



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II — CAMPINA GRANDE

OK

IAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO DE DOIS SISTEMAS PILOTOS DE DRENAGEM SUB
ÂNEA USANDO MANILHAS DE BARRÔ, NO PERÍMETRO IRRIGADO DE SUMÉ-PARAÍBA.

POR

JOSÉ ELENILDO QUEIROZ

CAMPINA GRANDE
JUNHO/1987

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO DE DOIS SISTEMAS
PILOTOS DE DRENAGEM SUBTERRÂNEA USANDO MANILHAS DE
BARRO, NO PERÍMETRO IRRIGADO DE SUMÉ-PARAÍBA.

Por

JOSE ELENILDO QUEIROZ
- Engº Agrícola -

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA
JUNHO - 1987

JOSÉ ELENILDO QUEIROZ

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO DE DOIS SISTEMAS
PILOTOS DE DRENAGEM SUBTERRÂNEA USANDO MANILHAS DE
BARRO, NO PERÍMETRO IRRIGADO DE SUMÉ-PARAÍBA.

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL DO CENTRO DE CIÊNCIAS
E TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA, EM
CUMPRIMENTO ÀS EXIGÊNCIAS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc).

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: RECURSOS HÍDRICOS (Sub-Área de
Engenharia de Irrigação)

ORIENTADOR : GILVAN RODRIGUES DE OLIVEIRA

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

JUNHO - 1987

1716

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO DE DOIS SISTEMAS
PILOTOS DE DRENAGEM SUBTERRÂNEA USANDO MANILHAS DE
BARRO, NO PERÍMETRO IRRIGADO DE SUMÉ-PARAÍBA.

JOSÉ ELENILDO QUEIROZ

DISSERTAÇÃO APROVADA EM 26 / 06 / 1987



GILVAN RODRIGUES DE OLIVEIRA-M.Sc.
- Orientador -



HUGO ORLANDO CARVALLO GUERRA - Ph.D.
- Examinador -



ANTONIO WASHINGTON DE ALMEIDA GONDIM-M.Sc.
- Examinador -

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA
JUNHO - 1987

Às minhas filhas

Elânia de Araújo Queiroz e Elenylda
de Araújo Queiroz, por minha ausên
cia em muitas horas, faltando-lhes
com meu abraço e carinho,

DEDICO

AGRADECIMENTOS

A Universidade Federal da Paraíba, através do Departamento de Engenharia Florestal do Centro de Saúde e Tecnologia Rural - Campus VII, por ter concedido minha liberação das atividades docentes, para a realização dos experimentos de campo em Sumé-Pb, e para descrição de parte deste trabalho.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq através do PDCT/NE (SUEP/UFPb), por ter auxiliado parte das despesas necessárias à realização deste trabalho.

Ao professor GILVAN RODRIGUES DE OLIVEIRA pela orientação, sugestões, críticas, esclarecimentos e amizade.

Ao Dr. RICARDO AUGUSTO LOPES BRITO (EPAMIG-MG) pelos conselhos apresentados em algumas fases da elaboração deste trabalho.

Aos professores do Curso de pós-graduação em Engenharia Civil do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba (sub-área de Engenharia de Irrigação) pela transmissão dos valiosos conhecimentos durante a realização do curso.

Ao professor FRANCISCO MONTE ALVERNE DE SALES SAMPAIO, Chefe do Laboratório de Irrigação, por ter concedido espaço neste setor para conclusão do trabalho descritivo.

Aos professores HUGO ORLANDO C. GUERRA, JOSÉ ELIAS DA CUNHA METRI e a professora NORMA CESAR DE AZEVEDO, pelas suges

tões e críticas durante a pré-defesa deste trabalho.

A professora ALZINEIDE FLORENCIO DE SOUZA pela revisão no abstract deste trabalho.

Ao professor CANROBERT GUIMARÃES LIMA por sua gentil atenção durante o andamento do processo referente ao auxílio financeiro, junto à SUEP/UFPb.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação pela amizade e pelo intercâmbio de conhecimentos proporcionados durante a realização do Curso.

Ao Agrônomo CELSO OGASSAWARA pela acolhida e amizade sincera.

Em especial à minha mãe MARIA ELIAS AMORIM QUEIROZ, a quem devo agradecer todo seu empenho, apoio e incentivo durante os momentos mais difíceis da minha longa e árdua trajetória em busca de novos conhecimentos.

À minha esposa EDNA MARIA DE A. QUEIROZ, pela contribuição e compreensão em muitos momentos de dificuldades enfrentados.

Ao Sr. WASHINGTON FRANKLIN PEDREIRA DA SILVA, pelo excelente trabalho de datilografia.

Finalmente a todas as pessoas que, de alguma forma contribuíram para realização deste trabalho.

QUEIROZ, José Elenilde. Avaliação de desempenho hidráulico de dois sistemas pilotes de drenagem subterrânea usando manilhas de barro, no perímetro irrigado de Sumé-Paraíba. Campina Grande; UFPb 1987. 98p.

RESUMO

Problemas de lençol freático em áreas irrigadas têm de mostrado a necessidade de estudos em condições de campo, em especial a obtenção de parâmetros e o estabelecimento de critérios de drenagem. No presente trabalho apresentam-se os resultados de estudos experimentais desenvolvidos em dois sistemas pilotos de drenagem subterrânea com tubos de barro (diâmetro interno = 10 cm), em condições de campo. Os estudos foram desenvolvidos nos Setores 23 e 33, do perímetro irrigado de Sumé, Estado da Paraíba - Brasil, tendo como objetivos principais determinar parâmetros de drenagem necessários ao delineamento de sistemas, aplicáveis em áreas de maior extensão com características gerais similares, e avaliar o desempenho dos sistemas. Os solos de ambos os setores são do tipo aluvial eutrófico, com perfil bastante estratificado, constituindo um padrão da maioria dos solos daquele perímetro. Os ensaios consistiram da medição simultânea da profundidade do lençol freático, através de poços de observação, e das descargas no final das linhas de drenos entubados. Os parâmetros de drenagem foram deduzidos de processos gráficos, para as situações de fluxo permanente (equação de Hooghoudt) e variável (equação de Glover-Dumm). Constatou-se uma diferença significativa nos resultados ao se comparar essas teorias ($K_{\text{Hooghoudt}} = 2,5 \text{ a } 5 \text{ vezes } K_{\text{Glover-Dumm}}$). A transmisividade hidráulica aparente (média) da parcela "A" (Setor 23) resultou cerca de 3 vezes o valor obtido na parcela "B"

(Setor 33), demonstrando assim consideráveis diferenças entre os espaçamentos reais requeridos. Avaliou-se o desempenho dos sistemas por meio da resistência de entrada (r_e), carga hidráulica de entrada (como valor singular e fração da carga total) e análise do processo de rebaixamento do lençol freático, estabelecendo-se um critério de drenagem. Os valores obtidos para " r_e " por meio de probabilidades, demonstraram um desempenho regular, para ambos os sistemas ($r_e \approx 2,3 \text{ dias.m}^{-1}$), enquanto, por meio da regressão linear ambos tiveram um bom desempenho ($r_{e_{\text{máx}}} \approx 1,0 \text{ dia.m}^{-1}$). A carga hidráulica de entrada (18 e 35cm) e a relação h_e/h_{tot} ($\approx 0,57$) foram elevadas, caracterizando algum defeito no funcionamento dos sistemas ou uma especificidade para o caso dos solos aluviais dos setores estudados. Em termos de rebaixamento do lençol freático, constatou-se um decréscimo de 50cm, num período inferior a 3 dias, satisfazendo ao critério estabelecido. As equações experimentais obtidas (condição de regime variável) revelaram que os espaçamentos testados foram superestimados em 23 e 66%, enquanto a equação de Glover-Dumm, a princípio, superestimou os espaçamentos, quando comparada com as experimentais (11 e 36%, respectivamente para os sistemas "A" e "B").

ABSTRACT

The problems of the underground water table in irrigated areas have demonstrated the necessity of field studies especially to obtain parameters and the establishment of drainage criterion. This present work shows the results of the experimental studies developed in two pilot systems of subsurface drainage with clay pipes (10 cm internal diameter) in field conditions. The studies were carried out in sectors 23 and 33 of the irrigated perimeter of Sumé, Paraíba-Brazil, having as principal objectives the determination of parameters of drainage necessary to the planning of the systems, applicable in large areas with similar general characteristics and to evaluate the performance of the systems. The soils of both sectors are alluvial introphic, with profile sufficiently heterogeneous, representative standard of most of the soils of that region. The tests consisted of simultaneous measurement of the depth of the underground water table and the rate of discharge at the end of the underground drain lines. The parameters of drainage were obtained from graphic processes to the condition of permanent flow (equation of Hooghoudt) and variable flow (equation of Gover-Dumm) having occurred a significant difference in the comparative results ($K_{\text{Hooghoudt}} = 2,5 \text{ the } 5 \text{ times } K_{\text{Glover-Dumm}}$). The average of apparent hydraulic transmissivity of the portion "A" (Sector 23) demonstrated about three times more than portion "B" (Sector 33);

demonstrating considerable differences between the real spacings required. The performance of the systems was evaluated by the entrance resistance, hydraulic entrance load (as a singular value and fraction of the total load) and an analysis of the process of the lowering of the underground water level, establishing a drainage criterion. The values obtained at the entrance resistance in terms of probabilities showed a regular performance in both systems, ($r_e \approx 2,3 \text{ days.m}^{-1}$), while by linear regression both had a good performance ($r_{e \text{ max}} = 1,0 \text{ day.m}^{-1}$). The hydraulic entrance load (18 and 35cm) and the relation h_e/h_{tot} ($\approx 0,57$) were elevated, characterizing imperfection in the performance of the systems or a peculiarity to alluvial soils of the studied sectors. In terms of the lowering of the underground water level, a lowering of 50cm was observed in a period of less than three days, satisfying the established criterion. The experimental equations obtained (condition of variable flow) demonstrated that the tested spacing was overestimated in 23 and 66% while the equation of Glover-Dumm, at the beginning, overestimated the spacings in relation to the experimental (11 and 36%, respectively to systems "A" and "B").

ÍNDICE

	Página
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE FIGURAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS	xvi
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II - REVISÃO DE LITERATURA	4
2.1 - ASPECTOS BÁSICOS DA DINÂMICA DA ÁGUA NO SOLO	4
2.1.1 - Potencial total	4
2.1.2 - Condutividade hidráulica	8
2.1.3 - Porosidade efetiva	9
2.2 - FLUXO D'ÁGUA SUBTERRÂNEO PARA OS DRENOS HORIZONTAIS PARALELOS	12
2.2.1 - Fluxo permanente - Equação de Hooghoudt	13
2.2.2 - Fluxo variável - Equação de Glover-Dumm	17
2.3 - ASPECTOS GERAIS E CRITÉRIOS QUANTO AO DESEMPENHO DAS LINHAS DE DRENOS	20
2.4 - NÍVEL FREÁTICO E CRITÉRIOS DE DRENAGEM	29
CAPÍTULO III - MATERIAIS E MÉTODOS	35

	Página
3.1 - CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO	35
3.2 - ESPAÇAMENTO E PROFUNDIDADE DOS DRENOS	35
3.3 - LINHAS DE DRENOS SUBTERRÂNEOS	36
3.4 - REDE DE POÇOS DE OBSERVAÇÃO	37
3.5 - PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS	40
3.6 - AMOSTRAGEM E DETERMINAÇÃO DAS PRINCIPAIS CARAC <u>TERÍSTICAS FÍSICAS E QUÍMICAS DO SOLO</u>	40
3.7 - METODOLOGIA DE ANÁLISE	42
3.7.1 - Dedução dos parâmetros de drenagem	42
3.7.2 - Desempenho dos sistemas a partir dos dados de cargas hidráulicas e da resis <u>tência de entrada</u>	42
3.7.3 - Critério de drenagem e determinação do espaçamento entre os drenos	44
3.7.4 - Análise estatística	45
CAPÍTULO IV - RESULTADOS E DISCUSSÃO	46
CAPÍTULO V - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	71
LITERATURA CITADA	73
APÊNDICE	80

LISTA DE TABELAS

TABELA(S)	DESCRIÇÃO	PÁGINA
1	Classificação dos valores de condutividade hidráulica "K" (MILLAR, 1978)	09
2	Desempenho de um sistema de drenagem em função de " h_e " e " r_e " (WESSELING & VAN SOMEREN, 1970)	26
3	Desempenho das linhas de drenos em função de " h_e ", " h_e/h_{tot} " e de " r_e ", segundo DIELEMAN & TRAFFORD (1976)	27
4	Profundidade crítica de capa freática para condições de irrigação, segundo PIZARRO (1978)	34
5	Profundidade crítica da capa freática para condições de chuva, segundo PIZARRO (1978)	34
6	Parâmetros de drenagem obtidos para os sistemas "A" e "B"	52
7	Espaçamentos obtidos com as equações experimentais e com a equação de Glover-Dumm	69
8	Espaçamentos requeridos para diferentes critérios de drenagem - Sistemas "A" e "B" (Sumé-PB)	70
9, 10 e 11	Algumas das principais características físicas e químicas do solo - Setor 23	81
12	Algumas das principais características físicas	fí

TABELA(S)	DISCRIMINAÇÃO	PÁGINA
12	sicas e químicas do solo - Setor 33	82
13	Taxas de descarga(R), carga hidráulica (h) e relação R/h em função do tempo - Sistema "A" recém-instalado (30.05 à 03.06.83)	83
14	Taxas de descargas(R), carga hidráulica (h) e relação R/h em função do tempo - Sistema "B" recém-instalado (13 à 16.03.85)	83
15	Cargas hidráulicas, relação entre a carga de entrada e a carga total (h_e/h_{tot}), taxa de descarga por unidade de comprimento (q) e resistência de entrada (r_e) - Sistema "A"	84
16	Cargas hidráulicas, relação entre a carga de entrada e a carga total (h_e/h_{tot}), taxa de descarga por unidade de comprimento (q) e resistência de entrada - Sistema "B"	87
17	Cargas de entrada por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "A"	88
18	Cargas de entrada por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "B"	89
19	Cargas totais (h_{tot}) por ordem de mag	

TABELA(S)	DISCRIMINAÇÃO	PÁGINA
19	nitidez, com respectivas probabilidades - Sistema "A"	90
20	Cargas totais (h_{tot}) por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "B"	91
21	Relação h_e/h_{tot} por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "A"	92
22	Resistência de entrada (r_e) por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "A"	93
23	Resistência de entrada (r_e) e relação h_e/h_{tot} por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "B"	94
24	Rebaixamento acumulado do nível freático ($\Sigma\Delta h$) com o tempo em diferentes períodos de observação - Sistema "A"	95
25	Rebaixamento acumulado do nível freático ($\Sigma\Delta h$) com o tempo em diferentes períodos de observação - Sistema "B"	97
26	Valores de Kdt/vS^2 , cargas hidráulicas (h) e relação h_t/h_0 (carga num tempo "t"/carga inicial) em função do tempo de descida do nível freático - Sistema "A" recém-instalado	98
27	Valores de Kdt/vS^2 , cargas hidráulicas	

TABELA(S)	DISCRIMINAÇÃO	PÁGINA
27	(h) e relação h_t/h_0 (carga num. tempo "t"/carga inicial) em função do tempo de descida do nível freático - Sistema "B" recém-instalado	98

LISTA DE FIGURAS

FIGURA(S)	DISCRIMINAÇÃO	PÁGINA
1	Detalhe do vale sucuro em Sumê-Paraíba	39
2	Detalhe das linhas de drenos subterrâneos e poços de observação (Sistema "A"-sem escala)	39
3	Detalhes do poço de observação (3-A) e da fita métrica para medida do nível freático (3-B)	41
4	Representação em perfil dos poços de observação utilizados nas medidas de $h_s(5)$, $h_e(4)$ e $h_{tot}(1)$	41
5	Taxas de descargas (R) e cargas hidráulicas (h) com o tempo (t)	47
6	Variação da taxa de descarga (R) com a carga hidráulica (h)	49
7	Relação entre descarga/carga (R/h) x carga hidráulica (h)	49
8, 9	Cargas hidráulicas (h_e e h_{tot}) representadas em papel probabilístico log-normal - Sistemas "A" e "B"	53
10, 11	Relação h_e/h_{tot} representada em papel probabilístico log-normal - Sistemas "A" e "B"	56

FIGURA(S)	DISCRIMINAÇÃO	PÁGINA
12, 13	Resistência de entrada (r_e) representada em papel probabilístico log-normal - Sistemas "A" e "B"	57
14, 15	Relação entre cargas hidráulicas de entrada (h_e) e taxas de descargas por unidade de comprimento (q) - Sistemas "A" e "B"	59
16	Rebaixamento acumulado do nível freático ($\Sigma\Delta h$) com o tempo (t) - Sistemas "A" e "B"	62
17	Proporção de rebaixamento do nível freático (h_t/h_o) versus t/J - Curvas experimentais (Sistemas "A" e "B") e curva teórica de Glover-Dumm.	67

LISTA DE SÍMBOLOS

"a"	coeficiente obtido experimentalmente
A	"coeficiente" da equação de Hooghoudt dado por $4K/S^2$
A_d	área da secção do perfil de solo drenado (L^2)
A_p	área de poros (L^2)
A_t	secção transversal de solo (L^2)
"b"	coeficiente obtido experimentalmente
B	"coeficiente" da equação de Hooghoudt dado por $8Kd/S^2$
C	comprimento da linha de dreno (L)
cc	capacidade de campo
D	distância desde o nível de água no dreno até a camada <u>im</u> permeável (L)
d	espessura equivalente de Hooghoudt (L)
df	densidade de fluxo (LT^{-1})
drf	densidade real de fluxo (LT^{-1})
d_t	derivada em relação ao tempo t
e	base de logaritmo neperiano
H	potencial total da água no solo (L)
h	carga hidráulica (L)
h_e	carga hidráulica de entrada (L)
H_g	potencial gravitacional ou de posição (L)
h_h	carga hidráulica limitada pela "barreira" e a linha <u>hori</u> zontal que passa pelos drenos (L)
H_m	potencial matricial (L)

- h_0 carga hidráulica inicial (tempo $t = 0$) sobre o nível dos drenos; carga residual (L)
- H_{os} potencial osmótico (L)
- H_p potencial de pressão (L)
- h_r carga hidráulica devido a influência radial na vizinhança do dreno abaixo da profundidade do mesmo (L)
- h_t carga hidráulica sobre o nível dos drenos após um tempo t (L)
- h_{tot} carga hidráulica total no espaço médio entre os drenos (L)
- h_v carga hidráulica limitada pela capa freática e uma linha passando pelo fundo dos drenos (L)
- J coeficiente de armazenamento (T)
- L_{is} lâmina d'água infiltrada no solo (L)
- K condutividade hidráulica (LT^{-1})
- K_1 condutividade do estrato de solo acima do nível dos drenos (LT^{-1})
- K_2 condutividade do estrato de solo abaixo do nível dos drenos (LT^{-1})
- K_d transmissividade aparente do estrato saturado ($L^2.T^{-1}$)
- P_{sat} peso da amostra de solo saturada
- P_{cc} peso da amostra de solo na capacidade de campo
- q intensidade de fluxo ou descarga por unidade de comprimento ($L^3T^{-1}/L = L^2 T^{-1}$).
- Q descarga expressa em volume por unidade de tempo ($L^3 T^{-1}$)
- r resistência oferecida ao fluxo (LT^{-1})
- R taxa de descarga ou descarga normativa (LT^{-1})
- r_e resistência de entrada (TL^{-1})
- R_0 descarga normativa num tempo $t = 0$ (LT^{-1})

R_t	descarga normativa num tempo t (LT^{-1})
S	espaçamento entre drenos (L)
t	tempo ou intervalo de tempo (T)
V	volume de água que atravessa uma secção transversal de solo (L^3)
V_s	volume da amostra de solo (L^3)
Z_{n-1}	profundidade inicial do lençol freático (L)
Z_n	profundidade final do lençol freático (L)
α	fator de intensidade de drenagem (T^{-1})
η	porosidade total
ΔH	queda de energia potencial (L)
ΔX	percurso de fluxo (L)
∇H	gradiente de potencial ou gradiente de carga hidráulica (adimensional)
v	porosidade efetiva ou espaço poroso drenável
$v(z)$	porosidade efetiva à profundidade "z" da superfície do terreno

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Nas zonas áridas e semi-áridas irrigadas, o problema de salinização do solo, geralmente, ocorre num período de tempo considerado curto, após a implantação dos projetos de irrigação. No Nordeste brasileiro, por exemplo, este problema existe, praticamente, em todos os perímetros irrigados. Segundo GOES (1978), no projeto de irrigação de Ceraima na Bahia, durante 2 anos de operação, 47% da área executada apresentava problemas de salinidade, sendo 19% deste percentual correspondente a áreas completamente abandonadas. VALDIVIESO & CORDEIRO (1983), reportando-se sobre o projeto de irrigação de São Gonçalo, na Paraíba, verificaram que de um total de 1.479 hectares irrigadas 43% se apresentavam com problemas de drenagem e salinidade. No perímetro irrigado de Sumé-Pb, estudos desenvolvidos por GUIMARÃES *et alii* (1985), mostraram que o lençol freático encontrava-se em posições indesejadas em pelo menos 50% da área estudada. OLIVEIRA *et alii* (1982) verificaram "in loco" a existência de uma correlação entre as áreas com lençol freático próximo da superfície e as áreas salinizadas.

