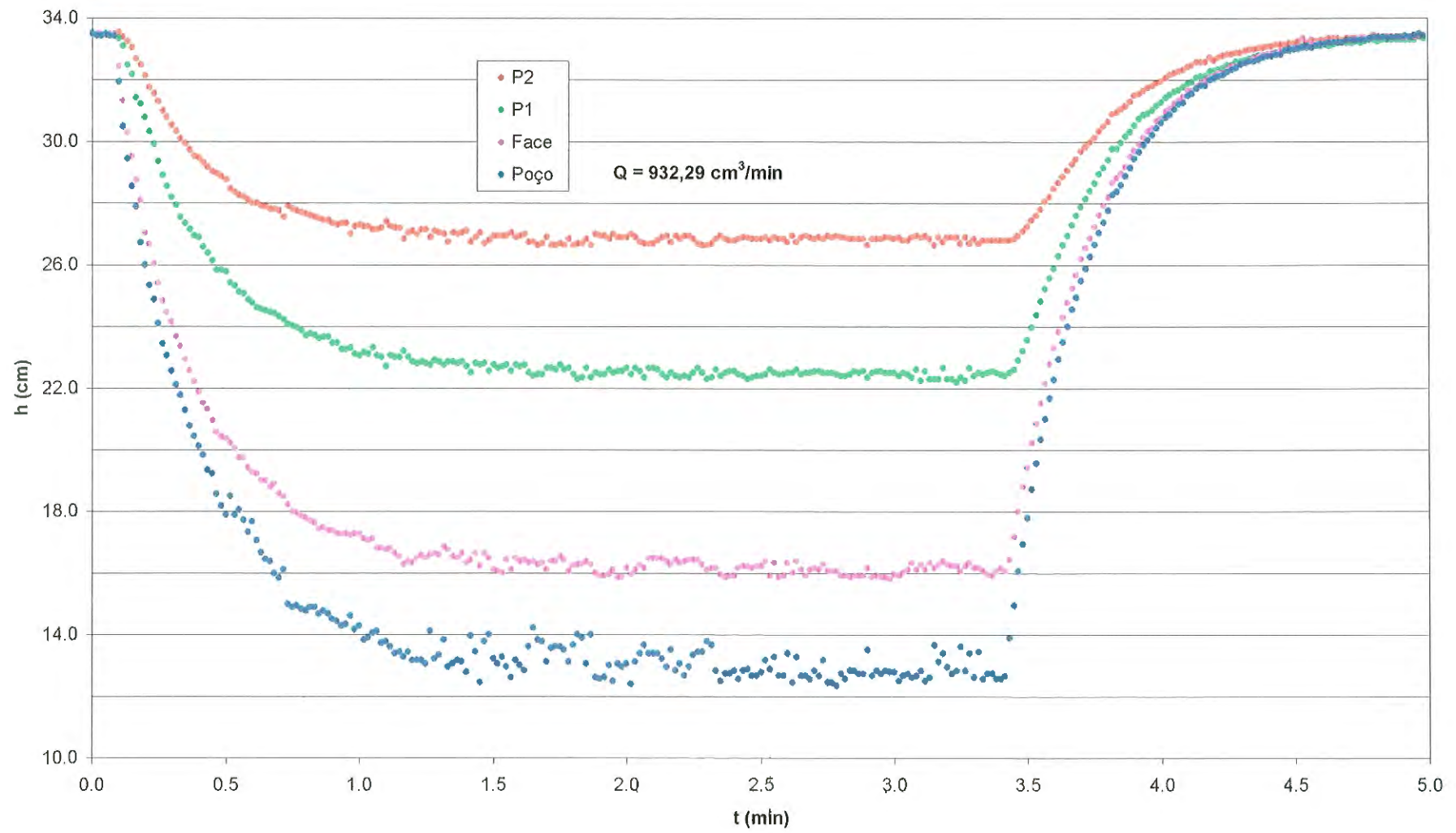


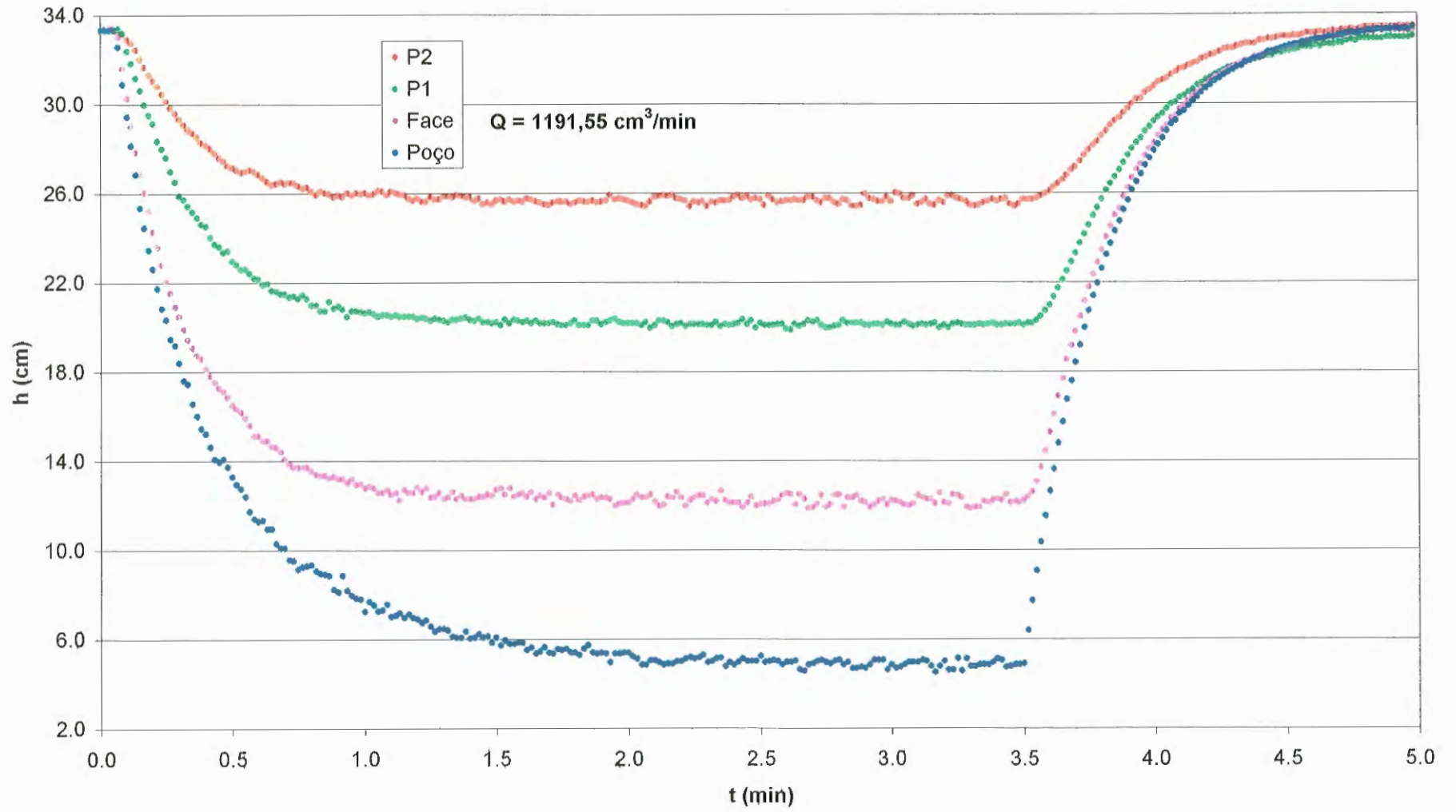


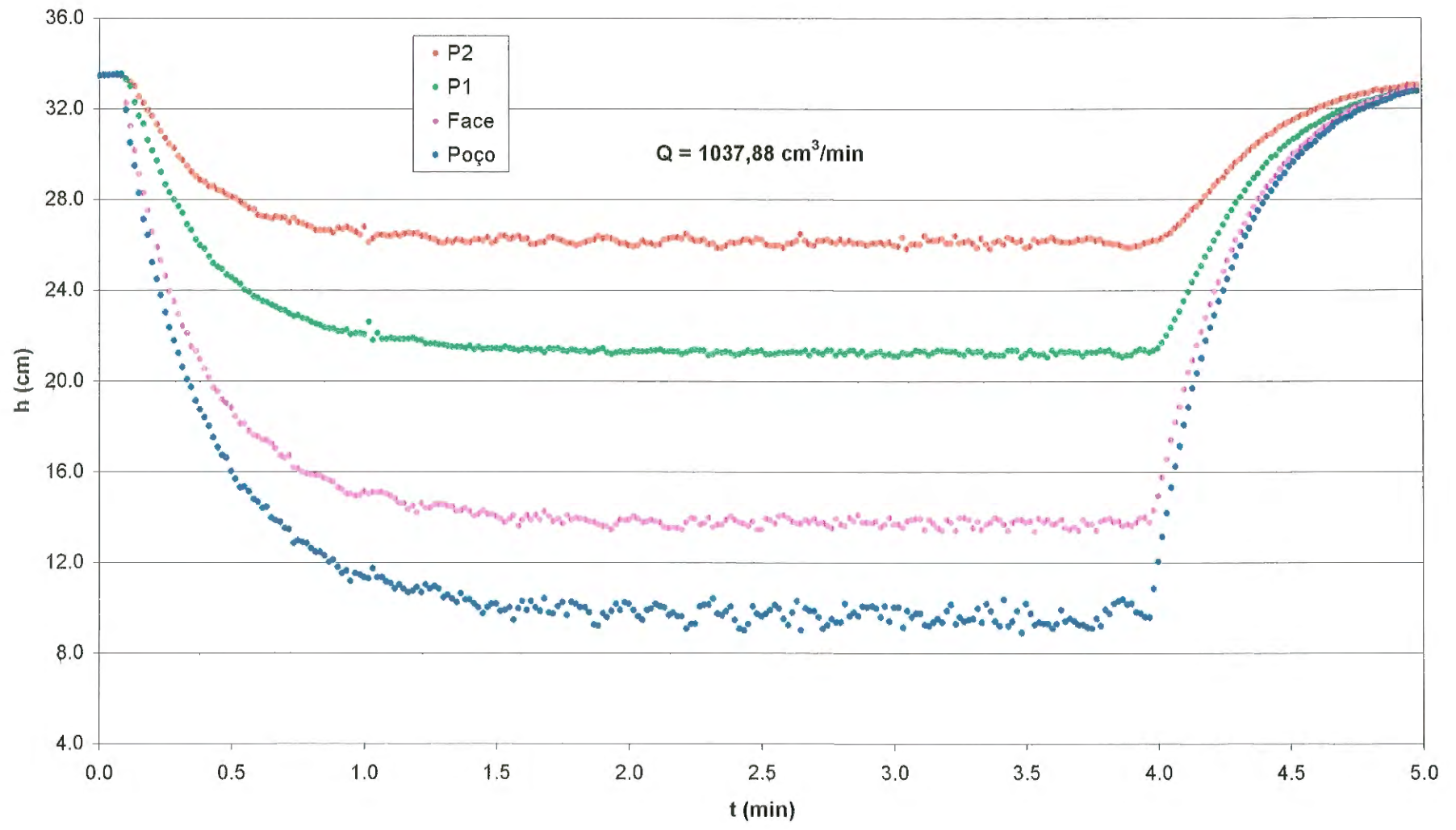


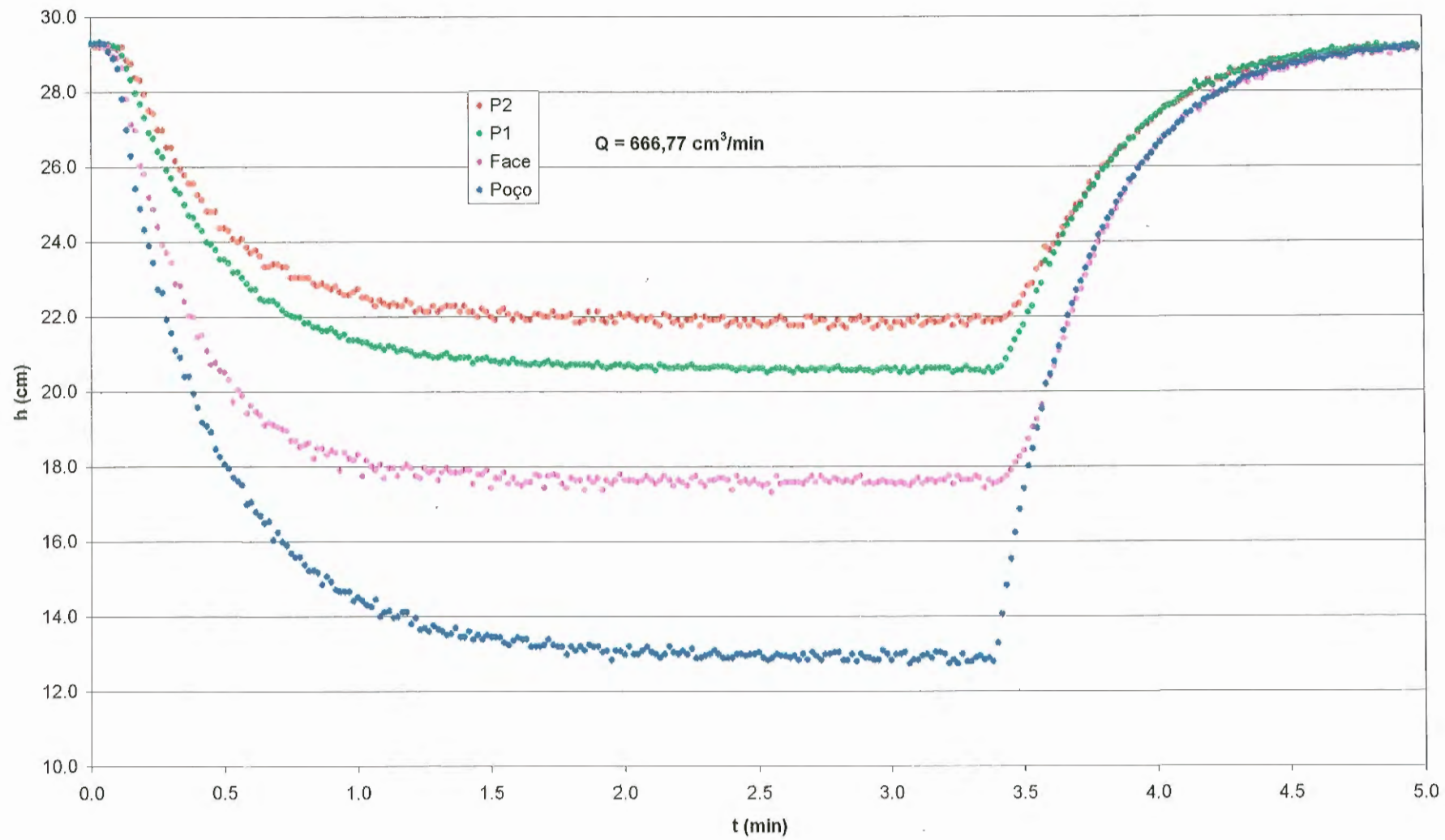


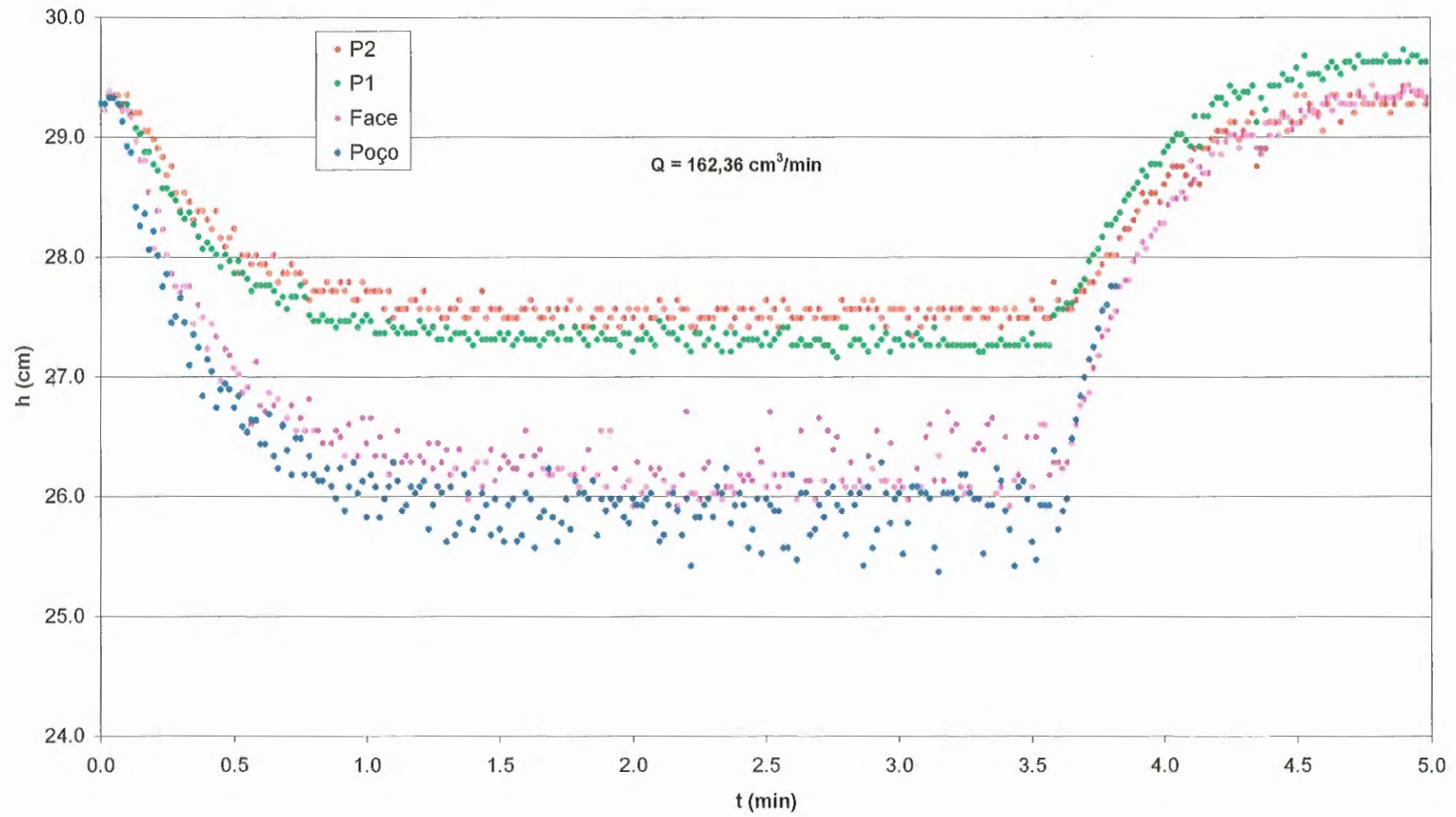


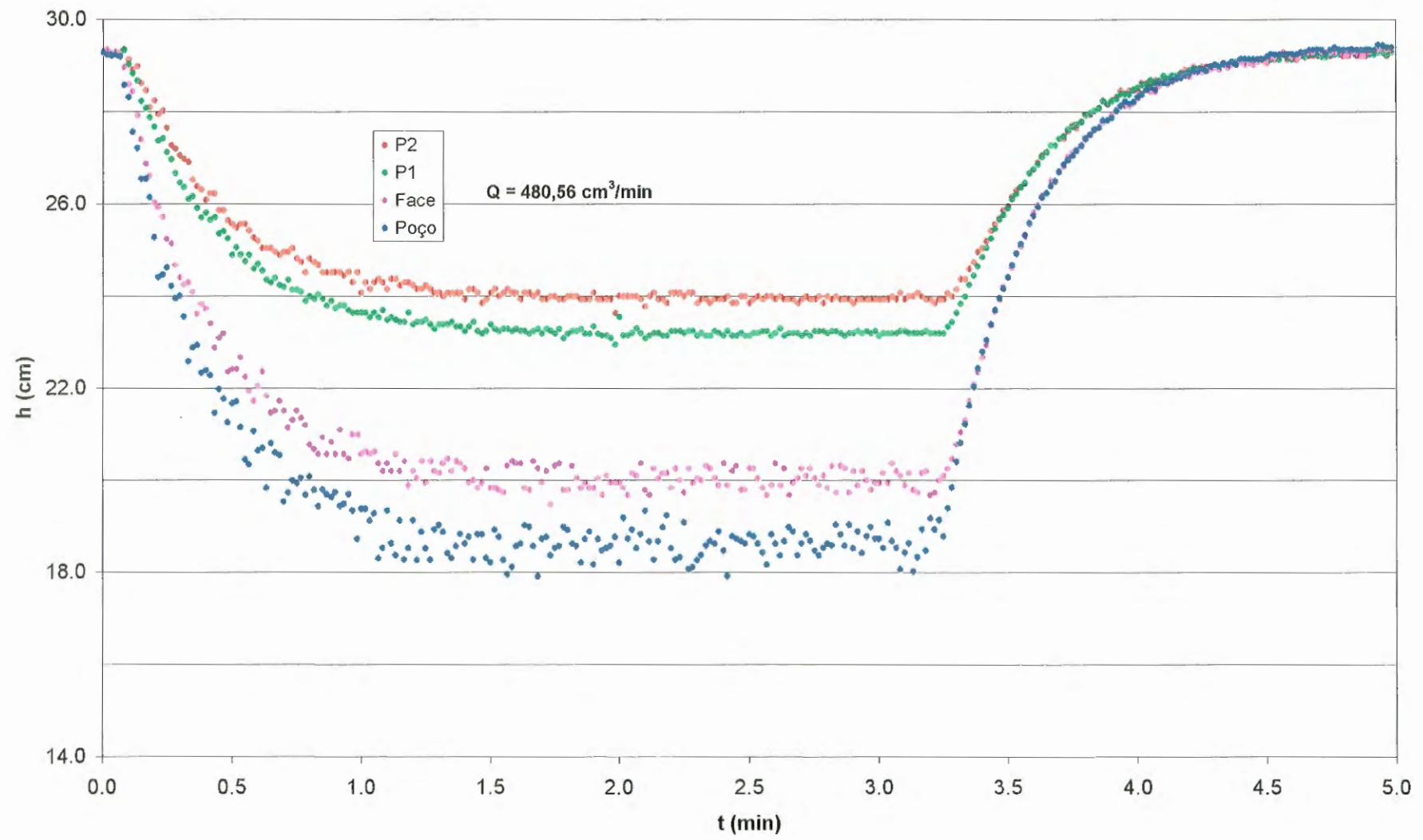


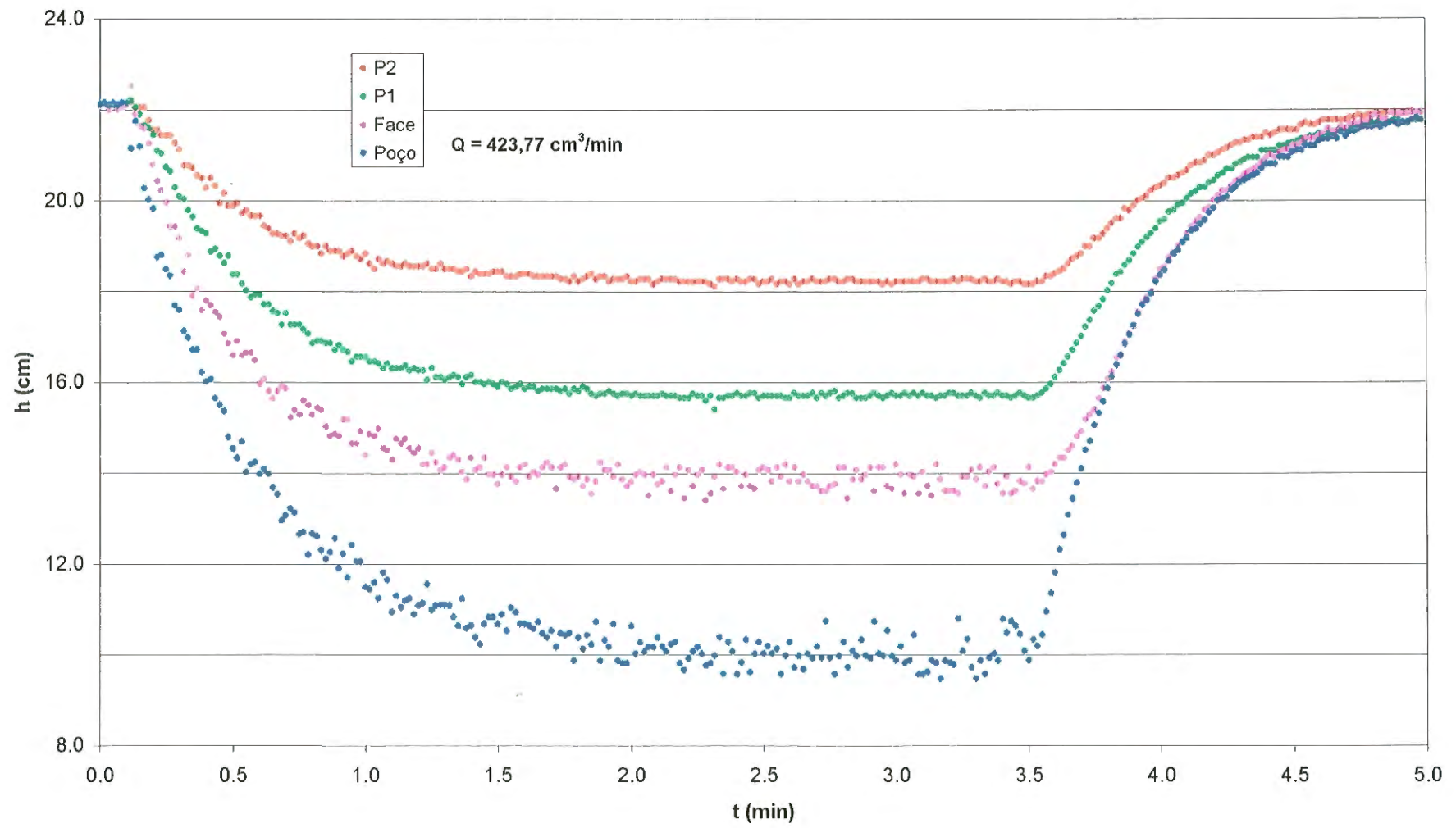