Os problemas de salinização dos solos em zonas áridas e semi-áridas, caracterizadas por baixas precipitações e elevados valores de evapotranspiração - segundo se sabe - são originados, principalmente, pela falta de um manejo adequado de água

e de solo, sob condições de irrigação. Nessas zonas, geralmente, os volumes d'água aplicados nas irrigações são maiores do que os consumidos, havendo conseqüentes perdas por percolação abaixo da zona radicular; o que contribui para elevação do lençol freático quando a drenagem subterrânea for ineficiente. O lençol freático elevado, por sua vez, favorece ao fenômeno da capilaridade - responsável pelo transporte de sais contidos na água freática em direção a superfície do terreno. Com isso, os sais acumulados no perfil do solo (oriundos das águas de irrigação e freática) podem ser concentrados em níveis tóxicos ao crescimento das culturas.

Em áreas irrigadas (regiões áridas e semi-áridas), para prevenir ou solucionar problemas relacionados com o lençol freático elevado, a rede de drenagem constitui uma das principais obras de infra-estrutura. Sabe-se, entretanto, que nessas áreas, embora os drenos abertos sirvam para remover as águas superficiais e regular as águas subterrâneas, na prática isto não ocorre, devido a problemas relacionados com a manutenção da rede de drenagem e por causa da complexidade dos estratos. Com isso, a implantação de uma rede de drenagem subterrânea artificial (entubada) torna-se imprescindível para assegurar um nível ótimo de umidade na zona radicular e evitar o processo de salinização do solo.

Nas regiões com tradição em drenagem, a experiência adquirida tem permitido a execução de projetos com técnicas capazes de assegurar um funcionamento adequado nas condições adversas encontradas, porém onde não se dispõe da experiência necessária, surgem problemas diversos, oriundos das

condições específicas de cada solo, do tipo de material empregado e da falta de técnicas adequadas de instalação, entre outros. Assim, a realização de estudos, principalmente, em condições de campo, com a finalidade de se adquirir experiências quanto aos diversos fatores intervenientes no processo de drenagem, torna-se necessário.

A experiência "in loco", mediante ensaios com sistemas pilôtos proporciona importantes informações quanto ao desempenho do material de drenagem empregado, ao efeito de instalação dos sistemas sobre o regime da água subterrânea e a uma definição das propriedades hidrológicas do solo, importantes no delineamento de sistemas em áreas de maior extensão, com características gerais similares. Os ensaios permitem, ainda, testar novas técnicas de instalação dos drenos subterrâneos, comprovar os espaçamentos ensaiados, além de fornecer a oportunidade de estudar a validade de equações teóricas desenvolvidas para determinadas condições de solo e clima. Com as informações obtidas torna-se possível o estabelecimento de critérios de drenagem mais adequados, conforme a dinâmica do lençol freático. Além disso, a experiência de campo evita um grande número de determinações para se obter um valor médio das propriedades do solo (válido estatisticamente), utilizadas no projeto de drenagem.

Nesse contexto, o presente trabalho teve como objetivos principais definir os parâmetros de drenagem necessários ao delineamento para áreas similares às estudadas, e avaliar o desempenho hidráulico de dois sistemas pilôtos implantados com manilhas de barro, no perímetro irrigado de Sumê-Pb.

CAPÍTULO II

REVISÃO DE LITERATURA

2.1 - ASPECTOS BÁSICOS DA DINÂMICA DA ÁGUA NO SOLO

2.1.1 - Potencial Total

Os conhecimentos relativos do movimento da água no solo são essenciais para o controle da irrigação e da drenagem. Entre outros, CHILDS (1969), CRANK (1956) e KIRKHAM & POWERS (1972) consideram o fluxo d'água no solo como um caso especial de um problema maior do movimento de líquidos em meios porosos.

Segundo REICHARDT (1975), a água existente em qualquer parte da natureza pode ser caracterizada por um estado de energia em diferentes formas e quantidades. No solo, a forma de energia considerada para caracterização do movimento da água é a energia potencial, sendo a energia cinética desprezível, por ser a velocidade de fluxo bastante lenta. A energia potencial é função da posição e condição interna da água no ponto em consideração. As diferenças de potencial entre os diferentes pontos no solo, dão origem ao movimento da água, isto é, só ocorrerá movimento da água no solo quando uma variação de energia entre os pontos em questão é observada. Este movimento ocorre no sentido de um ponto de maior potencial para um de menor po

tencial, obedecendo ao princípio natural de que toda a matéria na natureza tem a tendência espontânea e universal de ocupar um estado de energia mínima.

Como o potencial total da água no solo, em um dado ponto, expressa o seu estado de energia e esta, por sua vez, é uma grandeza que depende da extensão do sistema, é usual expressá-lo por unidade de uma outra grandeza proporcional a extensão do sistema. Com isso, o potencial expresso em termos de energia por unidade de peso (carga hidráulica) apresenta as dimensões de comprimento (L), podendo ser medido por meio de uma altura de coluna d'água (CRUCIANI, 1983).

Em termos de energia por unidade de peso tem-se que:

$$H = H_g + H_p + H_{os} + H_m + \dots \quad (1)$$

onde:

H = potencial total da água no solo (L)

H_g = potencial gravitacional ou de posição (L)

H_p = potencial de pressão (L)

H_{os} = potencial osmótico (L)

H_m = potencial matricial (L)

Segundo Kirkhan, discutido por PRATA FILHO (1982), no caso do fluxo d'água num meio saturado, as componentes gravitacional e de pressão, têm maior importância no potencial total. Nesse caso a equação (1) se torna:

$$H = H_g + H_p \quad (2)$$

Quando a concentração salina é significativa, o potencial osmótico torna-se importante no potencial total (REICHARDT, 1975). Assim, tem-se:

$$H = H_g + H_p + H_{os} \quad (3)$$

O movimento da água no solo ocorre devido a uma queda de potencial (ΔH), que corresponde a diferença de energia potencial entre dois pontos distintos considerados, sendo a razão entre esta queda de potencial e a distância medida entre os dois pontos (ΔX) denominada de gradiente de carga hidráulica ou gradiente de potencial total, conforme a equação (4):

$$\nabla H = \Delta H / \Delta X \quad (4)$$

A dimensão do gradiente hidráulico (∇H) é a mesma de uma força, já que é uma relação entre energia e comprimento. Se o potencial total se expressa em termos de energia por unidade de peso (carga hidráulica), o gradiente passa a ser adimensional (REICHARDT, 1975).

O Engenheiro Francês Henry Darcy foi quem formulou a lei fundamental que descreve o movimento da água nos meios porosos (NEVES, 1982). Em suas experiências, observou que a velocidade de fluxo que atravessa a unidade de área de um meio poroso na unidade de tempo, era proporcional a queda de energia (carga consumida) e inversamente proporcional ao percurso da

água (equação 5):

$$d_f = V/(A_t \cdot t) = -K(\Delta H/\Delta X) \quad (5)$$

onde:

d_f = densidade de fluxo (LT^{-1})

V = volume de água que atravessa uma área de secção transversal A_t (L^3)

A_t = secção transversal (L^2)

t = tempo (T)

K = fator de proporcionalidade dependente da resistência do meio poroso e da natureza do líquido (LT^{-1})

ΔH = queda de energia potencial (L)

ΔX = percurso do fluxo (L)

A equação (5) expressa em função do gradiente de potencial (∇H), resulta:

$$d_f = -K \cdot \nabla H \quad (6)$$

Para se obter a densidade real de fluxo (Seepage velocity) no meio poroso, considera-se somente a área dos poros (CEDERGREN, 1977; HARR, 1962; ILRI, 1980; KIRKHAM & POWERS, 1972; POIREE & OLLIER, 1966). Assim, tem-se que:

$$d_{rf} = V/(A_p \cdot t) = V/(A_t \cdot \eta \cdot t) = d_f/\eta \quad (7)$$

Onde:

d_{rf} = densidade real de fluxo (LT^{-1})

A_p = área de poros (L^2)

η = porosidade total

2.1.2 - Condutividade Hidráulica

O fator de proporcionalidade da equação de Darcy no caso de solos é denominado condutividade hidráulica (K). Este fator, juntamente com a porosidade efetiva ou espaço poroso drenável, constitui uma das principais características hidrodinâmicas do solo, de interesse para o dimensionamento de sistemas de drenagem. A condutividade hidráulica é necessária ao cálculo do espaçamento entre os drenos, tanto para as condições de regime permanente como variável, sendo, neste último caso, utilizada juntamente com a porosidade efetiva (CRUCIANI, 1983).

Para determinação da condutividade hidráulica existem vários métodos de campo e de laboratório (Kirkhan, Ernst - entre outros - citados por MILLAR, 1978). Segundo PINTO (1979), os valores de condutividade hidráulica, calculados a partir de amostragens localizadas, podem apresentar erros devido a variações que ocorrem tanto no sentido vertical como horizontal. GOMES (1977), trabalhando com um solo tipo aluvial ao determinar o valor de "K" utilizando diferentes métodos de campo, verificou uma baixa correlação entre os valores obtidos num mesmo lugar para os métodos utilizados. BOUWER & JACKSON (1974), afirmam que, para projetos de drenagem, o melhor método para deter

minação de "K" é através das medidas de descargas e altura do lençol freático, por meio de drenos de campo.

A partir das descargas dos drenos e alturas do lençol freático, o valor representativo da condutividade hidráulica do estrato saturado pode ser determinado, para as condições de regime permanente e variável, utilizando-se os procedimentos gráficos apresentados por DIELEMAN (1980), por exemplo.

Segundo MILLAR (1978), a condutividade "K" pode ser classificada como "muito lenta a muito rápida", de acordo com a Tabela 1.

TABELA 1 - Classificação dos valores de condutividade hidráulica "K" (MILLAR, 1978).

Classificação	Condutividade K(m/dia)
Muito lenta	< 0,03
Lenta	0,03 - 0,12
Moderadamente lenta	0,12 - 0,50
Moderada	0,50 - 1,50
Moderadamente rápida	1,50 - 3,00
Rápida	3,00 - 5,00
Muito rápida	> 5,00

2.1.3 - Porosidade Efetiva

A porosidade efetiva ou espaço poroso drenável (v) constitui uma característica hidrodinâmica do solo de grande importância para a drenagem, sendo utilizada juntamente com outros

parâmetros para determinação do espaçamento entre drenos (regime variável). Os valores de "v", segundo Johnson - citado por PIZARRO (1978) - podem variar desde um valor reduzido (por exemplo inferior a 1,0% - caso dos solos argilosos) até valores elevados em solos de textura grossa (em torno de 25%).

A determinação da porosidade efetiva pode ser feita através de métodos de laboratório e de campo. Um método simples de laboratório consiste em tomar amostras com estrutura não alterada (usando um trado tipo UHLAND equipado com anéis de acrílico) e determinar o peso das mesmas depois de saturadas e na capacidade de campo (COELHO, 1984). Com esse método, obtém-se "v" pela expressão seguinte:

$$v = \frac{P_{sat} - P_{cc}}{V_s} \times 100 \quad (8)$$

onde:

P_{sat} = peso da amostra saturada

P_{cc} = peso da amostra na capacidade de campo

V_s = volume da amostra

Determinando-se a porosidade total (η) e a capacidade de campo (cc), um valor de "v" pode ser obtido por:

$$v = \eta - cc \quad (9)$$

Uma equação empírica (10) para estimar o valor de "v", quando não se dispõe de dados suficientes, também pode ser

utilizada (PIZARRO, 1978; entre outros):

$$v = \sqrt{K/100} \quad (10)$$

onde:

K = condutividade hidráulica (m/dia).

Segundo TAYLOR (1959), nos estudos do rebaixamento do lençol freático, a porosidade efetiva deve ser expressa em função da profundidade freática (Z). Tomando por base a movimentação do lençol freático (LF) no perfil de solo, apresentou a equação (11) para determinação de "v".

$$v(Z) = V/A_d(Z_n - Z_{n-1}) \quad (11)$$

em que,

$v(Z)$ = porosidade efetiva à profundidade "Z" da superfície do terreno.

V = volume de água drenado no perfil do solo quando o nível freático passa de uma profundidade Z_{n-1} a Z_n (L^3)

Z_{n-1} = profundidade inicial do LF

Z_n = profundidade final do LF

A_d = área da seção do perfil do solo drenado (L^2)

Com a equação (11) se pode determinar o valor de "v" para diferentes camadas de solo.

O valor de "v" pode ser obtido em função da lâmina de água infiltrada no solo (L_{is}) capaz de produzir uma ascensão

(ou descida) no nível freático de uma posição h_o até h_t (FORSYTE, 1985). Nesse caso usa-se a seguinte expressão:

$$v = [L_{is} / (h_o - h_t)] \cdot 100 \quad (12)$$

onde:

v = porosidade efetiva (%)

L_{is} = lâmina d'água infiltrada no solo (L)

h_o = carga hidráulica inicial (L)

h_t = carga hidráulica final (L)

Pelos procedimentos apresentados por DIELEMAN (1980), a porosidade efetiva pode ser obtida de processos gráficos, a partir dos dados de descarga e das alturas do lençol freático (item 2.2.2).

2.2 - FLUXO D'ÁGUA SUBTERRÂNEO PARA OS DRENOS HORIZONTAIS PARALELOS.

As equações que descrevem o comportamento do lençol freático são dirigidas para a determinação do espaçamento dos drenos que atendam a um certo desempenho. E são várias as expressões matemáticas que descrevem o fluxo subterrâneo sob a influência de drenos paralelos entre si e a consequente posição do lençol freático (KIRKHAM *et alii*, 1974; RAADSMA, 1974; VAN SCHILFGAARD, 1974; WESSELING, 1973).

As expressões que descrevem o fluxo subterrâneo para os drenos têm em comum o fato de se basearem em situações simplificadas de campo, cujas hipóteses frequentemente utilizadas são:

a) o perfil do solo é homogêneo, tendo algumas propriedades hidráulicas na região do fluxo; b) o perfil do solo não é homogêneo, mas é considerado para representar duas ou três camadas distintas; c) a zona circundante do dreno, notadamente na parte inferior da vala, é homogênea e tem as mesmas propriedades de transmissão de água que o solo adjacente não perturbado; d) o dreno é considerado como sendo ideal, o que quer dizer que a água pode entrar no tubo sem encontrar resistência em nenhum ponto de sua circunferência, sendo a parede do tubo considerada tão permeável quanto o solo circundante (DIELEMAN & TRAFFORD, 1976).

Nas análises teóricas de fluxo subterrâneo, dependendo da situação, supõem-se condições de fluxo permanente e variável. No regime permanente (steady-state), a capacidade de descarga dos drenos é igual a recarga, isto é, se supõe que a capa freática encontra-se estabilizada. Nesta situação (embora não aconteça na prática), as fórmulas desenvolvidas podem dar resultados aceitáveis, dependendo do regime pluviométrico da região (PIZARRO, 1978). O regime variável ocorre quando o nível freático varia com o tempo. Este é o caso que ocorre em terrenos irrigados ou em regiões onde as chuvas são torrenciais. As equações de fluxo aplicadas para este caso levam em conta uma alimentação irregular da capa freática e, em consequência, a variação no nível da mesma (PIZARRO, 1978).

2.2.1 - Fluxo Permanente - Equação de Hooghoudt

Em 1940, Hooghoudt - discutido por vários autores (LUTHIN ,

1974; PIZARRO, 1978; RAADSMA, 1974; TALSMA & HASKEN, 1959) - desenvolveu uma equação para determinação do espaçamento entre drenos paralelos entre si, considerando as hipóteses simplificadas de Dupuit - Forchheimer (apresentadas por CRUCIANI, 1983), que pressupõem a ocorrência de fluxo horizontal em direção aos drenos e que as velocidades associadas às linhas de fluxo são proporcionais a declividade do lençol freático, independente da profundidade. Na equação de Hooghoudt ainda foram consideradas hipóteses como: a) o solo é homogêneo ou isotrópico até a camada impermeável; b) sistema de drenos igualmente espaçados e c) validade da lei de Darcy.

A equação encontrada por Hooghoudt, para um solo homogêneo, pode ser expressa como segue:

$$R = 4Kh^2/S^2 + 8KDh/S^2 \quad (13)$$

onde:

S = espaçamento entre drenos (L)

K = condutividade hidráulica (LT^{-1})

h = carga hidráulica total disponível no espaço médio entre os drenos (L)

R = taxa de descarga ou descarga normativa (LT^{-1})

D = distância desde o nível da água no dreno até a camada impermeável (L).

DONNAN (1946), também verificou e comprovou experimentalmente a hipótese de fluxo horizontal em condições de steady-state e apresentou uma equação equivalente a de Hooghoudt, com

seu nome.

À medida que a distância da camada impermeável aumenta em relação aos drenos, as linhas de fluxo deixam de ser essencialmente paralelas e horizontais e começam a convergir nas proximidades dos drenos, havendo a necessidade de se considerar o fluxo radial. Para isto, Hooghoudt introduziu o conceito de espessura equivalente (d). Dessa forma, a equação (13) pode ser expressa como:

$$R = 4Kh^2/S^2 + 8Kdh/S^2 \quad (14)$$

Esta equação pode ainda ser expressa nas formas:

$$R = Ah^2 + Bh \quad (15)$$

$$R/h = Ah + B \quad (16)$$

onde:

$$A = 4K/S^2$$

e

$$B = 8Kd/S^2$$

Tem-se verificado que a relação "R" versus "h" é curva quando o fluxo predominante ocorre acima do nível dos drenos. Quando o termo Ah^2 é pequeno em comparação com o termo Bh essa relação se aproxima de uma linha reta, que denota uma transmissividade das camadas de solo acima do nível dos drenos desprezível, em relação a dos estratos situados abaixo desse nível.

Quando isto acontece, significa que a maior contribuição de fluxo para os drenos provém das camadas existentes abaixo dos tubos (DIELEMAN, 1980).

Segundo DIELEMAN (1980), para facilitar a interpretação da relação "R" versus "h" pode ser útil também representar "R/h versus h", o que resulta em uma linha reta (equação 16).

Quando os tubos de drenagem são colocados sobre a camada impermeável a equação (14) reduz-se a:

$$R = 4Kh^2/S^2 \quad (17)$$

O valor da espessura equivalente de Hooghoudt pode ser obtido por meio de nomogramas ou calculado pela equação (18):

$$d = D/[2,55D/S(\ln D/S) + 1] \quad (18)$$

onde:

P = perímetro molhado do dreno (L)

D = distância do dreno até a camada impermeável (L)

S = espaçamento entre drenos (L).

Se o perfil do solo consta de dois estratos de diferentes condutividades (K_1 e K_2), e se o nível dos drenos está situado no limite destes estratos, aplica-se a equação (14), expressa da seguinte forma:

$$R = 4K_1h^2/S^2 + 8K_2dh/S^2 \quad (19)$$

2.2.2 - Fluxo Variável - Equação de Glover-Dumm

Glover, inicialmente, e depois Dumm (1954) - ambos discutidos em VAN SHILFGAARDE, 1974 - desenvolveram estudos para as condições de regime variável (non steady flow). De acordo com PIZARRO (1978) este é o caso de regime de fluxo que ocorre em áreas sujeitas a precipitações intensas e de duração variável-típicas de clima tropical, ou de regiões áridas e semi-áridas sob irrigações periódicas. No regime variável o lençol freático não se encontra estabilizado, havendo uma ascensão durante a recarga e uma descida gradual no período de descarga. Nessas condições, a equação de Glover-Dumm tem sido a mais aplicada com sucesso (DIELEMAN, 1980).

$$h_t = 1,16h_o \sum_{n=1, -3, 5, \dots}^{n=\infty} (1/n)e^{-n^2 \alpha t} \quad (20)$$

onde:

h_o = carga hidráulica inicial sobre o nível dos drenos (L)

h_t = carga hidráulica sobre o nível dos drenos após um tempo t (L)

α = fator de reação (T^{-1})

t = tempo decorrido para o lençol descer da posição h_o até $h_t(T)$.

O fator de reação " α " é definido pela expressão seguinte:

$$\alpha = \pi^2 \cdot Kd/vS^2 \quad (21)$$

Nesta equação, introduzindo o coeficiente $J = \frac{1}{\alpha}$, tem-se:

$$J = vS^2/\pi^2 \cdot Kd \quad (22)$$

onde:

Kd = transmissividade ($L^2 \cdot T^{-1}$)

v = porosidade efetiva (adimensional)

S = espaçamento entre drenos (L)

J = coeficiente de armazenamento (T)

O valor teórico "D" é obtido por:

$$D = d + \frac{1}{t} \int_0^t h_t dt = d + \frac{1}{t} \int_0^t 1,16h_0 e^{-\alpha t} dt \quad (23)$$

Na prática, PIZARRO (1978) sugere utilizar o valor:

$$D = d + (h_0 + h_t)/2 \quad (24)$$

onde d é a espessura equivalente de Hooghoudt.

Quando $\frac{h_0 + h_t}{2}$ é muito pequeno, sugere-se o uso de "d" em vez de D (PIZARRO, 1978).

VAN BEERS (1965) apresenta uma solução aproximada para a

2.3 - ASPECTOS GERAIS E CRITÉRIOS QUANTO AO DESEMPENHO DAS LINHAS DE DRENOS

O desempenho dos materiais de drenagem é bastante conhecido em situações ideais de laboratório, porém nas condições adversas de um determinado solo, não se pode prever com exatidão os resultados (DIELEMAN & TRAFFORD, 1976). Os tubos de cerâmica, por exemplo, não são teoricamente bons quanto a entrada de água, entretanto, em condições de campo podem dar resultados similares aos tubos corrugados (WESSELING & VAN SOMEREN, 1970). Para DIELEMAN & TRAFFORD (1976), a nível de laboratório, admite-se o desempenho do tubo de drenagem em condições homogêneas, enquanto no campo o tubo é instalado numa trincheira, podendo o seu simples enchimento com terra ser tão eficiente como se estivesse um filtro de cascalho, não ocasionando diferença no desempenho dos materiais utilizados.

A experiência adquirida, mediante ensaios com sistemas de drenagem, é de fundamental importância quando se pretende implantar um projeto numa área de maior extensão. Na realidade, a finalidade dos ensaios é testar o rendimento de uma determinada combinação de tubos de drenagem e material de envoltura, com relação a fatores como as características do solo, os métodos de instalação dos drenos e as condições existentes ao assentar os tubos (tempo, umidade do solo e altura do nível freático). Para DIELEMAN & TRAFFORD (1976), ao se analisar o comportamento de um sistema de drenagem, não se deve considerar isoladamente os diversos fatores intervenientes. Assim, por exemplo, somente a taxa de descarga dos drenos não fornece boa informa

ção quanto ao desempenho dos tubos, sendo necessário relacionar dados de descarga com as condições do solo e o nível freático, especialmente a carga hidráulica existente nas imediações dos tubos.

Para WESSELING & VAN SOMEREN (1970), um sistema de drenagem é considerado eficiente quanto é capaz de assegurar uma rápida retirada do excesso de água no solo. Outrossim, a eficiência do sistema é frequentemente descrita em termos de alturas da capa freática, sendo o sistema considerado ineficiente quando se observam capas freáticas elevadas.

Segundo DIELEMAN & TRAFFORD (1976), se o sistema de drenagem tem capacidade suficiente para evacuação do excesso de água, seu desempenho depende, essencialmente, de fatores como as aberturas para entrada de água existentes nos drenos - ou entre os drenos - das propriedades hidráulicas do material envolvente e do reaterro da valeta. Estes fatores - embora independentes em parte - são influenciados por outros, entre os quais: a distribuição e a espessura da envoltura, a estabilidade do material de reenchimento da valeta trincheira, a altura do lençol freático, a umidade do solo, as condições meteorológicas imperantes durante o assentamento dos tubos, a largura da valeta e os depósitos químicos existentes nas aberturas de entrada de água nos tubos, ou próximos deles (DIELEMAN & TRAFFORD, 1976).

A perda de carga num sistema de drenagem depende da intensidade de fluxo. Assim, fazendo-se uma analogia entre as leis de Darcy e Ohm, a perda de carga pode ser expressa como o produto da intensidade de fluxo pela resistência oferecida ao mesmo, conforme a equação (30).

$$h = q \cdot r \quad (30)$$

onde:

h = carga hidráulica (L)

q = intensidade de fluxo ($L^2 T^{-1}$)

r = resistência oferecida ao fluxo (TL^{-1})

Com isso, a carga hidráulica existente nas imediações do tubo de drenagem ou "carga de entrada" pode ser expressa como:

$$h_e = q \cdot r_e \quad (31)$$

sendo:

h_e = carga hidráulica de entrada (L)

r_e = resistência de entrada (TL^{-1})

Pela teoria de Ernst - desenvolvida para a condição de regime permanente - o fluxo para os drenos pode ser dividido em componentes de fluxo, sendo sua aplicação muito vantajosa para se obter uma explicação física instrutiva da resistência do solo ao movimento da água (ERNST, 1956). Para levar em conta a resistência de entrada no tubo de drenagem, a equação de Ernst pode ser expressa como a soma de quatro componentes de fluxo, conforme a equação (32):

$$h_{tot} = h_v + h_h + h_r + h_e \quad (32)$$

em que,

h_{tot} = carga hidráulica total (L)

h_v = carga hidráulica vertical, limitada entre uma linha horizontal passando pelo fundo dos drenos e a capa freática (L)

h_h = carga hidráulica horizontal, limitada pela barreira e a linha horizontal que passa pelos drenos (L)

h_r = carga hidráulica radial na vizinhança do dreno, abaixo da linha de drenos (L)

h_e = carga hidráulica de entrada (L)

Segundo DIELEMANN & TRAFFORD (1976), para fins de testar o desempenho das linhas de drenos, a componente de entrada do fluxo subterrâneo constitui um parâmetro importante, tanto como um valor singular, como uma fração da perda de carga total (relação h_e/h_{tot}). Estes autores sugerem ainda a resistência de entrada (r_e), definida como a relação entre a "componente de entrada" e a taxa de unidade de fluxo medida no final do tubo, como parâmetro adequado para o exame do desempenho da linha de dreno. Assim, da equação (31), expressando r_e em função de h_e e q , tem-se:

$$r_e = h_e/q \quad (33)$$

Como $q = Q/C$ tem-se que:

$$r_e = h_e \cdot C/Q \quad (34)$$

onde:

C = comprimento da linha de dreno (L)

Q = descarga expressa em volume por unidade de tempo ($L^3 T^{-1}$).

A perda de carga " h_e " é determinada pela diferença vertical entre o nível da água medido em um piezômetro, ou poço de observação, colocado na valeta de drenagem, e o nível da água medido acima do dreno. Segundo WESSELING & VAN SOMEREN (1970), as leituras dos piezômetros instalados na valeta de drenagem sofrem grandes variações devido a irregularidades locais do solo, sendo recomendável a medida no mínimo em 4 tubos, o que reduz as influências locais ao se utilizar o valor médio. DIELEMAN & TRAFFORD (1976) propõem a determinação de " h_e " pela diferença vertical entre o nível da água medido num tubo instalado a 40cm da valeta e o centro do tubo de drenagem. Para eles, embora pareça lógico medir as alturas do nível freático na valeta, a experiência tem demonstrado que a introdução de um piezômetro neste local pode produzir perturbações no fluxo e, portanto, pode tornar as medidas menos confiáveis.

O cálculo da resistência de entrada (r_e) baseia-se na hipótese de que o fluxo para o interior dos tubos é uniforme sobre toda a extensão da linha do dreno, não obstante a mesma esteja relacionada com a perda de carga em alguns lugares desta linha. Assim, a medida da carga de entrada em vários pontos ao longo da linha de dreno pode melhorar sua relação com a taxa de descarga por unidade de comprimento (q), até certo ponto. Os resultados obtidos por WESSELING & VAN SOMEREN (1970) - ao usarem filas de piezômetros a diferentes distâncias da vala co

letora - demonstraram um aumento dos valores médios de resis
tência de entrada com a distância. Pelas investigações realizada
das, concluíram que para uma melhor comparação entre os dados
deve-se considerar aqueles obtidos em um mesmo perfil de solo,
isto é, a uma mesma distância da vala coletora.

Os critérios quanto a resistência de entrada " r_e ", para
exame do desempenho de linha de dreno, depende de fatores tais
como as taxas de descargas normais sob a hidrologia prevales -
cente, condição de cultivos dominantes, profundidade e flutuaç
ção do manto freático, de forma que parece ser preferível ex
pressar a perda de carga na "entrada da vala" como uma fração
da perda de carga total quando medida na maior taxa de descarga
ga, isto é, nos valores próximos ao previsto no projeto
(WESSELING & HOMMA, 1967a).

WESSELING & VAN SOMEREN (1970) reportam que os valores
de resistência de entrada (medidos em experimentos de campo)
sofrem grandes variações devido a heterogeneidade dos solos
e as diferenças nas condições de fluxo ao redor do tubo, sendo
difícil a caracterização de um valor único, a fim de comparar
resultados de diferentes campos e tipos de solos. Para WESSELING
& HOMMA (1967b), a resistência de entrada pode apenas ser despre
zada no caso do material de reaterro apresentar condutividade
de hidráulica relativamente grande quando comparada com aquela
do solo inalterado. DIELEMAN & TRAFFORD (1976) propõem que os
valores de " r_e " sejam plotados em papel probabilístico, e indica
cam um valor razoável representativo - aquele obtido com uma
probabilidade de 50% ou através do valor da mediana, conforme
o tipo de distribuição que melhor se ajuste aos dados.

A avaliação do desempenho de um sistema de drenagem em função de carga de entrada (h_e) e da resistência de entrada (r_e), poderia ser feita mediante as sugestões apresentadas na Tabela 2, cuja elaboração tem como base uma taxa de descarga de 7mm/dia e um espaçamento de 15m (WESSELING & VAN SOMEREN, 1970).

DIELEMAN & TRAFFORD (1976), tomando por referência uma taxa de descarga de 4 mm/dia e um espaçamento da ordem de 50m, para os drenos instalados a uma profundidade de 1,80m, e um rebaixamento de 0,80m, depois de 1 a 2 dias, apresentam para exame do desempenho das linhas de drenos em função de h_e , da relação de h_e/h_{tot} e de r_e , as faixas de valores indicados na Tabela 3.

TABELA 2 - Desempenho de um sistema de drenagem em função de " h_e " e " r_e " (WESSELING & VAN SOMEREN, 1970)

Desempenho	Carga h_e (m)	Resistência r_e (dias m^{-1})
Muito bom	< 0,05	< 0,475
Bom	0,05 - 0,10	0,475 - 0,95
Moderado	0,10 - 0,25	0,95 - 2,40
Ruim	0,25 - 0,50	2,40 - 4,75
Intolerável	> 0,50	> 4,75

TABELA 3 - Desempenho das linhas de drenos em função de " h_e ", " h_e/h_{tot} " e de " r_e ", segundo DIELEMAN & TRAFFORD (1976)

Desempenho	Carga h_e (m)	Relação h_e/h_{tot}	Resistência r_e (dias. m^{-1})
Muito bom	< 0,15	0,2	< 0,75
Regular	0,15 - 0,30	0,2 - 0,4	0,75 - 1,50
Ruim	0,30 - 0,45	0,4 - 0,6	1,50 - 2,25
Muito ruim	> 0,45	0,6	> 2,25

Wesseling e Homma (discutidos por WESSELING & VAN SOMEREN, 1970), através de experimentos de campo, observaram um aumento da resistência de entrada com o tempo. Para eles, no campo, as condições podem diferir amplamente do laboratório, o que torna difícil derivar de resultados experimentais propriedades do material a serem esperadas num longo período de tempo. Sendo assim, sugerem investigações ao longo do tempo (2 a 3 anos dependendo das condições atmosféricas).

Para verificação de possíveis defeitos no funcionamento do tubo de drenagem com o tempo (deposição de compostos de ferro, idade do material coberto, etc), longos períodos de observação são necessários. Segundo PIZARRO (1978), a principal causa que diminui a eficiência dos drenos consiste no depósito de sedimentos, os quais podem entrar nos tubos por meio das perfurações ou aberturas entre os tubos, e chegar a lacrá-los totalmente. Para ele, os solos com pouca estabilidade, como os arenosos e siltosos, causam maiores problemas de sedimentação. Destes solos, os que apresentam maior percentagem de silte são os

mais perigosos, uma vez que as partículas de silte são facilmente transportadas pela água até mesmo com baixa velocidade. Por sua vez, os solos com alto teor de argila apresentam boa estabilidade, podendo os drenos funcionarem sem problemas durante muitos anos.

Fatores como o diâmetro do tubo, o material de filtro utilizado, as condições do solo e as aberturas entre tubos e perfurações, exercem grande influência sobre o desempenho do tubo de drenagem (WESSELING & VAN SOMEREN, 1970). Com o aumento do diâmetro, o fluxo d'água será facilitado, melhorando a capacidade de transporte do tubo, entretanto, os custos crescem consideravelmente, principalmente para os tubos de plásticos. Para os tubos de barro, com o aumento do diâmetro, os custos com transporte e manipulação aumentam ainda muito mais. Com o uso do material de filtro, mesmo de pequena espessura, a eficiência do diâmetro do material de drenagem empregado aumenta consideravelmente (Widmoser, citado por WESSELING & VAN SOMEREN, 1970).

O material de filtro tem como finalidade facilitar o fluxo para o interior do tubo de drenagem e impedir que as partículas de solo sejam carreadas para o seu interior. Para CAVELAARS (1967), o uso, até mesmo, de um filtro muito fino já é capaz de reduzir a resistência de entrada para o tubo de drenagem.

Os resultados de experimentos realizados por Meyer (citado por WESSELING & VAN SOMEREN, 1970), com vários materiais de filtro, comparados com os de outros autores (CAVELAARS, 1967; WESSELING & HOMMA, 1967a; Segeren e Zuidema, citados por WESSELING & VAN SOMEREN, 1970), demonstraram que a resistência de entrada diminui consideravelmente ao se utilizar filtros. O

efeito das aberturas (tubos de barro) e das perfurações (tubos plásticos) não são muito importantes para a resistência quando comparados com o efeito de um filtro, entretanto, dependendo das propriedades do solo, pode não haver necessidade de uso de filtros. Segundo Nelson citado por DIELEMAN & TRAFFORD (1976), as partículas de limo grosso e areia fina (diâmetro entre 20 e 150 μ) são arrastadas com maior facilidade o que indica maior necessidade de filtros nos solos com elevadas proporções de limo e de areia (solos não coesivos e pouco estruturados).

Para DIELEMAN & TRAFFORD (1976), as condições de umidade do solo, durante o assentamento dos tubos, também constitui um fator de grande influência no comportamento do sistema de drenagem. A eficiência do sistema pode ser prejudicada consideravelmente se os trabalhos forem realizados em condições desfavoráveis de tempo ou quando o nível freático se encontra elevado (WESSELING & VAN SOMEREN, 1970).

2.4 - NÍVEL FREÁTICO E CRITÉRIOS DE DRENAGEM

VAN DE GOOR (1980) afirma que níveis excessivamente elevados de água no solo, inclusive de curta duração, podem exercer uma grande influência na produção das culturas, dependendo da fase de desenvolvimento das mesmas.

Outros trabalhos com relação ao efeito da capa freática na produção das culturas tem sido desenvolvidas (HARRIS *et alii*, 1962; VAN HOORN; 1958; VAN'T WOUTD & HAGAN, 1957; WILLIAMSSON & KRIZ, 1970). De um modo geral, para a maioria das culturas, quanto menor a profundidade do lençol freático em

relação a superfície de terreno, menor será a produção obtida. Por outro lado, níveis freáticos muito profundos também não são convenientes, por ocasionar déficit de umidade na zona radicular. Para WILLIAMSSON & KRIZ (1970), deveriam ser estabelecidos dois limites opostos para o lençol freático. Segundo CRUCIANI (1983), a tolerância das culturas à deficiência de aeração, devido ao excesso de água, é muito variável, dependendo da duração, do desenvolvimento e da espécie vegetal.

SALINAS (1981) afirma que, embora exista maior quantidade de informações disponíveis para as condições de nível freático estático, uma concepção dinâmica parece definir melhor o fenômeno em condições reais de campo. E nesse caso, dois modelos de comportamento relativos seriam estabelecidos: a) velocidade de descida da capa freática e b) flutuação da capa freática. No primeiro caso, um dado importante seria a velocidade ótima para um dado cultivo. O segundo modelo proporcionaria a melhor caracterização da situação física de campo.