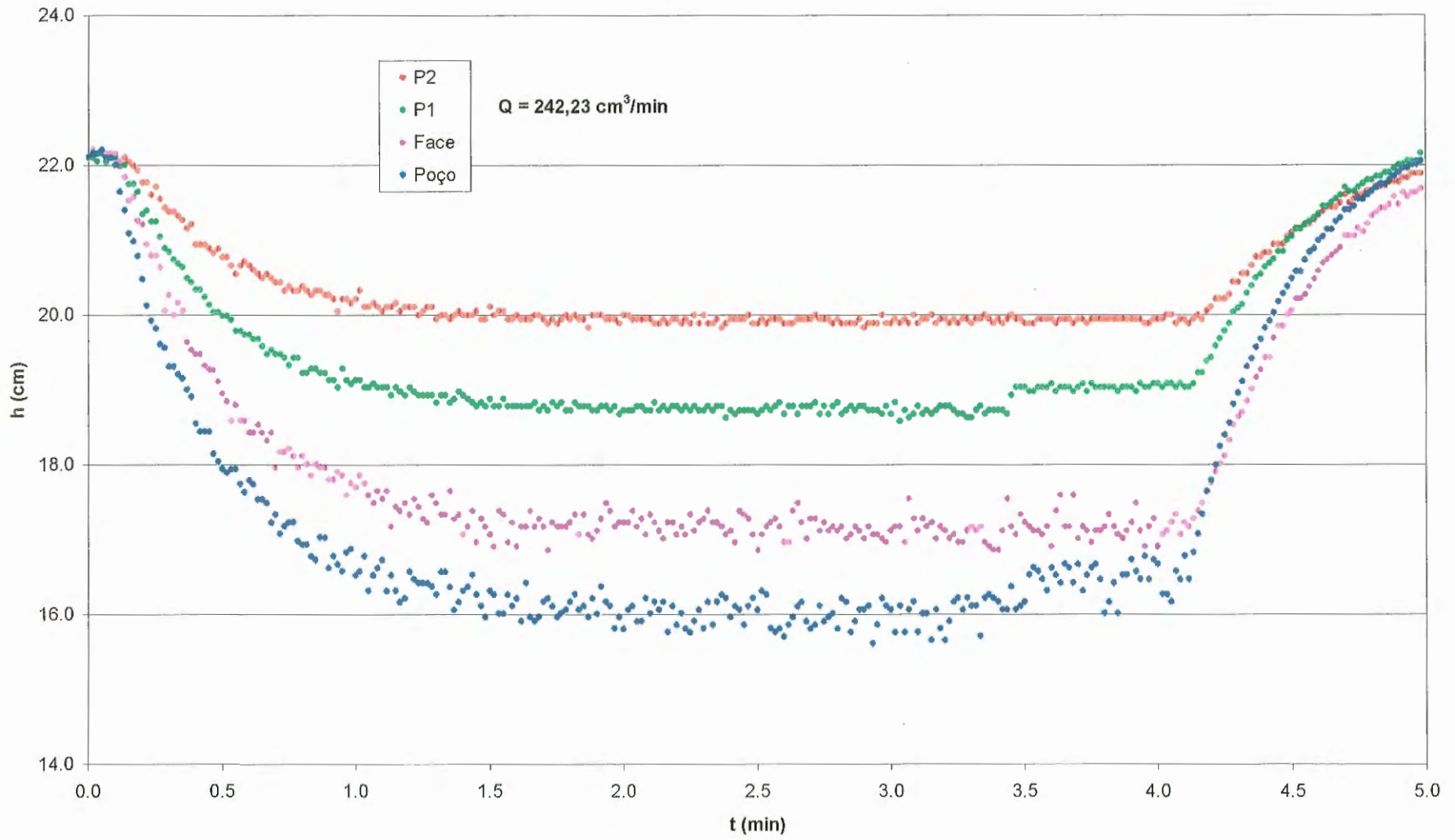










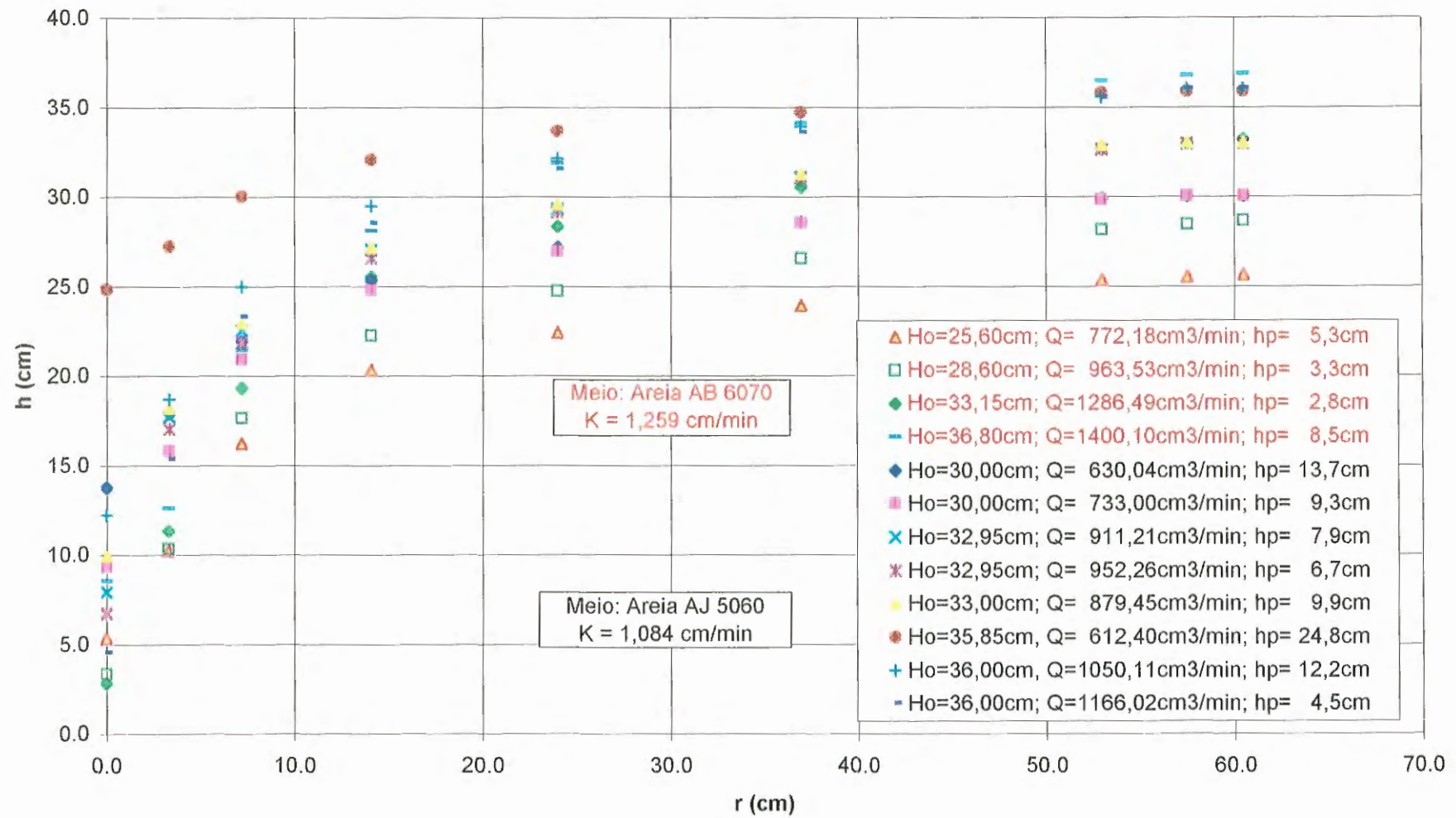


APÊNDICE IV

APRESENTAÇÃO GRÁFICA E TABULAR DOS ENSAIOS PARA O
CASO PERMANENTE – AREIA AJ 50/60 E AB 60/70

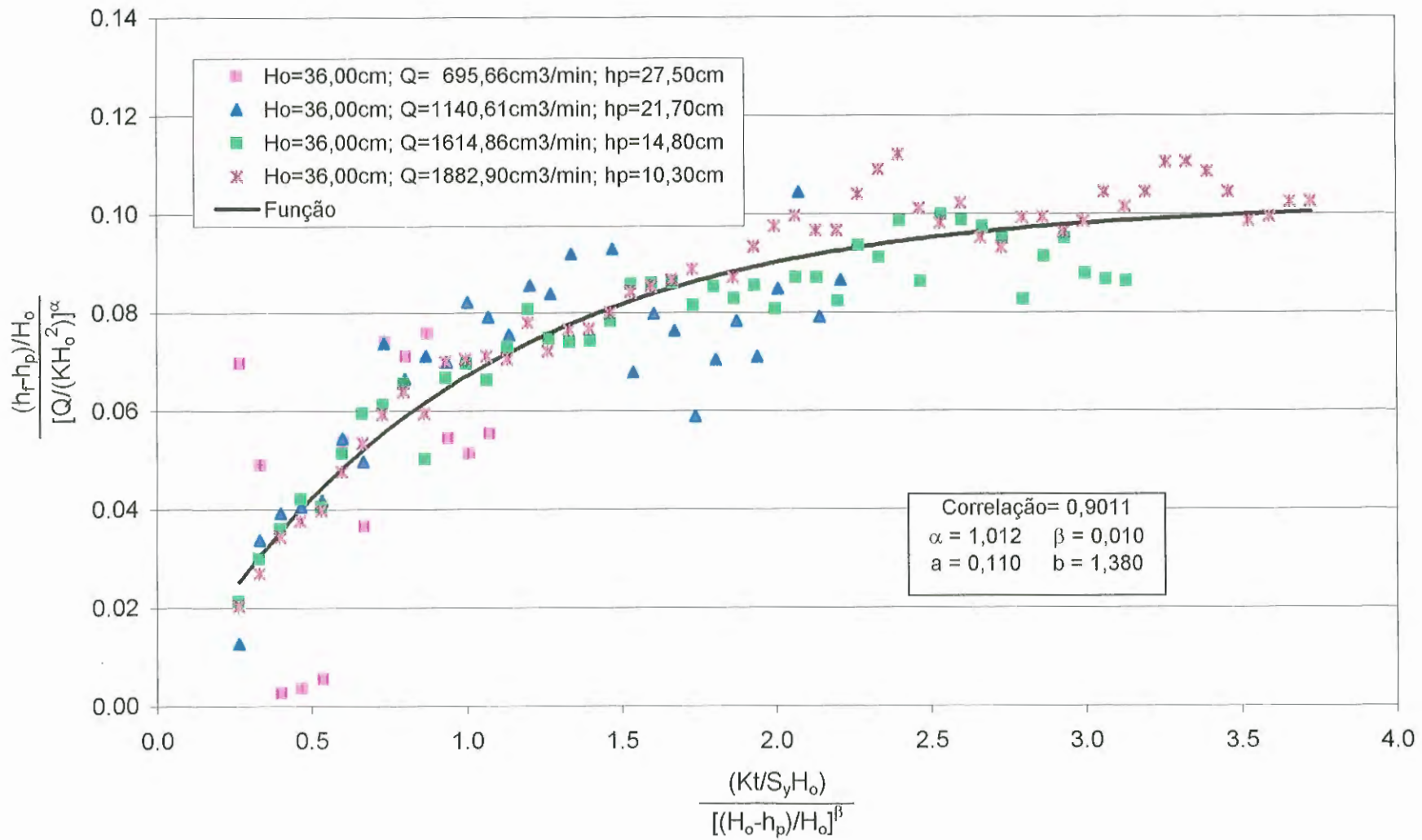
| AREIA AB 50/60 | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|