As observações da capa freática com o tempo é de fundamental importância para se saber a frequência de exposição da mesma nas proximidades da superfície do terreno. Em algumas áreas as condições de nível freático elevado ou empoçamento no terreno são temporários, ocorrendo somente após fortes aplicações da água de irrigação ou excessivas chuvas. Nesse caso, o critério de drenagem deve responder qual deverá ser a velocidade de descida do nível freático para não causar problemas aos cultivos. Nessas condições, a tolerância dos cultivos depende de vários fatores, tais como: espécie vegetal, estágio de crescimento, con

dições climáticas, antecedentes de posição do lençol freático, etc. (SALINAS, 1981).

Neal, citado por SALINAS (1981), com base em investigação de campo, ressalta que o nível freático - para não afetar seriamente os cultivos - deveria ser rebaixado com velocidades de 30 e 20cm/dia, respectivamente, nos intervalos de 14-30 e 30-45 cm do perfil do solo. Schwab, também citado por SALINAS (1981), propõe que o nível freático ao atingir a superfície do terreno, seja rebaixado com uma velocidade de 30 cm/dia.

O estabelecimento de uma profundidade freática para o atendimento das necessidades de drenagem, em face da complexidade fisiológica do fenômeno e da interação de muitos outros fatores envolventes, torna-se muito difícil. Para PIZARRO (1978), a profundidade ótima, do ponto de vista técnico, seria aquela capaz de não causar redução na produtividade dos cultivos. No entanto, na maioria dos casos, pode ser preferível a obtenção de um menor rendimento em troca de um menor custo com as obras de drenagem. Dessa forma, segundo PIZARRO (1978), a profundidade ótima seria aquela que resultasse numa melhor relação benefício/custo.

Segundo VAN BEERS (1966), a profundidade desejável da capa freática, deve ter por fim evitar o encharcamento do solo durante ou fora da estação principal de crescimento das culturas, o que se denomina "drenagem de estação de cultivo" e "drenagem do solo", respectivamente, bem como evitar a salinização do solo pela irrigação ou por ascensão capilar da água subterrânea, o que se denomina "drenagem de sais".

Para as culturas cujas necessidades hídricas são satis

feitas por aporte capilar (situação frequente em regiões úmidas), a profundidade excessiva, embora tenha o efeito de melhorar a aeração, pode provocar escassez de água na zona radicular. Por outro lado, em regiões áridas e semi-áridas irrigadas, o aporte capilar é prejudicial ao desenvolvimento normal das culturas, devido ao processo acumulativo de sais na zona radicular, proveniente do elevado teor de sal contido na água freática (MILLAR, 1978, de la PEÑA, 1981; PIZARRO, 1978). O transporte ascendente de umidade e de sais nestas zonas (por capilaridade) continuará ao longo de toda a estação sem irrigação se a capa freática não se mantém abaixo de uma profundidade considerada crítica, mediante um sistema de drenagem. Por essa razão, os drenos devem ser instalados a uma grande profundidade, isto é, abaixo da profundidade crítica (KESSLER, 1980).

TALSMA (1963) desenvolveu estudos da relação entre a salinização por capilaridade e a profundidade da capa freática para vários solos da Austrália, tendo evidenciado um aumento significativo do fluxo capilar em direção a superfície do terreno para as menores profundidades da capa freática, chegando até aproximadamente 40mm/dia (profundidade igual a 0,5m). Para KESSLER (1980), a profundidade crítica estabelecida em função do fluxo capilar, seria aquela correspondente a uma ascensão da ordem de 0,5 mm/dia, embora outros autores admitam até 1,0 mm/dia como o valor médio ao longo do ano (valor variável conforme o tipo de solo).

Para KESSLER (1980), a eleição apropriada de critérios de drenagem, para determinada situação, depende de fatores como: condições hidrológicas, agronômicas, solo e condições econômi

cas. Daí, os critérios da drenagem obtidos através dos resultados de pesquisas em outras localidades, para outras condições, devem ser considerados apenas como orientação.

PIZARRO (1978), considerando as necessidades de drenagem em termos dinâmicos, apresenta alguns critérios de drenagem para as condições de irrigação e chuva. Após uma irrigação ou ocorrência de uma chuva verifica-se uma ascensão freática, havendo posteriormente uma descida até aproximadamente o nível dos drenos. Assim, depois de um certo número de dias da recarga, o lençol freático deve ser rebaixado até uma certa profundidade, conforme a profundidade do sistema radicular da cultura e sua tolerância à inundação.

Segundo PIZARRO (1978), para condições de irrigação, utiliza-se normalmente o critério de rebaixamento do lençol freático até uma dada profundidade (Tabela 4), conforme o tipo de cultura, para um período de 3 a 4 dias, podendo este tempo ser maior ou menor, dependendo da sensibilidade das culturas a excessos de umidade.

Para Kidder e Lytle (ILRI, 1980) um critério muito empregado é que a capa freática deverá descer da superfície do terreno até pelo menos 30cm em 1 dia e até 50cm em 2 dias.

Para as condições de chuva é permitido que a capa freática se eleve até uma dada profundidade da superfície do terreno com frequência de "N" vezes por ano. Geralmente, usa-se o valor $N = 5$ vezes por ano (PIZARRO, 1978).

TABELA 4 - Profundidade crítica da capa freática para condições de irrigação, segundo PIZARRO (1978)

Cultura	Profundidade (m)
Pastos (1)	
Solos de textura fina	0,70
Solos arenosos	0,50
Hortaliças (2)	0,50 - 0,80
Culturas extensivas (2)	0,90 - 1,20
Frutas (2)	1,50

(1) para 4 dias após a irrigação

(2) para 3 dias após a irrigação

A Tabela 5 apresenta, como orientação, os valores da profundidade da capa freática para três classes de cultura, de acordo com o número de dias depois da chuva.

TABELA 5 - Profundidade crítica da capa freática para condições de chuva, segundo PIZARRO (1978)

Dias depois da chuva	Profundidade da capa freática (m)		
	Classe A	Classe B	Classe C
0	0,30	0,50	0,90
1	0,50	0,80	1,10
2	0,70	1,00	1,30
3	0,80	1,10	1,40

Classe A: pastos e grande parte das hortaliças

Classe B: maior parte das culturas extensivas

Classe C: frutas

CAPÍTULO III

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO

Com a finalidade de estudar o desempenho hidráulico de sistemas de drenagem subterrânea usando manilhas de barro, bem como, a partir das informações de campo, obter algumas constantes hidrológicas do solo (necessárias ao delineamento), instalaram-se dois sistemas pilotos parcelares nos Setores 23 e 33, do perímetro irrigado de Sumé-Pb, designados sistema "A" (1,2 ha) e sistema "B" (1,0 ha), respectivamente. Estes Setores constituem-se de solos aluviais e representam um padrão da maioria das parcelas localizadas no vale do rio Sucuru.

O Vale Sucuru (Figura 1) situa-se junto a cidade de Sumé, cuja altitude é de 532m acima do nível do mar, latitude de $7^{\circ} 41' S$ e longitude de $36^{\circ} 53' W$.Gr. O clima é quente seco e semi-árido, com chuvas normais anuais em média abaixo de 500mm, concentrando-se no período de janeiro-abril, tendo uma distribuição irregular ao longo do ano. A topografia do vale é suavemente ondulada, apresentando desníveis entre 0 e 3%.

3.2 - PROFUNDIDADE E ESPAÇAMENTO DOS DRENOS

Quando se trata da implantação de sistemas de drenagem em áreas de grande extensão, a determinação "in loco" das diversas variáveis que se relacionam diretamente com a profundidade e espaçamento dos drenos, constitui um aspecto importante. Na fase de testes, entretanto, não se dispõe de informações seguras dos diversos parâmetros que determinam o espaçamento e a profundidade dos drenos, para implantação correta do sistema. Daí, na maioria das vezes, recorre-se a métodos simples indiretos. Assim, para ambos os sistemas, estimaram-se o espaçamento e a profundidade dos drenos, utilizando-se os procedimentos apresentados por SCHOCKLITSCH (1961). O sistema "A" foi construído numa profundidade média de 1,40m e um espaçamento de 15,6m, enquanto o sistema "B" foi construído numa profundidade de 1,20m e um espaçamento de 16,0m.

3.3 - LINHAS DE DRENOS SUBTERRÂNEOS

Os sistemas pilotos foram construídos com manilha de barro, tipo ponta e bolsa, com diâmetro interno de 10cm e comprimento médio igual a 70cm.

No sistema "A" foram instaladas 5 linhas de drenos subterrâneos, dispostas paralelamente entre si (Figura 2), fazendo cada uma um comprimento total de 100m. As linhas foram assentadas com um declive médio de 0,35%. No sistema "B" instalaram-se três linhas de drenos subterrâneos, paralelas entre si, com as seguintes características: comprimento total = 75m e declive médio = 0,25%. No final das linhas de drenos subterrâneos foi construída uma vala coletora aberta, ficando

o fundo desta num nível inferior ao da saída dos tubos, a fim de permitir as medições do fluxo d'água nos bocais destes, mesmo nos períodos de maiores descargas. As valetas para implantação dos tubos drenantes foram escavadas manualmente, em duplo lance, a fim de facilitar retirada do material escavado.

O assentamento dos tubos foi feito sobre uma pequena camada de areia colocada no fundo da vala. O material de reaterro foi colocado sobre o tubo, em camadas distintas e compactado manualmente com um socador de concreto. No encontro machofêmea utilizou-se como material filtrante areia grossa e seixo rolado, na porcentagem de 50%, ao redor dos tubos.

Com o intuito de fortalecer a estrutura de ligação entre os tubos na região próxima da vala coletora, foram chumbados os 5 primeiros metros, a partir da mesma. Na saída dos tubos subterrâneos construiu-se um cabeçote protetor de alvenaria, a fim de evitar o desmoronamento da vala coletora e o entupimento do tubo.

3.4 - REDE DE POÇOS DE OBSERVAÇÃO

Para obtenção dos dados freáticos, necessários ao cálculo das cargas hidráulicas e descrição do comportamento do lençol em função do tempo, instalou-se nos sistemas uma rede de 25 poços de observação, de acordo com as sugestões de DIFLEMAN & TRAFFORD (1976), disposta conforme a Figura 2. Instalaram-se tubos PVC de 1,5 polegadas de diâmetro, até a profundidade dos drenos entubados. Com a finalidade de facilitar a entrada d'água para os tubos de observação foram feitas pe

quenas perfurações ($\Phi=2\text{mm}$), numa faixa de aproximadamente 50 cm do extremo inferior. Para evitar a entrada de sedimentos através dessas perfurações, utilizou-se uma tela sintética (Figura 3-A), cobrindo externamente os tubos. O espaço existente entre o solo e a tela foi preenchido com seixo rolado e areia grossa (na zona perfurada), conforme as recomendações de CELI (1980).

Os furos no solo para introdução dos tubos de PVC foram feitos manualmente, utilizando-se trados agrológicos (tipo holandês e caneca).

Utilizou-se a seguinte convenção numérica para os poços de observação (Figura 2):

NÚMERO	LOCALIZAÇÃO DO POÇO
1	espaço médio entre os drenos
2	a 4,0 m da linha de dreno
3	a 1,7 m da linha de dreno
4	a 0,20m da linha de dreno
5	situado sobre a linha de dreno

Os poços de observação instalados a 0,20m da linha dos tubos de drenagem tiveram por fim determinar os valores das cargas hidráulicas de entrada (h_e), necessários para investigação da resistência de entrada nos tubos, enquanto os poços situados no espaço médio entre os drenos tiveram por fim de determinar as cargas hidráulicas totais, de importância tanto na avaliação do desempenho dos sistemas - mediante a relação carga de entrada/carga total - como na determinação de algumas características hidrodinâmicas do solo. Os poços instala-

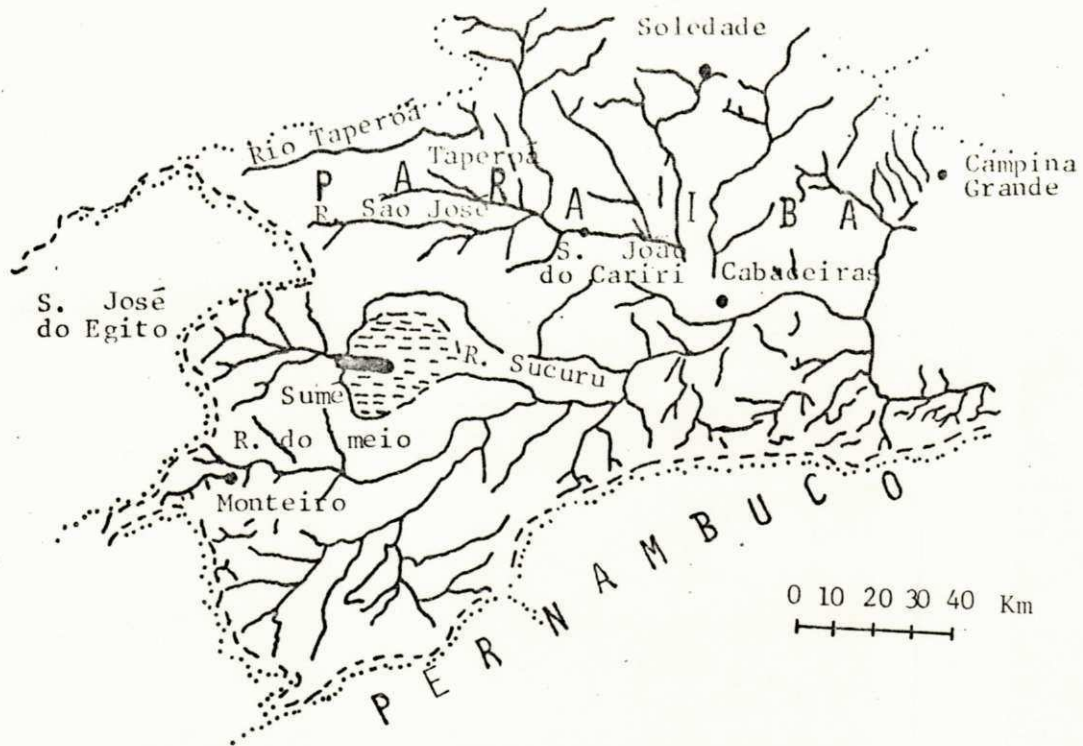


Figura 1 - Detalhe do Vale Sucuru em Sumé-Paraíba

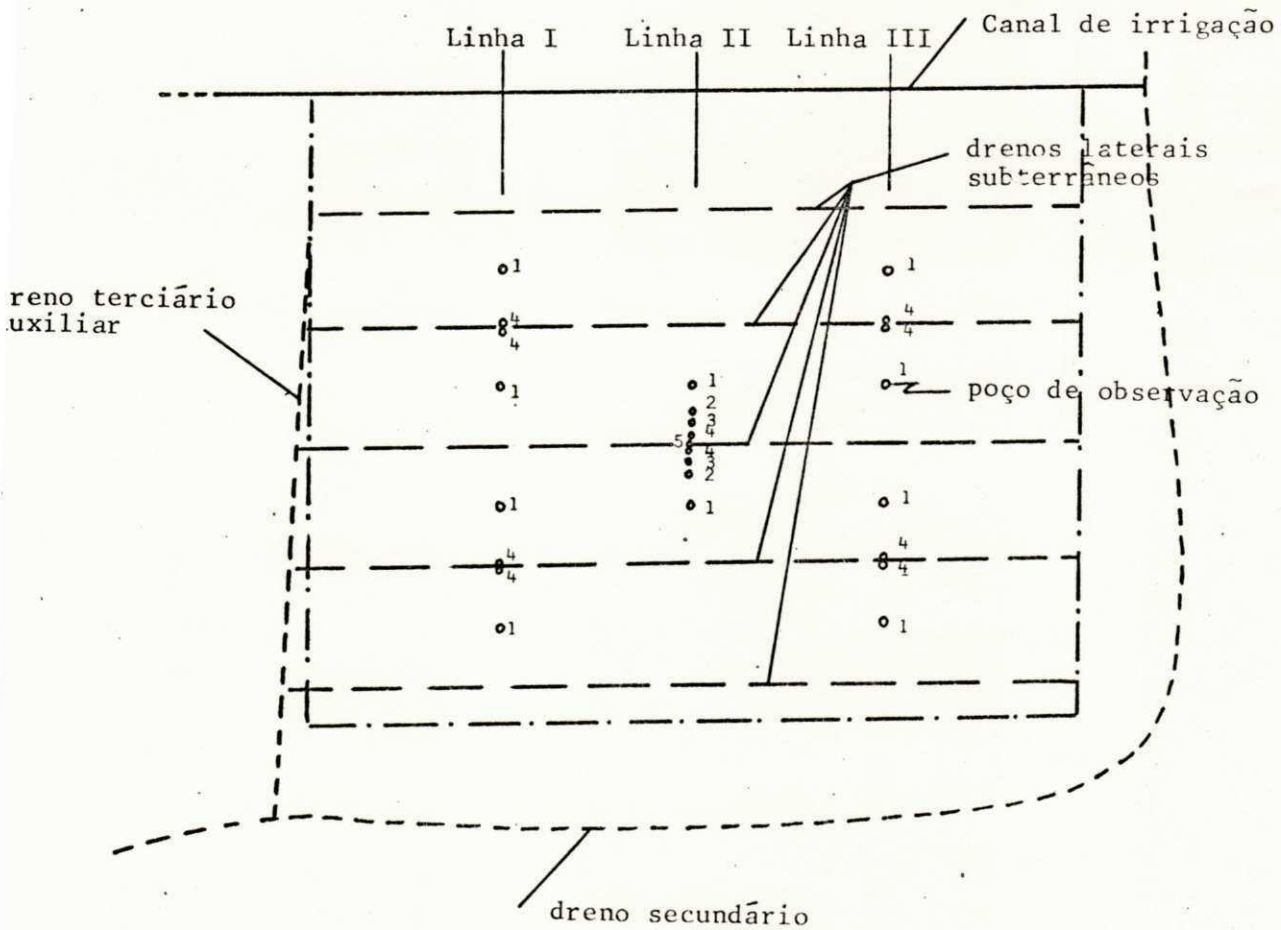


Figura 2 - Detalhe das linhas de drenos subterrâneos e poços de observação (sistema "A" - sem escala)

dos sobre os drenos tiveram por fim verificar a existência de uma carga hidráulica (h_s) acima do tubo de drenagem. Na Figura 4 apresenta-se, em perfil, a locação dos poços de observação utilizados nas medidas da carga de entrada (h_e), da carga total (h_{tot}) e da carga sobre o tubo de drenagem (h_s).

3.5 - PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

Durante 90 dias realizaram-se medições no sistema "A", enquanto os ensaios no sistema "B" foram feitos em 17 dias consecutivos.

O procedimento dos ensaios consistiu da medição simultânea das profundidades do lençol freático e das taxas de descargas no final das linhas de drenos. A profundidade do lençol freático foi medida com o auxílio de uma fita métrica graduada (2m de comprimento), auxiliada por um adaptador sonoro fixado na sua extremidade inferior (Figura 3-B). Para medida das taxas de descargas no final da linha de drenos, utilizaram-se um cronômetro e recipientes volumétricos de capacidades conhecidas. As medições das profundidades freáticas e das taxas de descargas foram feitas diariamente, tendo-se realizado um mínimo de 3 leituras. O nível freático foi registrado antes e depois das recargas (irrigações ou ocorrência de chuvas), enquanto o registro das descargas foi feito conforme a intensidade do fluxo d'água na saída dos drenos entubados.