| Q (cm ³ /min) | t (min) | h _{poço} (cm) | h _{face} (cm) | h _{P1} (cm) | h _{P2} (cm) | h _{P3} (cm) | h _{P4} (cm) | h _{P5} (cm) | h _{P6} (cm) | H _o (cm) |
| 630,04 | 5580 | 13,70 | 18,65 | 22,50 | 25,37 | 27,30 | 28,55 | 29,75 | 30,00 | 30,00 |
| 879,45 | 1520 | 9,90 | 18,42 | 22,90 | 27,10 | 29,55 | 31,25 | 32,75 | 33,00 | 33,00 |
| 733,00 | 5670 | 9,30 | 16,45 | 21,15 | 24,75 | 26,95 | 28,40 | 29,75 | 30,00 | 30,00 |
| 911,21 | 1200 | 7,90 | 17,70 | 22,50 | 27,00 | 29,30 | 31,05 | 32,60 | 32,95 | 32,95 |
| 952,26 | 1410 | 6,70 | 17,00 | 21,85 | 26,55 | 29,15 | 31,00 | 32,60 | 32,95 | 32,95 |
| 612,40 | 220 | 24,80 | 27,20 | 30,00 | 32,05 | 33,65 | 34,70 | 35,80 | 35,85 | 35,85 |
| 1050,11 | 660 | 12,20 | 18,65 | 24,95 | 29,45 | 32,10 | 33,90 | 35,55 | 36,00 | 36,00 |
| 1166,02 | 1114 | 4,50 | 15,30 | 23,25 | 28,50 | 31,50 | 33,55 | 35,50 | 36,00 | 36,00 |

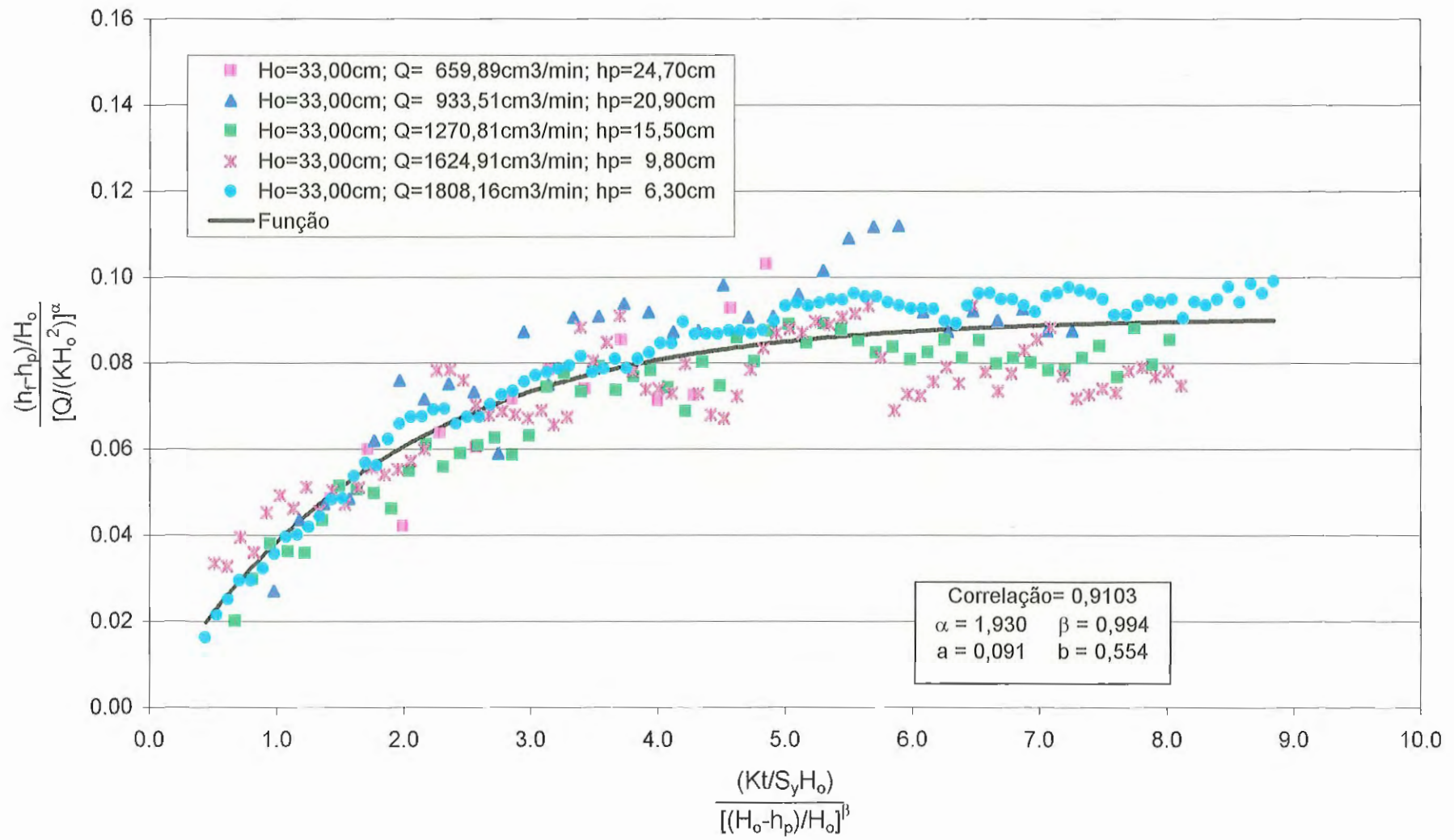
| AREIA AB 60/70 | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|
| Q (cm ³ /min) | t (min) | h _{poço} (cm) | h _{face} (cm) | h _{P1} (cm) | h _{P2} (cm) | h _{P3} (cm) | h _{P4} (cm) | h _{P5} (cm) | h _{P6} (cm) | H _o (cm) |
| 1400,10 | 240 | 8,50 | 12,55 | 21,40 | 28,05 | 31,85 | 33,95 | 36,40 | 36,70 | 36,80 |
| 1286,49 | 330 | 2,80 | 11,30 | 19,30 | 25,50 | 28,30 | 30,50 | 32,60 | 32,95 | 33,15 |
| 963,53 | 210 | 3,30 | 10,30 | 17,60 | 22,20 | 24,70 | 26,50 | 28,10 | 28,40 | 28,60 |
| 772,18 | 180 | 5,30 | 10,20 | 16,20 | 20,30 | 22,40 | 23,90 | 25,30 | 25,50 | 25,60 |