3.6 - AMOSTRAGEM E DETERMINAÇÃO DAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E QUÍMICAS DO SOLO

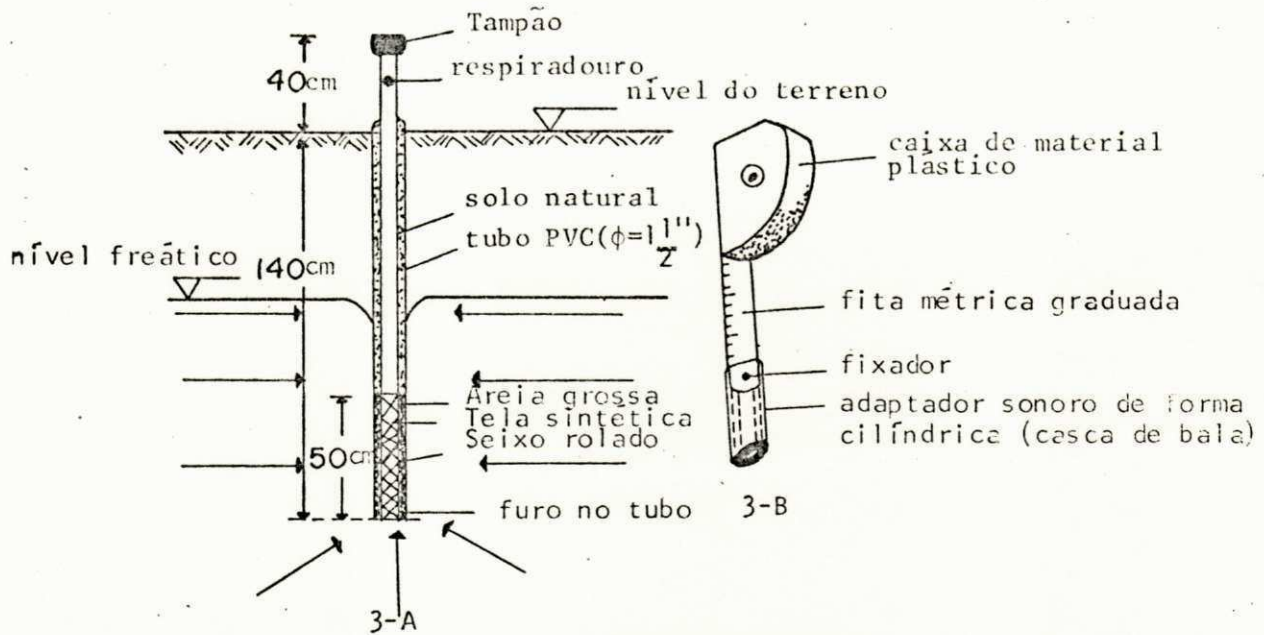


Figura 3 - Detalhes do poço de observação (3-A) e da fita métrica (3-B) para medida da posição do nível freático

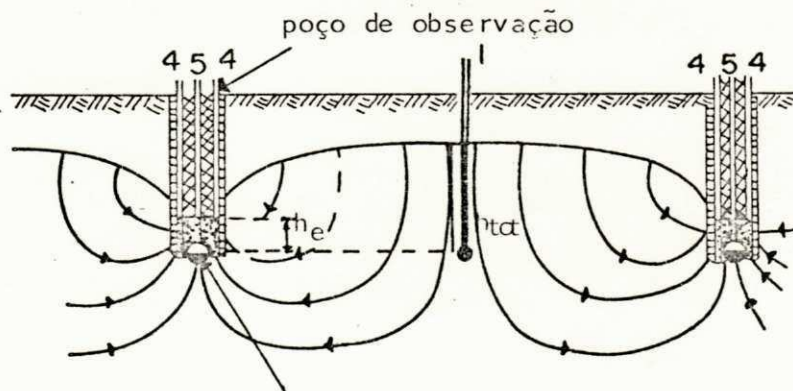


Figura 4 - Representação em perfil dos poços de observação utilizados nas medidas de h_s (5), h_e (4) e h_{tot} (1)

Com a finalidade de determinar algumas das principais características físicas e químicas dos solos estudados, foram retiradas amostras de solo, a diferentes profundidades, que foram identificadas e colocadas em sacos plásticos, encaminhadas para um laboratório - LIS/DEAg-em Campina Grande-PB, onde as principais determinações físicas e químicas foram realizadas, seguindo-se as metodologias apresentadas por RICHARDS (1954).

3.7 - METODOLOGIA DE ANÁLISE

3.7.1 - Dedução dos parâmetros de drenagem

Os parâmetros de drenagem relacionados diretamente com o espaçamento entre os drenos - como a condutividade hidráulica (K), a transmissividade aparente do estrato saturado (K_d), o fator de reação (α) e a porosidade efetiva (ν) - foram deduzidos a partir das sugestões apresentadas por DIELEMAN (1980). Estes parâmetros foram calculados em função dos dados de cargas hidráulicas e das taxas de descargas obtidos experimentalmente e representados graficamente para as condições de fluxo permanente e variável, utilizando-se as equações de Hooghoudt e Glover-Dumm (discutidos por DIELEMAN & TRAFFORD, 1976 ; MILLAR, 1978).

3.7.2 - Desempenho dos sistemas a partir dos dados de cargas hidráulicas e da resistência de entrada

Na avaliação do desempenho dos sistemas de drenagem, ob

jeto principal deste trabalho, foram considerados os valores da carga hidráulica de entrada (h_e), tanto como um valor singular, como uma fração da carga total (relação h_e/h_{tot}), e da resistência oferecida ao fluxo para o interior do tubo de drenagem, definida como a relação entre a carga h_e e a taxa de fluxo por unidade de comprimento (q).

As cargas hidráulicas foram obtidas em função da profundidade dos drenos em relação a superfície do terreno, da profundidade freática e da altura de lâmina d'água no interior dos tubos. Esta lâmina foi estimada indiretamente a partir das descargas na saída dos tubos, considerando o caso de fluxo numa seção circular parcialmente cheia, tal como exposto por NEVES (1982).

Para avaliar o desempenho dos sistemas partindo dos valores das cargas hidráulicas, das relações carga de entrada/carga total (h_e/h_{tot}) e das resistências de entrada (r_e), foram feitos cálculos de probabilidades, estimando-se como valor representativo aquele obtido com uma probabilidade de 50%, conforme sugestões apresentadas por DIELEMAN & TRAFFORD (1976). Os valores de resistência de entrada foram calculados por meio da equação (33). Estimou-se ainda a resistência de entrada por meio de equações de regressão linear, a partir dos dados de carga de entrada (h_e) e de taxas de descargas por unidade de comprimento (q). Na análise dos resultados foram levados em consideração os critérios propostos por WESSELING & VAN SOMEREN (1970) e DIELEMAN & TRAFFORD (1976).

3.7.3 - Critérios de drenagem e determinação do espaçamento entre drenos.

Os critérios de drenagem em zonas áridas e semi-áridas, em termos dinâmicos, usualmente são estabelecidos considerando-se que o sistema de drenagem deve rebaixar o lençol freático para uma posição satisfatória, em tempo suficiente para não causar problemas de salinização do solo e/ou excessos de umidade na zona radicular dos cultivos. Na ausência de informações locais (profundidade crítica capaz de evitar tais problemas), estabeleceu-se um critério de drenagem (regime variável), tendo por base as considerações feitas por PIZARRO (1978). Adotou-se o critério de que o lençol freático ao atingir 1,0 m acima do nível dos drenos deverá descer 0,5m, num intervalo de tempo igual a 3 dias. Com isso, o rebaixamento freático deverá se processar com velocidade média de 17cm/dia (períodos iniciais), a fim de satisfazer as exigências das culturas cujo sistema radicular se desenvolve na faixa de 0,5 a 1,00 m (por exemplo: hortaliças e pastos).

Com a finalidade de comparar espaçamentos obtidos a partir de equações experimentais com a equação de Glover-Dumm, foram desenvolvidas equações (regime variável), a partir dos dados de campo, expressas da seguinte forma:

$$Y = a \cdot \exp(bX)$$

onde

$$Y = h_t/h_o \text{ (carga num tempo } t/\text{carga inicial)}$$

"a" e "b" = coeficientes

$X = Kdt/vS^2$

$Kd =$ transmissividade do estrato saturado ($L^2.T^{-1}$)

$d =$ espessura equivalente de Hooghoudt (L)

$t =$ tempo decorrido para o lençol descer da posição h_0 até $h_t(T)$

$v =$ porosidade efetiva (adimensional)

$S =$ espaçamento entre drenos (L).

3.7.4 - Análise estatística

Na definição de um valor representativo de resistência de entrada, de cargas hidráulicas e da relação carga de entrada/carga total (h_e/h_{tot}) utilizaram-se os procedimentos estatísticos apresentados por DIELEMAN & TRAFFORD (1976).

A análise estatística no que se refere as regressões foi feita seguindo-se os procedimentos normais de análise, de acordo com as discussões de GOMES (1978) e MANN Jr. (1970).

CAPÍTULO II

RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 - CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DOS SOLOS

As análises físicas e químicas, realizadas no laboratório, dão uma descrição geral dos perfis de solos dos setores estudados (Tabelas 9 a 12-Apêndice). Os solos são do tipo aluvial eutrofico bastante estratificado, com um pH variando de 7,2 a 9,0. Estes resultados denotam que os solos apresentam reações de leve a moderada alcalinidade (BRADY, 1979).

Pelas Tabelas 9 a 12 (Apêndice) observa-se uma variação de 0,20 a 3,06 mmhos/cm (sistema "A") e 1,50 a 2,26 mmhos/cm (sistema "B"), na condutividade elétrica (CE) do extrato de saturação. Observa-se uma variação de 0,59 a 19,52 na porcentagem de sódio intercambiável (PSI), sendo os valores mais elevados encontrados no solo do Setor 23, para profundidades superiores a 80 cm. Pela classificação proposta por RICHARDS (1954), estes resultados denotam que os solos (quanto à salinidade) são considerados normais ($CE < 4$ mmhos/cm). O teor de sódio ($PSI > 15$), em alguns casos, indica a presença de solos sódicos. De acordo com a classificação apresentada por PIZARRO (1978), os solos não apresentaram salinidade elevada com a profundidade, porém uma moderada salinidade tem sido observada em alguns casos

(CE > 2,0 mmhos/cm). Por esta classificação, apenas o solo do Setor 23 apresentou alguns casos de média sodicidade. Os níveis de salinidade encontrados, embora não muito elevados, podem afetar o rendimento de alguns cultivos sensíveis (RICHARDS, 1954).

4.2 - PARÂMETROS DE DRENAGEM

Nas Tabelas 13 e 14 (Apêndice) encontram-se os dados de taxas de descargas (R) e de cargas hidráulicas (h), em função do tempo, para um dado período de observação (sistemas "A" e "B"). Essas Tabelas permitem determinar (por processos gráficos) o fator de reação (α), a porosidade efetiva (v), a condutividade hidráulica (K) e a transmissividade do estrato saturado (K_d). Os dados de descargas referem-se apenas aos valores obtidos nos drenos centrais dos sistemas, a fim de se evitar os possíveis efeitos de bordaduras nas descargas. As cargas hidráulicas correspondem aos valores obtidos no espaço médio entre as linhas de drenos subterrâneos.

A Figura 5 mostra os dados de descargas e das cargas hidráulicas, em função do tempo, para os sistemas em estudo, num dado período de observação. As cargas hidráulicas totais cresceram, em 2 dias, de 1.100 e 600mm (sistemas "A" e "B", respectivamente) para 500 e 200 mm, enquanto as taxas de descargas decresceram de 13,50 para 1,60 mm/dia (sistema "A") e de 11,90 para 1,90 mm/dia (sistema "B") nesse mesmo intervalo de tempo. Estes resultados demonstram um decréscimo acentuado nos valores de h e de R com o tempo, podendo-se relacionar isto

com o fato de que os dados foram obtidos num período de tempo considerado curto, após a instalação dos sistemas. A título de exemplo, utilizando-se a equação de Glover-Dumm (equação 27) e a curva $R \times t$ (Figura 5) obtém-se um valor para o fator α . Para o sistema "A" obtém-se $\alpha = 0,38 \text{ dias}^{-1}$ e para o sistema "B" $\alpha = 0,30 \text{ dias}^{-1}$. Conhecidos os valores de α e com o gráfico de $R \times h$ (Figura 6) toma-se a parte final da curva (visualmente linear) e se obtém através da equação (28) os valores $v_A = 0,014$ e $v_B = 0,052$. Da Figura 6, obtém-se ainda a transmissividade aparente do estrato saturado, por meio da equação (29). Para o sistema "A" resulta um valor $K_d = 0,13 \text{ m}^2/\text{dia}$ e para o sistema "B" um $K_d = 0,41 \text{ m}^2/\text{dia}$.

Estimando-se a profundidade média da camada impermeável no sistema "A" em torno de 5,0m abaixo do nível dos drenos e no sistema "B" em cerca de 3,8m, obtém-se para os estratos equivalentes 1,29 e 1,30m, respectivamente. Com isto, para as condições de regime variável, os valores de condutividade hidráulica resultam em $K_A = 0,10\text{m}/\text{dia}$ e $K_B = 0,32\text{m}/\text{dia}$.

A análise de fluxo em direção aos drenos como uma situação de fluxo permanente, mediante a equação de Hooghoudt, indica uma maior componente de fluxo para os drenos proveniente das camadas acima do nível dos mesmos, sendo este aspecto melhor observado no caso do sistema "A" (Figuras 6 e 7). A contribuição do fluxo das camadas inferiores ao nível dos drenos ocorreu após um dado período de descida do nível freático, sendo este período maior no caso do sistema "A" (aproximadamente 60 horas).

Para as condições de fluxo em regime permanente, utili

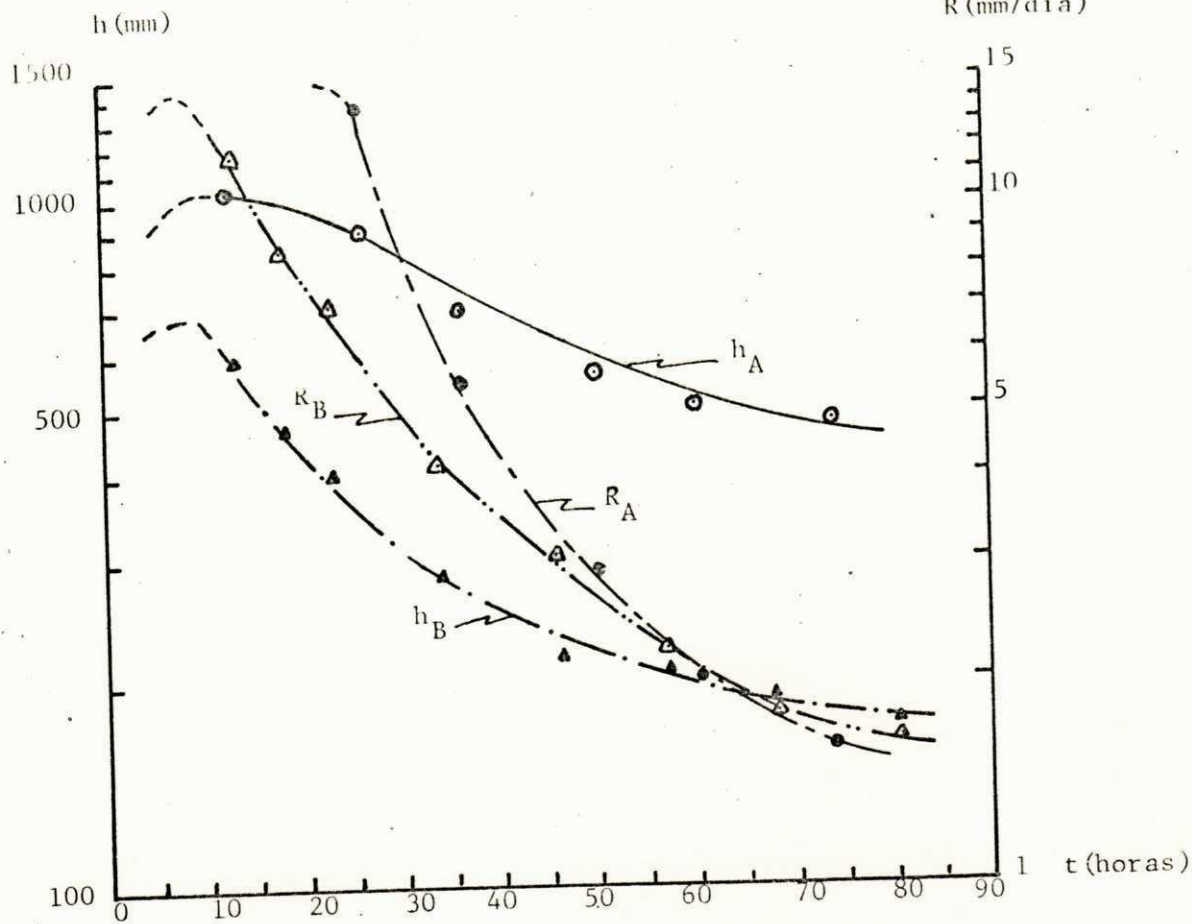


Figura 5 - Taxas de descargas (R) e cargas hidráulicas (h) com o tempo (t)

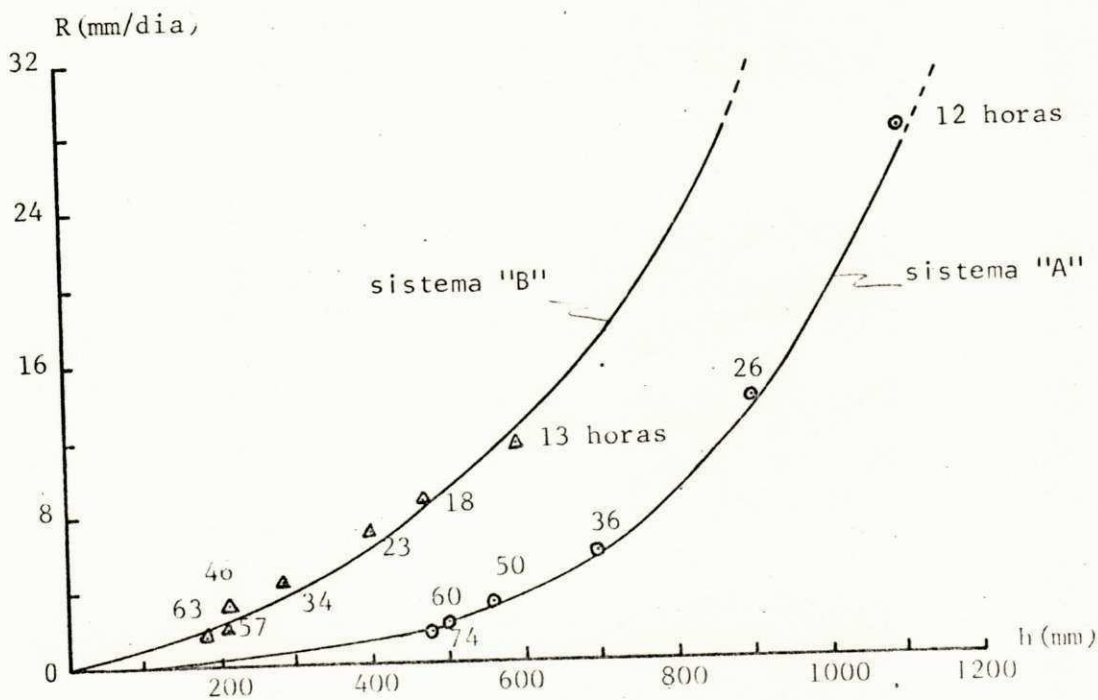


Figura 6 - Variação da taxa de descarga (R) com a carga hidráulica (h)

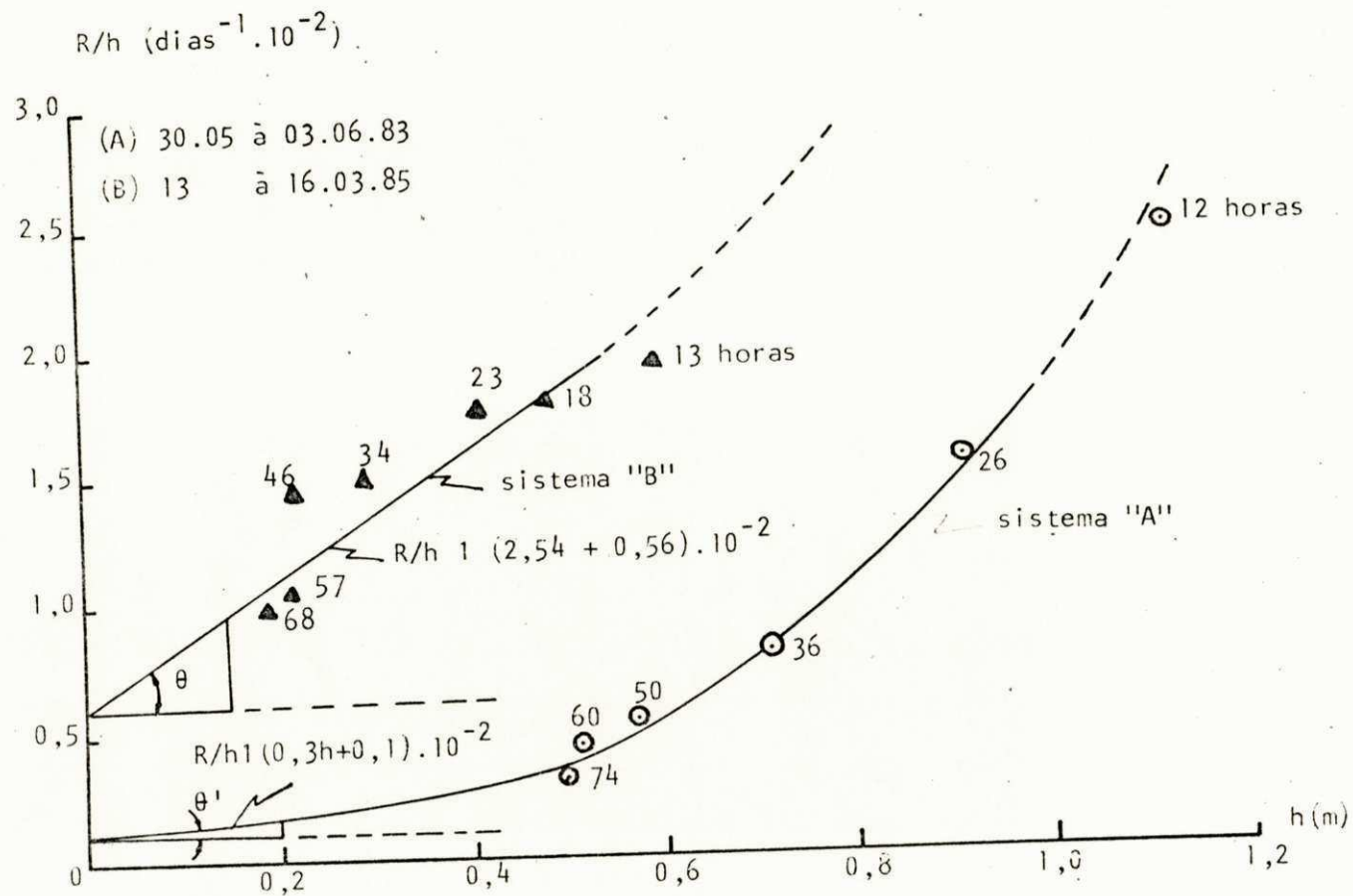


Figura 7 - Relação entre descarga/carga (R/h) x carga hidráulica (h)

zando-se a equação simplificada de Hooghoudt, expressa conforme a equação (15), e a relação $R/h \times h$ (Figura 7), obtém-se a condutividade hidráulica por meio da declividade da curva no trecho em que ela se aproxima de uma reta, cujos resultados são $K_A = 0,18$ m/dia e $K_B = 1,6$ m/dia.

Na Tabela 6 apresentam-se os valores médios dos parâmetros de drenagem (K , K_d , α e ν) para os sistemas "A" e "B". Observa-se uma diferença significativa ($> 100\%$) entre os valores de condutividade hidráulica, ao se considerar as hipóteses de fluxo permanente (equação de Hooghoudt) e variável (equação de Glover-Dumm). Segundo a classificação apresentada por MILLAR (1978), os valores de condutividade hidráulica obtidos pela equação de Hooghoudt são considerados moderadamente lentos e moderadamente rápidos, respectivamente, para os sistemas "A" e "B", enquanto os valores obtidos pela equação de Glover-Dumm são moderadamente lentos. GOMES (1977), entre outros, tem se reportado a que os resultados obtidos a partir das informações das descargas dos drenos e das cargas hidráulicas, embora forneçam valiosas informações das condições de fluxo para os drenos, para o caso de solos aluviais estratificados, os resultados podem ser inconsistentes, quando comparados com outros métodos. E evidencia, com isto, a necessidade de estudos detalhados, tanto em condições de campo, como em modelos reduzidos de laboratório, a fim de se obter melhores informações, sob diferentes condições de fluxo permanente e variável.

Tabela 6 - Parâmetros de drenagem obtidos para os sistemas "A" e "B" (1)

Sistema	Condutividade hidráulica K (m/dia)		Transmissividade K_d (m ² /dia)	Porosidade efetiva ν (%)	Fator de reação α (dias ⁻¹)
	Hooghoudt	Gover-Dumm			
A	0,31	0,13	0,16	1,9	0,37
B	1,60	0,32	0,41	5,2	0,30

(1) Valores médios.

Da Tabela 6 obtêm-se os coeficientes de armazenamento ($J \equiv 1/\alpha$) 2,7 e 3,3 dias, respectivamente, para os sistemas "A" e "B". Com isto, as curvas $R \times t$ e $h \times t$ da Figura 5, tendem a ser lineares 1 dia após o fim da recarga (irrigação ou chuvas).

4.3 - DESEMPENHO DOS SISTEMAS

Nas Tabelas 15 e 16 (Apêndice) apresentam-se os dados obtidos de cargas hidráulicas, das taxas de descargas por unidade de comprimento (q), da relação h_e/h_{tot} e da resistência de entrada (r_e) para os sistemas estudados. Estes dados estão apresentados com as respectivas probabilidades, por ordem de magnitude, nas Tabelas 17 a 23 (Apêndice). Observam-se que os dados obtidos são muito variáveis em consequência das condições de recargas a que os sistemas foram submetidos.

Os valores de h_e e h_{tot} para os sistemas "A" e "B", respectivamente, estão representados graficamente por meio das Figuras 8 e 9. Mediante estas figuras e considerando a dis

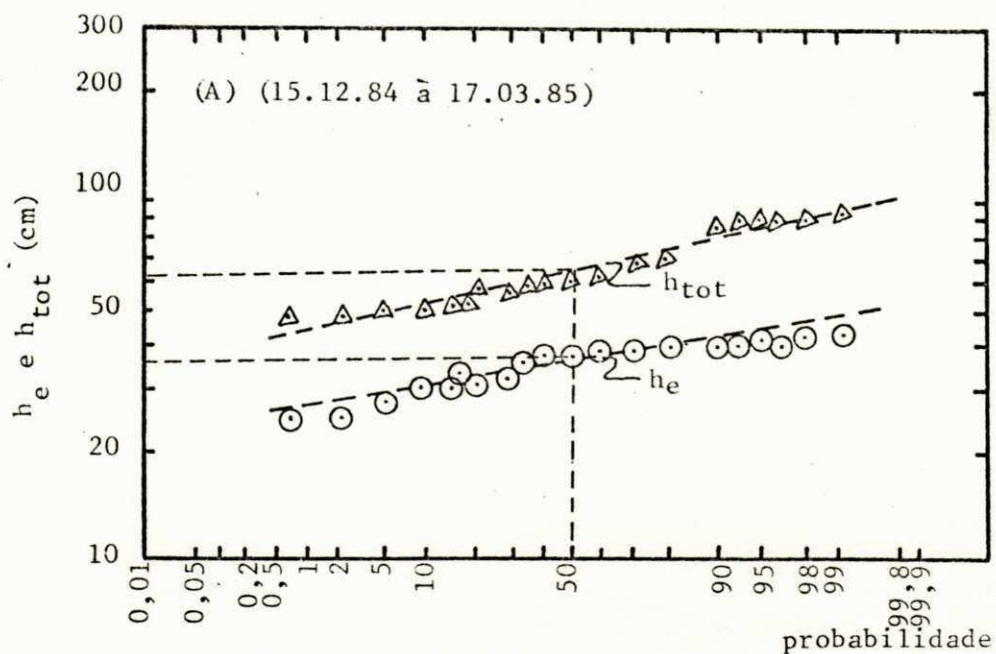


Figura 8 - Cargas hidráulicas (h_e e h_{tot}) representadas em papel probabilístico log-normal - Sistema "A"

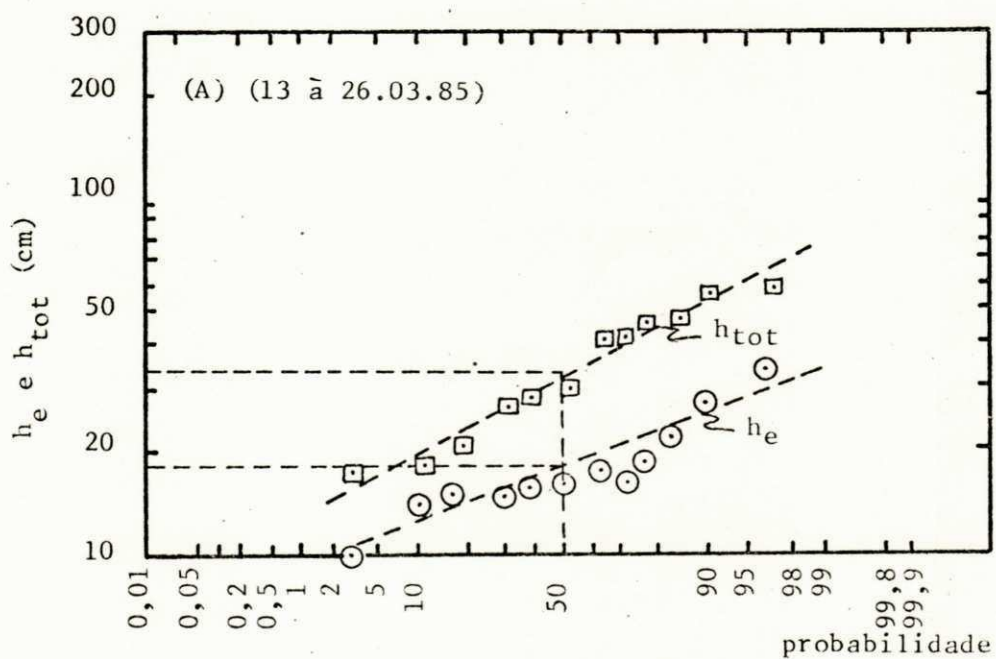


Figura 9 - Cargas hidráulicas (h_e e h_{tot}) representadas em papel probabilístico log-normal - Sistema "B"

tribuição de probabilidade como sendo aproximadamente log-normal obtêm-se os seguintes valores representativos para as cargas hidráulicas: a) sistema "A": $h_e = 35\text{cm}$ e $h_{\text{tot}} = 61\text{cm}$; b) sistema "B": $h_e = 18\text{cm}$ e $h_{\text{tot}} = 33\text{cm}$. Estes resultados, analisados isoladamente, denotam diferenças significativas no desempenho dos sistemas "A" e "B". Em termos de carga de entrada, o sistema "A" não apresentou um rendimento satisfatório, enquanto o sistema "B" apresentou rendimento regular, segundo os critérios apresentados por WESSELING & VAN SOMEREN (1970). A carga disponível nas imediações do tubo parece, entretanto, sofrer influência de outros fatores, de modo que em termos do desempenho das linhas de drenos, uma análise mais confiável talvez fôsse por meio da análise do conjunto de todos os fatores envolvidos. Assim, por exemplo, um valor elevado de carga de entrada pode ser decorrente não somente das propriedades do material de reenchimento da valeta, ou filtro utilizado, mas devido a uma elevada carga hidráulica disponível no espaço médio entre os drenos. A determinação da condutividade hidráulica do material de reatêro da valeta seria também importante para fins de análise das condições de fluxo para o interior do tubo, uma vez que, na prática, a suposição de dreno ideal não é satisfeita. Segundo CAVELAARS (1967), para compensar a resistência oferecida ao fluxo para o interior do tubo, o material de reatêro da valeta deve apresentar uma condutividade hidráulica da ordem de 4 a 8 vezes a do solo circulante não alterado.

Os valores da relação h_e/h_{tot} com as respectivas probabilidades, por ordem de magnitude, encontram-se nas Tabelas 21

e 23 (Apêndice). As Figuras 10 e 11 mostram a representação gráfica da relação h_e/h_{tot} em papel probabilístico log-normal. Mediante estas figuras (adotando a probabilidade de 50%) obtêm-se os valores representativos de 0,57 e 0,55, respectivamente, para os sistemas "A" e "B". Nota-se uma diferença não significativa nestes resultados (4%). Considerando os critérios propostos por DIELEMAN & TRAFFORD (1976), os resultados obtidos denotam uma relação h_e/h_{tot} elevada (talvez em face de defeitos no funcionamento do sistema de envoltura). A ausência de um estudo mais completo, que permita um melhor entendimento da dinâmica do funcionamento do sistema como um todo, não permite melhores considerações a respeito. Outrossim, porquanto se tenha essa relação elevada, uma análise do processo de rebaixamento do lençol freático, em conjunto com outros fatores, deve ser considerada.

As Figuras 12 e 13 mostram os valores obtidos de resistência de entrada (r_e) para os sistemas "A" e "B", respectivamente, representados em papel probabilístico log-normal (Tabelas 22 e 23 - Apêndice). O valor representativo de " r_e " definido em termos de probabilidade resulta aproximadamente $2,3 \text{ dias.m}^{-1}$. Tomando-se como referência os critérios propostos por WESSELING & VAN SOMEREN (1970), valores de " r_e " nessa ordem classificam os sistemas como moderados. Pelos critérios propostos por DIELEMAN & TRAFFORD (1976), os sistemas não apresentaram funcionamento satisfatório. Uma conclusão definitiva a esse respeito seria, no entanto, prematura, pois tais critérios diferem quanto as bases de formulação, não obstante os

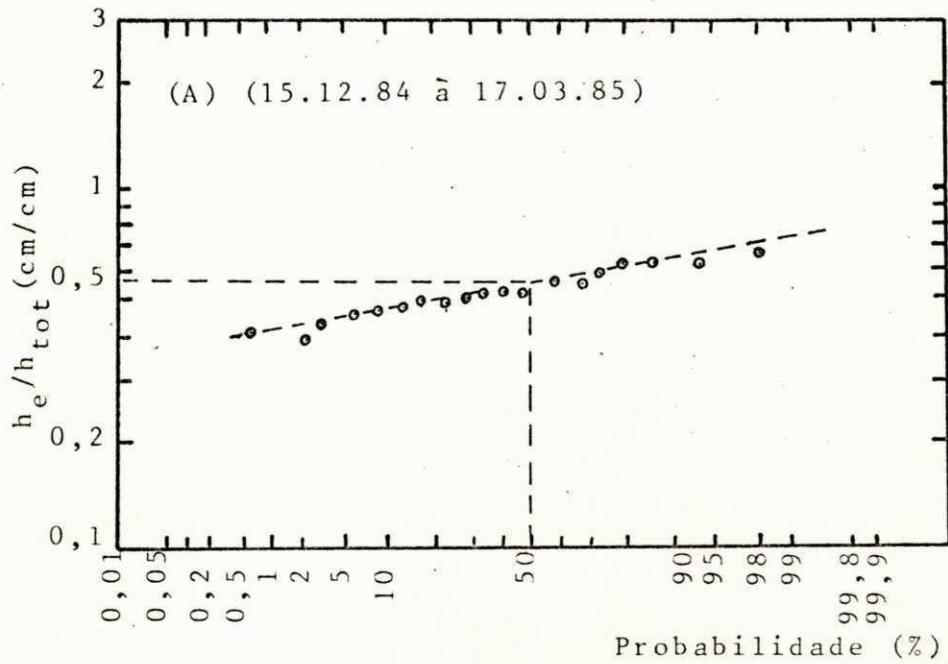


Figura 10 - Relação h_e/h_{tot} representada em papel probabilístico log-normal - Sistema "A"

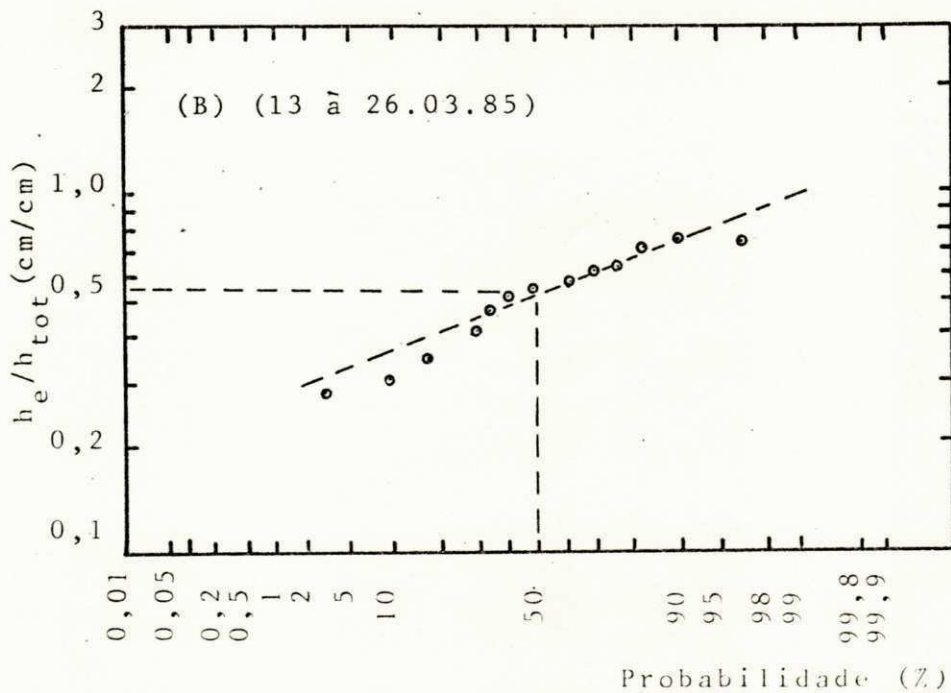


Figura 11 - Relação h_e/h_{tot} representada em papel probabilístico log-normal - Sistema "B"