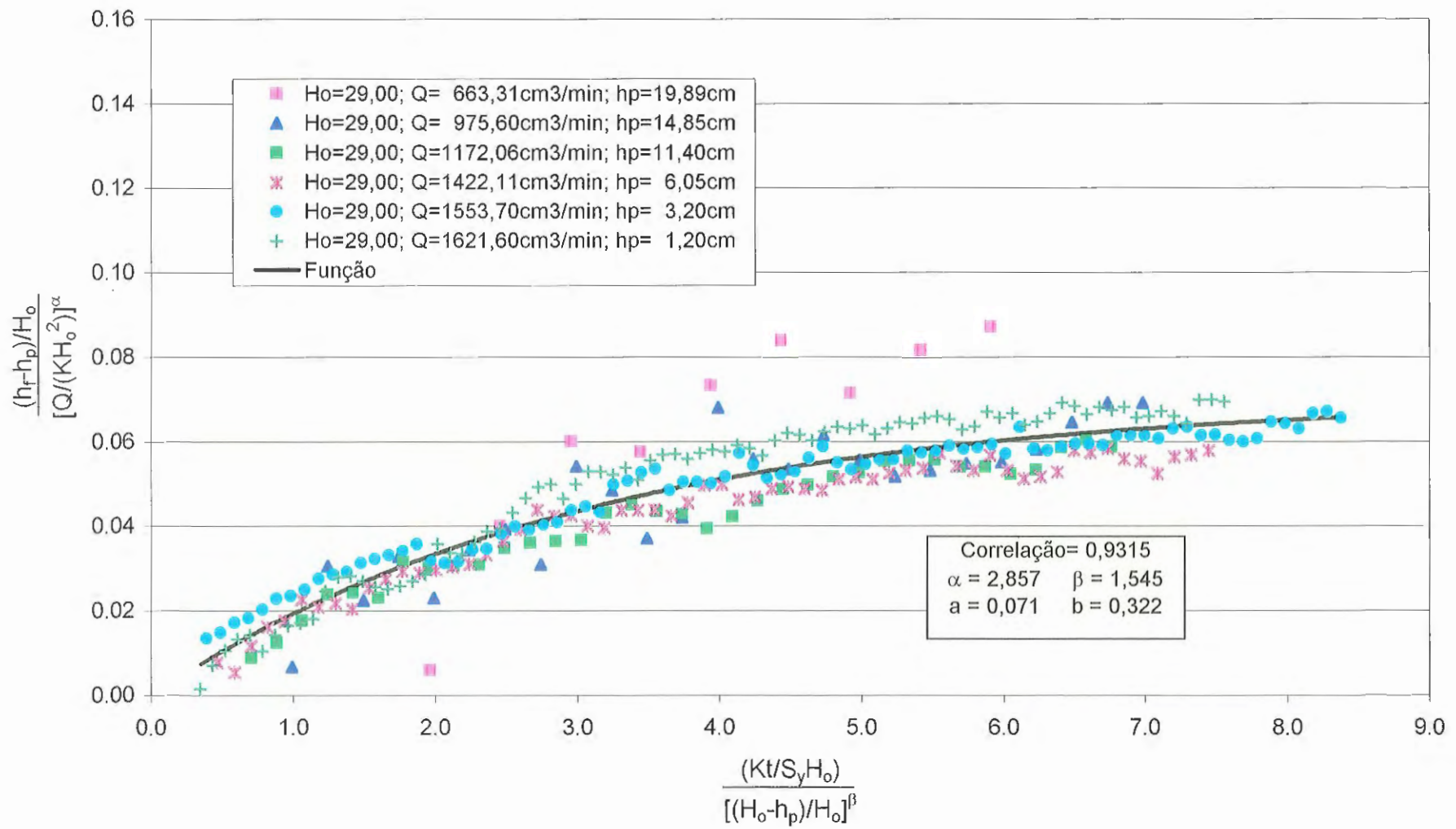


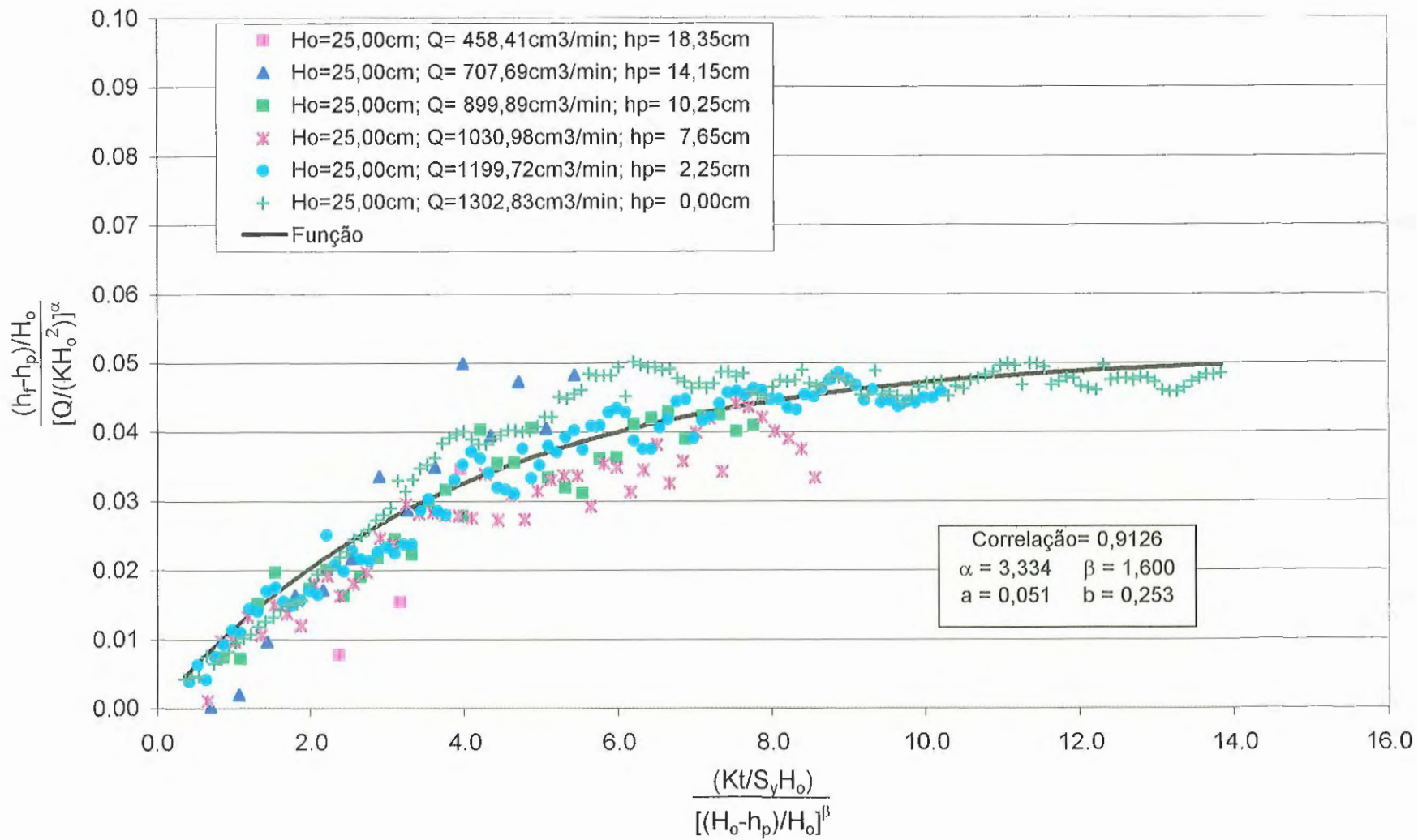
APÊNDICE V

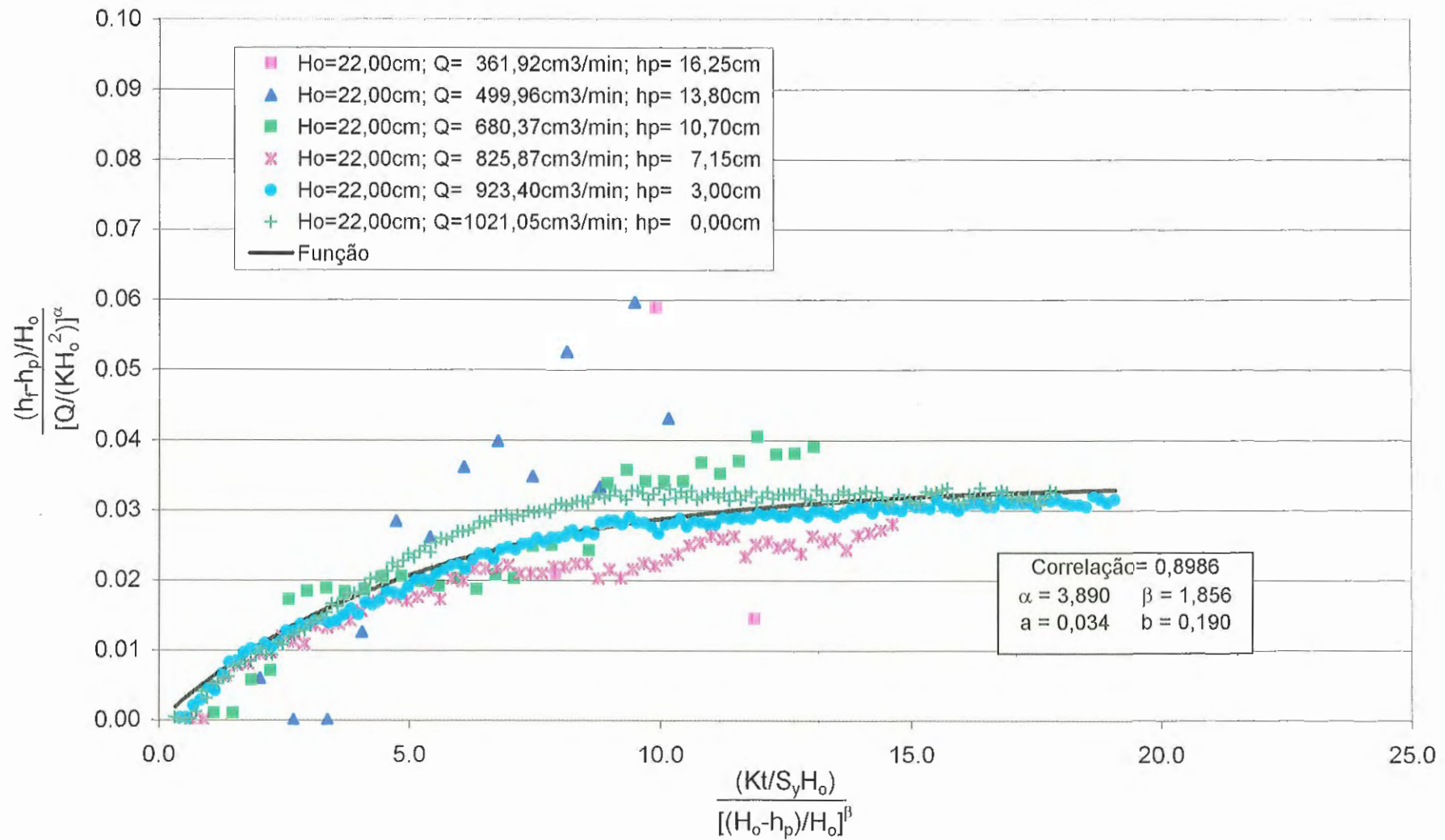
REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS
PARA O CASO NÃO – PERMANENTE - AREIA AJ 50/60