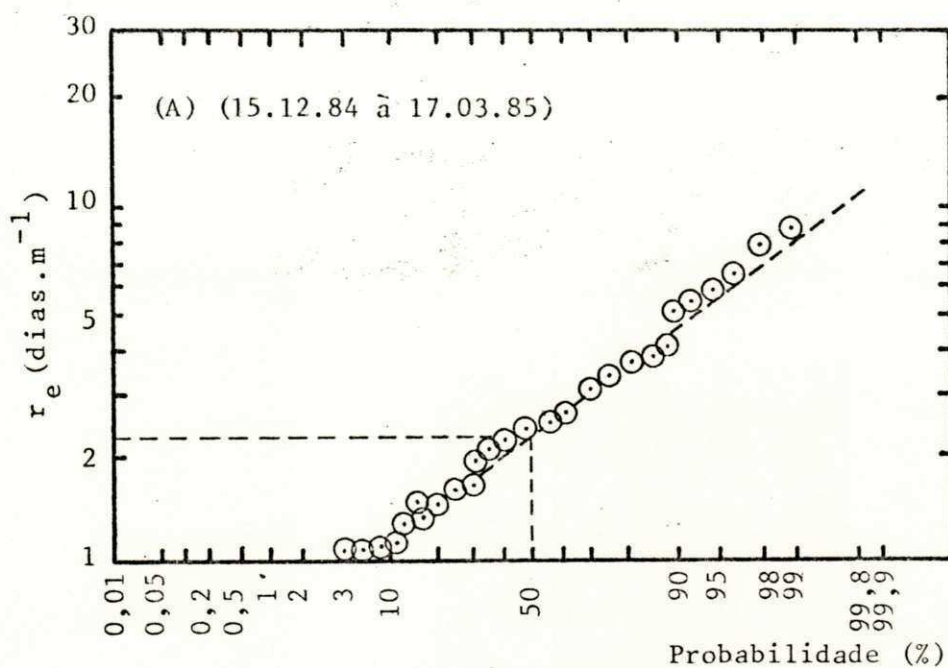


Figura 12 - Resistência de entrada (r_e) representada em papel probabilístico log-normal - Sistema "A"

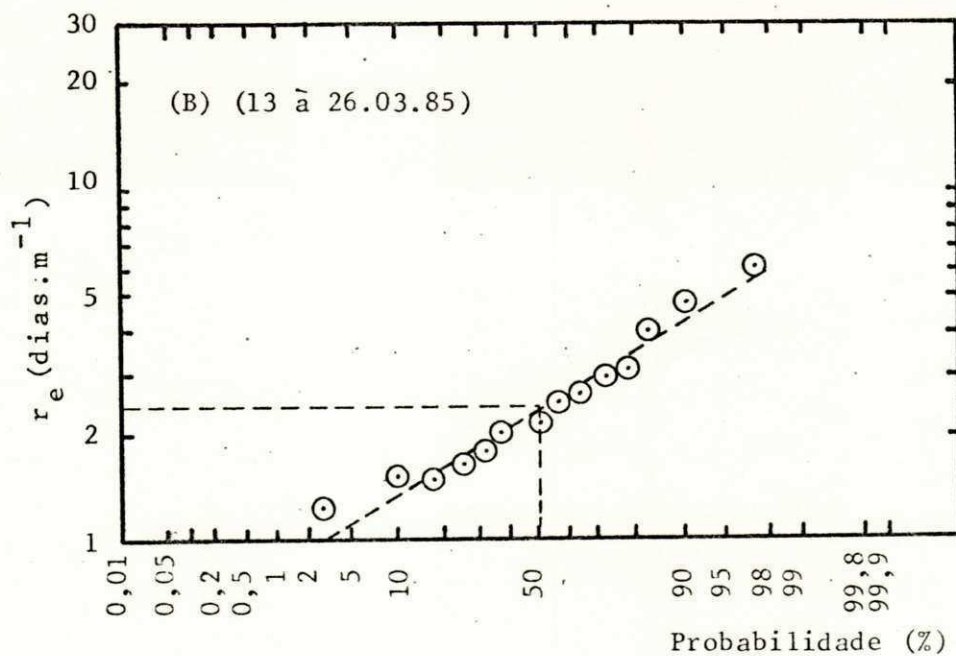


Figura 13 - Resistência de entrada (r_e) representada em papel probabilístico log-normal - Sistema "B"

sugeridos por WESSELING & VAN SOMEREN (Cap. II, ítem 4), reflitam melhor as condições em que o presente estudo foi realizado.

Entre os fatores que contribuíram para uma moderada resistência de entrada e uma elevada relação h_e/h_{tot} se poderia citar: a) o uso de manilhas de barro, com comprimento unitário de 0,70m, que tornam muito distantes as aberturas para entrada d'água, e induzem a uma maior convergência das linhas de fluxo nas proximidades do tubo, aumentando conseqüentemente a resistência de entrada; b) o uso de material filtrante (areia grossa e seixo rolado) em pequena quantidade, apenas no encontro macho-fêmea.

As Figuras 14 e 15 mostram os resultados das medidas de cargas de entrada plotados contra as taxas de descargas, para os sistemas "A" e "B", respectivamente (Tabelas 15 e 16- Apêndice). A análise de variância aplicada a regressão linear revelou que as variáveis " h_e " e " q " apresentaram uma correlação significativa ao nível de 1% de probabilidade. Os coeficientes de correlação entre estas variáveis são 0,70 (sistema "A") e 0,84 (sistema "B"). Aplicando o teste "t" para estes coeficientes obtém-se uma significância estatística ao nível de 1%. Isto demonstra que a função linear oferece uma boa base para análise dos resultados, embora outras funções possam ser encontradas e discutidas.

As retas de regressão obtidas são:

$$h_e = 0,3050 + 0,3052q \quad (\text{sistema "A"}) \quad (35)$$

$$h_e = 0,0878 + 1,0490q \quad (\text{sistema "B"}) \quad (36)$$

A presença de uma carga hidráulica nas imediações do tu

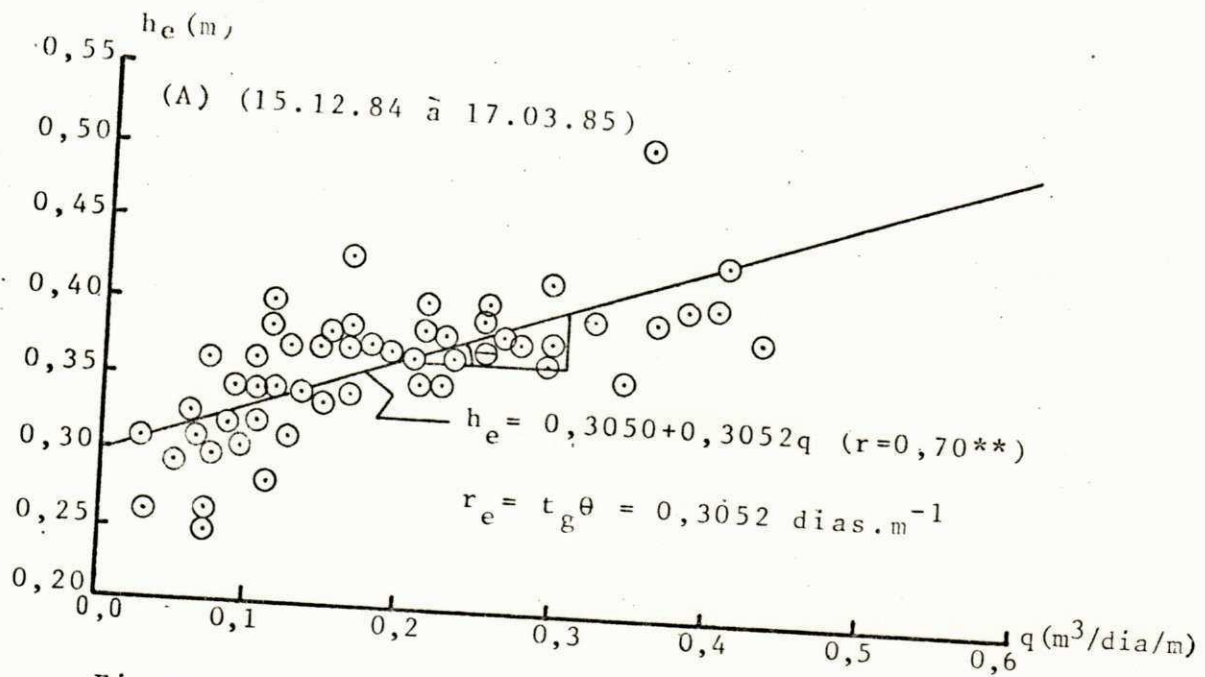


Figura 14 - Relação entre cargas hidráulicas de entrada (h_e) e taxas de descargas por unidade de comprimento (q) - Sistema "A"

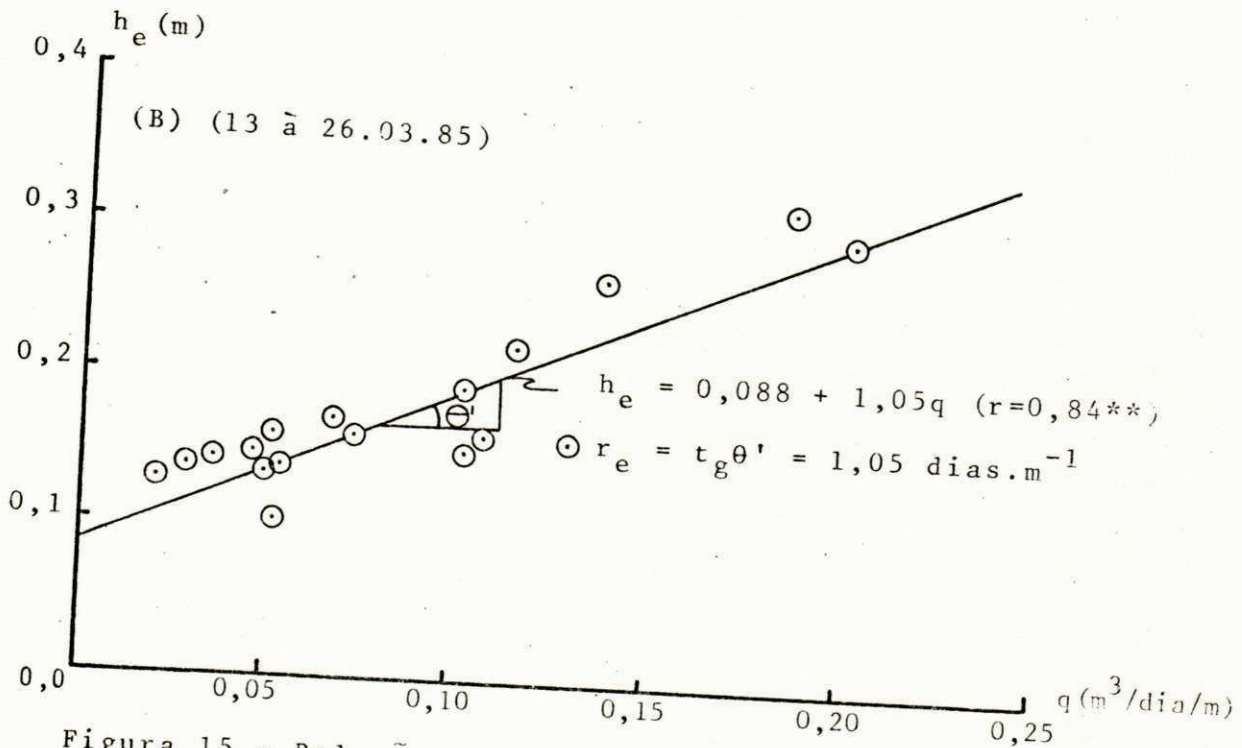


Figura 15 - Relação entre cargas hidráulicas de entrada (h_e) e taxas de descargas por unidade de comprimento (q) - Sistema "B"

bo (h_e), mesmo sem descarga alguma no final da linha de dreno ($q = 0$) pode ser decorrente dos fatores seguintes: a) a distância dos poços de observação em relação a vala coletora (40 a 50m) e b) a ocorrência de perdas diretas através do sub-solo na valeta trincheira, produzindo um fluxo subterrâneo direto para o dreno coletor nas proximidades deste. Segundo WESSELING & VAN SOMEREN (1970), uma forma melhor de investigar aspectos dessa natureza seria a instalação de piezômetros (ou poços de observação) ao longo do tubo de drenagem - na valeta trincheira.

As declividades das retas das Figuras 14 e 15 representam as resistências de entrada " r_e ". Os valores correspondentes de " r_e " para os sistemas "A" e "B" são 0,305 e 1,049 dias. m^{-1} , respectivamente. Com isso, permite-se classificar o desempenho dos sistemas "A" e "B" como muito bom e moderado, respectivamente, conforme os critérios propostos por WESSELING E VAN SOMEREN (1970).

Comparando os valores de " r_e " obtidos com a probabilidade de de 50% e pela regressão linear (tipo $h_e = h_0 + r_e q$) se observa uma diferença significativa, induzindo a classificações diferentes nos desempenhos dos sistemas. Esta diferença, no entanto, se deve ao fato de que na definição de um valor representativo de " r_e " em termos de probabilidade, para pequenas taxas de descargas obtêm-se elevados valores de resistência ($r_e = h_e/q$), uma vez que " h_e " não varia na mesma proporção de " q ", enquanto, no caso da regressão linear, o valor de " r_e " obtido do coeficiente angular da reta, não leva em conta os valores

"residuais" da carga disponível nas imediações do tubo quando $q = 0$.

A Figura 16 apresenta o rebaixamento acumulado do nível freático (cm) em função do tempo (hora) para os sistemas "A" (16.A) e "B" (16.B), respectivamente, em diferentes períodos de observação (Tabelas 24 e 25 - Apêndice). Verifica-se que o rebaixamento do nível freático não se processou da mesma forma, nos diferentes períodos observados. Entretanto, cabe assinalar que os sistemas trabalharam sob condições de recargas variáveis, tendo o nível freático atingido posições diferentes acima do nível dos drenos. Os dados representados na Figura 16-A foram obtidos com o sistema "A" recém-instalado, e após dois anos aproximadamente. No caso da Figura 16-B, os dados correspondem ao período de recém-instalação do sistema "B". Para essas condições, a carga máxima registrada no sistema "A" é 110cm (Tabela 24 - Apêndice), que corresponde a uma profundidade freática de 30cm em relação a superfície do terreno, enquanto para o sistema "B" a carga máxima é 102cm (Tabela 25 - Apêndice), correspondendo a profundidade freática de 18cm. Observa-se um rebaixamento do nível freático de 40cm (sistema "A") nas primeiras 24 horas e 20cm nas 24 horas seguintes (Figura 16-A). No sistema "B" tem-se um rebaixamento de 55cm nas primeiras 24 horas e 10cm nas 24 horas seguintes. Verifica-se, assim, um incremento de descida do nível freático elevado inicialmente, e uma redução num período posterior.

Considerando um período de 24 horas seguidas, notam-se as seguintes reduções da carga hidráulica: a) sistema "A": 110 pa

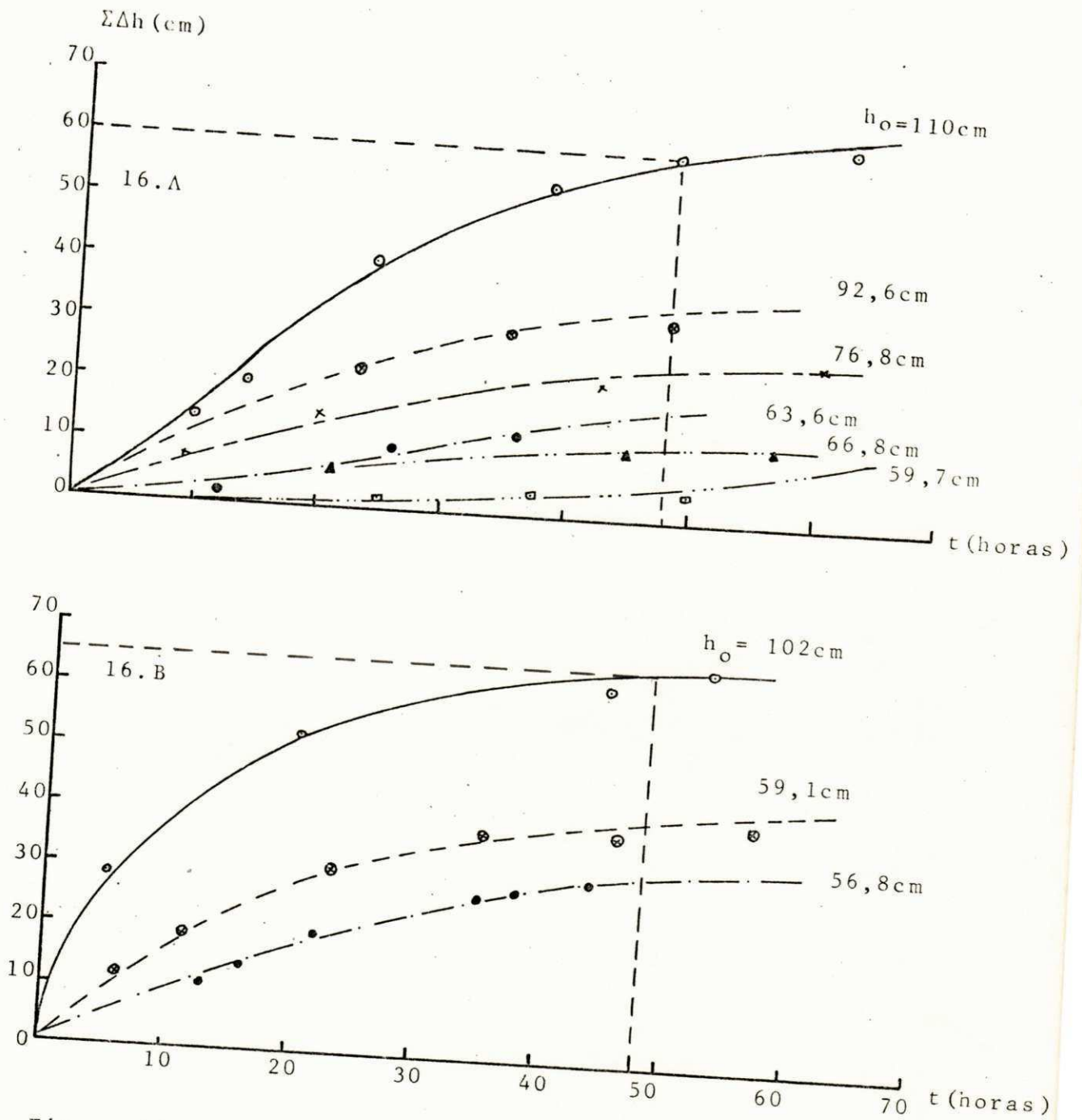


Figura 16 - Rebaixamento acumulado do nível freático ($\Sigma\Delta h$) com o tempo (t) - Sistemas "A" e "B"

ra 50cm; b) sistema "B": 102 para 37cm. Estes resultados correspondem a velocidades de rebaixamento de 30 e 32cm/dia, respectivamente. Estas velocidades comparadas com as propostas por Schwab e Neal (citados por SALINAS, 1981), para não haver danos aos cultivos, são consideradas elevadas, proporcionando um rebaixamento em tempo inferior ao necessário como requisito da drenagem. O fato do rebaixamento ter se processado de forma rápida pode ser devido ao pouco adensamento da valeta trincheira, o que facilita o processo de drenagem.