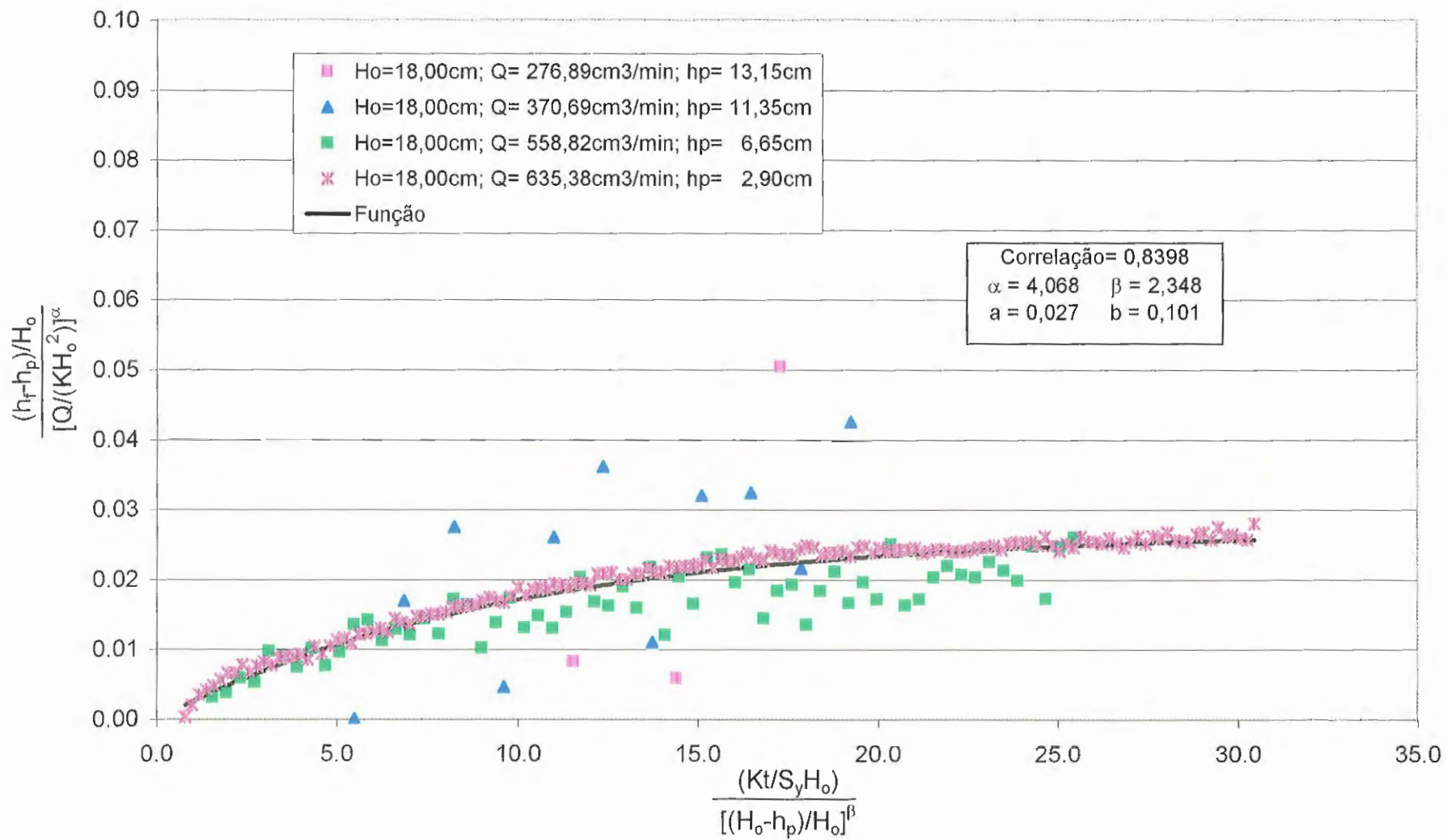


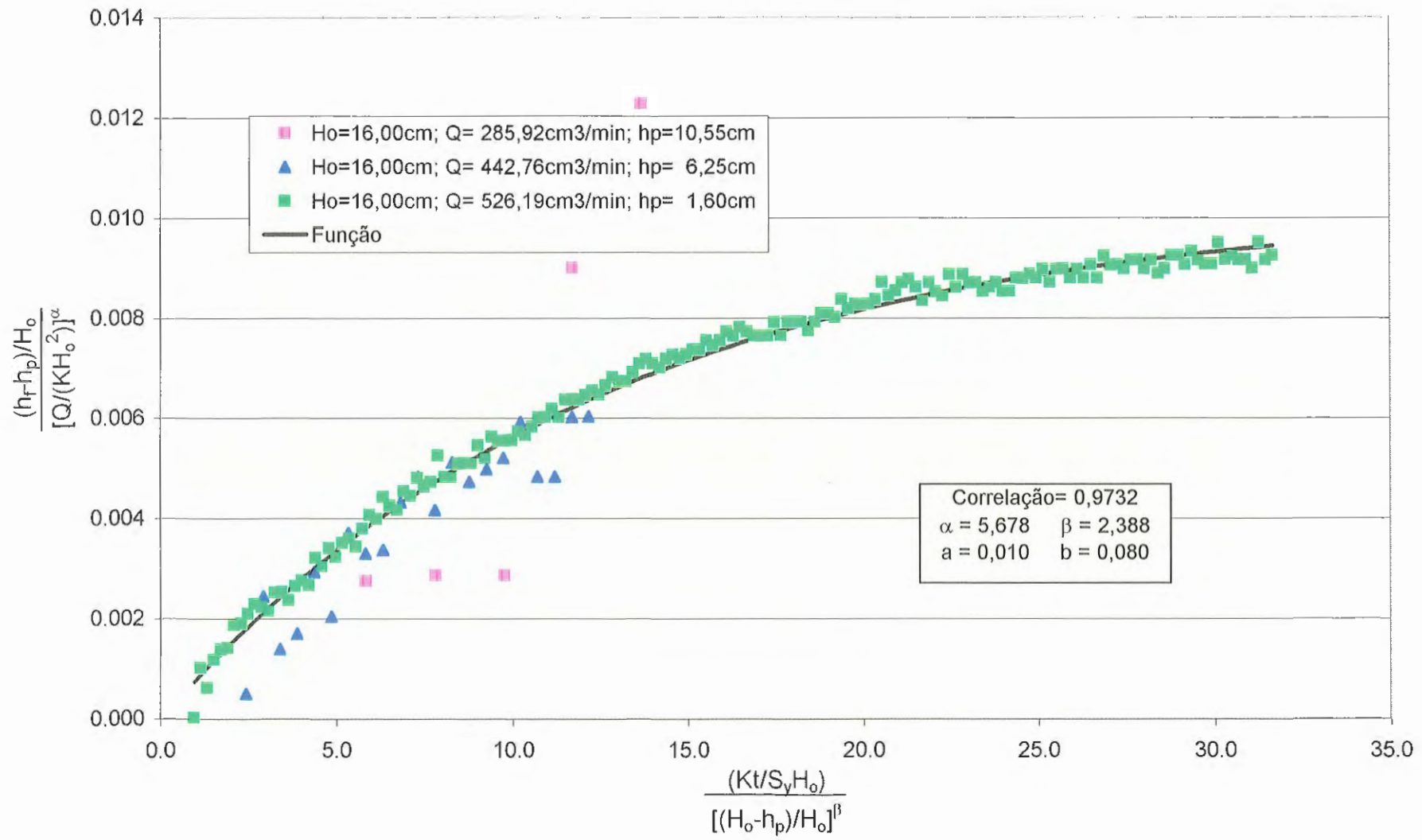












APÊNDICE VI

REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS
PARA O CASO NÃO – PERMANENTE - AREIA AB 60/70