Mediante a Figura 16-A, no período de 15 a 17.12.84 ($h_0 = 92,6$ cm), obtêm-se uma velocidade média de rebaixamento de 17cm/dia (período contínuo de 48 horas), quando a carga hidráulica total máxima é de 92,6cm (Tabela 24 - Apêndice). Com isto, após dois dias, a carga hidráulica total reduz-se para 59 cm (profundidade freática igual a 81cm). A velocidade nesse caso, difere significativamente daquela obtida com a carga de 110cm, entretanto a profundidade freática difere apenas 10% aproximadamente. Estes resultados denotam que apesar das velocidades diferirem nos dois períodos de análise, o sistema "A" conseguiu rebaixar o nível freático para profundidades similares num mesmo intervalo de tempo. Assim, a velocidade de rebaixamento como um valor isolado pode levar a conclusões inconsistentes, evidenciando-se a necessidade de informações complementares, como: recarga aplicada, altura máxima atingida pelo nível d'água acima dos drenos, tempo pós-instalação do sistema, etc.

Considerando os critérios agronômicos estabelecidos (rebaixamento do lençol freático) ambos os sistemas atenderam sa

tisfatoriamente aos requisitos exigidos, nos diferentes períodos de observação. O fator "tempo pós-instalação" constitui um aspecto importante a se considerar na análise do comportamento do sistema de drenagem quanto a sua capacidade de rebaixar o lençol freático. Isto permitiria identificar possíveis defeitos no funcionamento dos sistemas. Por outro lado, estudos sob condições controladas, ao longo do tempo, devem ser realizados, considerando diferentes condições experimentais.

4.4 - EQUAÇÕES EXPERIMENTAIS E ESPAÇAMENTO ENTRE DRENOS

Os dados apresentados nas Tabelas 26 e 27 (Apêndice) permitem a obtenção de equações experimentais, para o período de observação considerado.

Adotando a forma da curva exponencial $Y = a \cdot \exp(bX)$, onde $Y = h_t/h_o$ e $X = Kdt/vS^2$ (Capítulo III, ítem 3.7.3), obtêm-se as equações (37) e (38), para os sistemas "A" e "B", respectivamente:

$$h_t/h_o = 0,90 \cdot \exp(-8,8Kdt/vS^2) \quad (37)$$

$$h_t/h_o = 0,75 \cdot \exp(-12,13Kdt/vS^2) \quad (38)$$

Expressando a equação de Glover-Dumm na forma das equações (37) e (38), tem-se:

$$h_t/h_o = 1,16 \cdot \exp(-9,9Kdt/vS^2) \quad (39)$$

O fator de reação (α), por definição, corresponde ao inverso do coeficiente de armazenamento (Capítulo II, ítem 2.2.2),

podendo ser obtido por uma expressão do tipo $\alpha = bKd/vS^2$, onde "b" é uma constante experimental. Assim, das equações (37), (38) e (39) se obtêm as expressões seguintes:

$$J_A = vS^2 / 8,8Kd \quad (40)$$

$$J_B = vS^2 / 12,13Kd \quad (41)$$

$$J_{GD} = vS^2 / 9,9Kd \quad (42)$$

onde J_A , J_B e J_{GD} , referem-se aos coeficientes de armazenamento dos sistemas "A" e "B" (equações experimentais) e de Glover-Dumm, respectivamente.

Das equações (40), (41) e (42), expressando o espaçamento (S) em função dos outros termos, obtêm-se:

$$S_A = [(8,8Kd/v) \cdot J_A]^{1/2} \quad (43)$$

$$S_B = [(12,13Kd/v) \cdot J_B]^{1/2} \quad (44)$$

$$S_{GD} = [(9,9Kd/v) \cdot J_{GD}]^{1/2} \quad (45)$$

Introduzindo o coeficiente de armazenamento nas equações (37), (38) e (39), tem-se:

$$h_t/h_o = 0,90 \cdot \exp(-t/J_A) \quad (46)$$

$$h_t/h_o = 0,75 \cdot \exp(-t/J_B) \quad (47)$$

$$h_t/h_o = 1,16 \cdot \exp(-t/J_{GD}) \quad (48)$$

É possível, assim, definir espaçamentos em função de um critério de drenagem estabelecido e das propriedades físicas do solo de cada sistema.

Na Figura 16, a situação crítica corresponde as cargas hidráulicas de 110cm (sistema "A") e 102cm (sistema "B"). Nessa condição, os sistemas rebaixaram o lençol freático com velocidades médias de 30 e 32cm/dia, respectivamente (ítem 4.3), considerando um período inicial de 2 dias. Em termos de proporção de rebaixamento, estes resultados correspondem a $h_t/h_o = 0,45$ e $h_t/h_o = 0,41$, respectivamente (decréscimo de carga hidráulica acima de 50% num tempo $t = 2$ dias). Como o critério de drenagem estabelecido permite um rebaixamento de 50% ($h_o = 1,0m$ e $h_t = 0,5 m$) num tempo $t = 3$ dias, pode-se afirmar que os sistemas apresentaram capacidade acima da requerida.

A Figura 17 mostra as curvas das equações experimentais dos sistemas "A" e "B" e da equação de Glover-Dumm, expressas conforme as equações (45), (46) e (47). Com o critério adotado e os parâmetros de drenagem, dessa figura e das equações (42), (43) e (44) se obtêm os espaçamentos: $S_A = 19,2 m$; $S_B = 26,6m$ e $S_{GD} = 17,0m$. A Tabela 7 apresenta estes resultados e a variação percentual entre os espaçamentos, tomando-se como referência os valores obtidos das equações experimentais e o testado. Verifica-se que os espaçamentos experimentais ($S_A=19,2 m$ e $S_B = 26,6 m$) apresentam diferenças de +23 e +66% em relação aos espaçamentos testados. Isto permite afirmar que os espaçamentos testados foram superestimados.

Os espaçamentos obtidos pela equação de Glover-Dumm apresentam diferenças de -11 e -36%, com referência aos obtidos pe

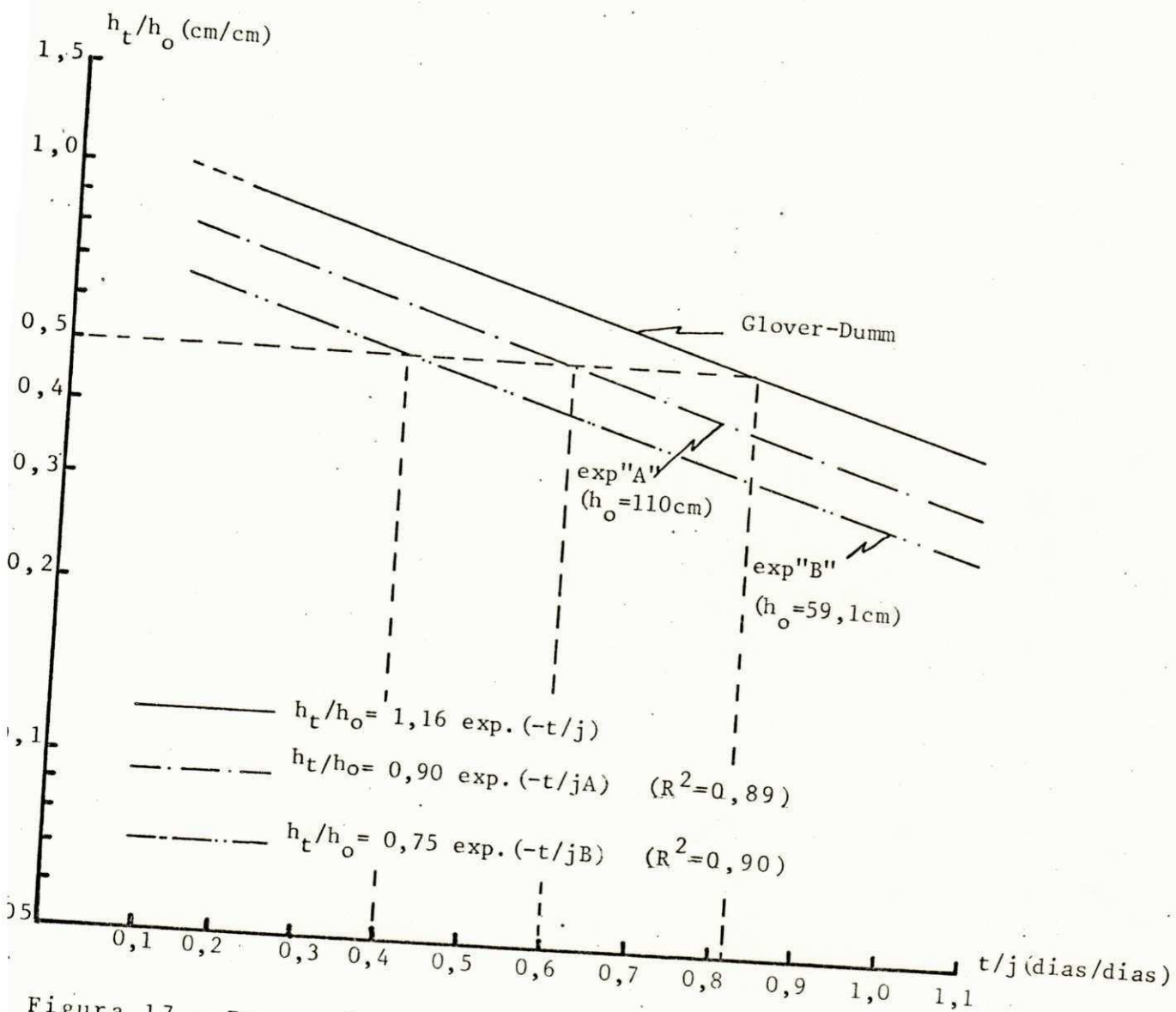


Figura 17 - Proporção de rebaixamento do nível freático (h_t/h_o) versus t/j -curvas experimentais (sistemas "A" e "B") e curva teórica de Glover-Dumm

las equações experimentais. Não obstante a fórmula de Glover-Dumm pareça superestimar os espaçamentos calculados, as diferenças entre os espaçamentos determinados pelas equações experimentais não são susceptíveis de afirmações conclusivas à respeito, visto as condições não ideais em que os testes foram conduzidos. Sua aplicação parece ser adequada aos setores com características gerais similares aos estudados, no entanto a adequabilidade de outras equações devem ser testadas (Boussinesq, por exemplo).

Na Tabela 8 apresentam-se os valores de espaçamentos requeridos para diferentes critérios. Para uma mesma proporção de rebaixamento ($h_t/h_0 = 0,5$) o aumento deles é em torno de 40%, quando o tempo é duplicado. Nessa condição, os espaçamentos testados seriam superestimados em 74% (sistema "A") e 137% (sistema "B").

TABELA 7 - Espaçamentos obtidos com as equações experimentais e com a equação de Glover-Dumm⁽¹⁾

Equação	Sistema "A"				Sistema "B"			
	Espaçamento (m)		Variação(%)		Espaçamento(m)		Variação(%)	
	S _C	S _R	ΔS _E	ΔS _R	S _C	S _R	ΔS _E	ΔS _R
$h_t/h_o = 0,90 \cdot \exp(-t/J_A)$	19,2	15,6	0,0	+23,0	-	-	-	-
$h_t/h_o = 0,75 \cdot \exp(-t/J_B)$	-	-	-	-	26,6	16,0	0,0	+66,0
$h_t/h_o = 1,16 \cdot \exp(-t/J_{GD})$	17,0	15,6	-11,0	+ 9,0	17,0	16,0	-36,0	+ 6,0

(1) Valores obtidos com o critério $h_t/h_o = 0,5$ e $t = 3$ dias

S_C = Espaçamento calculado

S_R = Espaçamento real

ΔS_E = Variação percentual com referência ao espaçamento das equações experimentais

ΔS_R = Variação percentual com referência ao espaçamento real,

TABELA 8 - Espaçamentos requeridos para diferentes critérios de drenagem - Sistemas "A" e "B" (Sumé-Pb)

Critério ($h_t/h_o = 0,5$)	Coeficiente J (dias)			Espaçamento (m)		
	J_A	J_B	J_{GD}	S_A	S_B	S_{GD}
t = 3 dias	5	7,5	3,6	19,2	26,6	17,0
t = 4 dias	6,7	10,0	4,8	22,2	30,9	20,0
t = 5 dias	8,3	12,5	6,0	24,8	34,6	22,0
t = 6 dias	10,0	15,0	7,2	27,2	37,9	24,0

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados obtidos nas condições em que os ensaios foram realizados, permitem evidenciar as conclusões e recomendações abaixo:

1 - Os parâmetros de drenagem obtidos pela teoria de Hooghoudt (hipótese de fluxo permanente) resultaram 2,5 a 5 vezes maior do que os obtidos pela teoria de Glover-Dumm (hipótese de fluxo variável), induzindo a recomendar-se esta última, tanto por segurança, como por representar uma condição de fluxo mais adequada das parcelas em perímetros irrigados por superfície. Bem assim

2 - As parcelas estudadas apresentaram condutividades hidráulicas médias de 0,13 m/dia (sistema "A") e 0,32 m/dia (sistema "B"), com respectivas porosidades drenáveis próximas de 2 e 5% ;

3 - A parcela "B" apresentou uma transmissividade hidráulica aparente média ($K_d = 0,41 \text{ m}^2/\text{dia}$) cerca de 3 vezes o valor obtido na parcela "A" ($K_d = 0,13 \text{ m}^2/\text{dia}$), denotando diferenças significativas entre os espaçamentos reais requeridos ;

4 - As cargas hidráulicas de entrada (h_e), como valor singular (18 e 35 cm) e como fração da carga total ($h_e/\text{tot} \approx 0,57$), foram elevadas, caracterizando algum defeito no funcio-

namento ou uma particularidade para essas parcelas aluviais. Novos ensaios são recomendados, cuidando-se em especial do controle das recargas (irrigação e/ou chuvas) e do sistema de envoltura (necessidade de filtro, material filtrante e de reatêrro da valeta);

5 - Das resistências hidráulicas de entrada definidas por probabilidades ($p = 50\%$) permite-se classificar os sistemas como regulares ($r_e \approx 2,30 \text{ dias.m}^{-1}$), enquanto as obtidas por meio da regressão linear indicam que ambos os sistemas apresentaram um bom desempenho ($r_{e_{\text{máx}}} = 1,0 \text{ dia.m}^{-1}$);

6 - Constatou-se em ambos os sistemas um rebaixamento do lençol freático superior a 50cm, num período inferior a 3 dias, satisfazendo ao critério estabelecido;

7 - A fórmula de Glover-Dumm, a priori, superestimou os espaçamentos, quando comparada com as experimentais (11 e 36%, respectivamente para os sistemas "A" e "B"). Na repetição dos ensaios convém testar a adequabilidade de outras teorias (por exemplo: Boussinesq).

LITERATURA CITADA

- BOUWER, H. & JACKSON, R. D. Determining soil properties. In: VAN SCHILEGAARDE, J. Drainage for agriculture. Wisconsin, American Society of Agronomy, 1974. 611-666.
- BRADY, N. C. Natureza e propriedades dos solos. 5ª ed. São Paulo, Freitas Bastos, 1979. 647p.
- CAVELAARS, C. Problems of water entay into plastic and other drain tubes. Symp. National College of Agricultural Engineering, silsoe, Bedford, U. K. 1967. 13p.
- CODERGREN, R. H. Seepage drainage and flow nets. New York, A Wiley-interscience publication, 1977. 533p.
- CELI, M. P. Lençol freático; construção de poços de observação. Brasília-DF. Rev. ITEM (2): 6-16. 1980.
- CHILDS, E. C. An introduction to the physical basis of soil water phenomena. John Wiley & Sons, New York, 1969. 433p.
- COELHO, E. F. Eficiência de algumas equações de drenagem no dimensionamento de drenos abertos e cobertos em condições de campo. Viçosa-MG. Revista Ceres. 32 (179): 42-62. 1985.
- CRANK, J. The mathematics of difusion clarendon press. Oxford, 1956.

- CRUCIANI, D. E. A drenagem na agricultura. São Paulo, Nobel S. A., 1983. 333p.
- de la PEÑA, I. Princípios y solución de drenaje parcelario. Chapingo-México, Universidade Autônoma Chapingo, Departamento de Irrigation, 1981. 131p.
- DIELEMAN, P. J. Deduccion de constantes hidrológicas del suelo a partir de pruebas de drenaje en el campo. In: Drainage principles and application. Wageningen, The Netherlands. International Institute for land Reclamation improvement (ILRI) 16(2): 354-379. 1980. (Em Espanhol.)
- DIELEMAN, P. J. & TRAFFORD, B. D. Drainage testing. In: Irrigation and drainage. FAO. ROME. paper.nr.28.1976. 172p.
- DONNAN, W. W. Model tests of a tile spacing formula. Washington. U.S.A. Soil Science Society American Proceeding. 2: 131-136. 1946.
- ERNST, L. F. Calculation of the steady flow of groundwater in vertical cross sections. The Netherlands. Journal of Agricultural Sciences. 4: 126-131. 1956.
- FORSYTE, W. Física de suelos. manual de laboratório. 2.ed. San José, Costa Rica, IICA, 1985. 212p.
- GOES, E. S. O problema de salinidade e drenagem em perímetros irrigados do Nordeste e a ação da pesquisa com vistas a seu equacionamento. Recife-Pe, SUDENE-DAA, 1978. 20p.
- GOMES, F. P. Iniciação à estatística. 6.ed. São Paulo. Nobel

S.A. 1978. 211p.

GOMES, P. C. F. Problemática da caracterização de solos aluviais para fins de drenagem subterrânea. Campina Grande-Pb, Universidade Federal da Paraíba, 1977. 119p. (Tese de Mestrado).

_____. Princípios de drenagem agrícola. Petrolina-Pe, EMBRAPA-CPTATSA, 1982. 20p.

GUIMARÃES, J. G.; SARMA, S. V. K.; GHEYI, H. R. & OLIVEIRA, G. R. de. Status of groundwater in Sumé of Semi-árid Paraíba - Brazil. In: 5th World Congress. Int. Water Res. Association. Brusseles, Belgium, 1985.

HARR, M. E. Groundwater and seepage. New York, MacGraw-Hill Book Company, 1962. 315p.

HARRIS, C. I.; ERICSON, H. T.; ELLIS, M. K. & LARSON, J. E. Water level control in orgânic soil, as related to subsidence rate, crop yield and response to nitrogen. Soil Science. 94:158-161.1962.

ILRI - Internation Institute for land Reclamation and Improvement The Netherlands. Drainage principles and application. Wageningen, The Netherlands. pub. 16. Vols. I - IV. 1980.

KESSLER, J. Drainage criteria. In; Drainage principles and application. Wageningen, The Netherlands. International Institute, for land Reclamation and Improvement (ILRI) 16(2):135-170. 1980.

KIRKHAM, D. & POWERS, W. L. Advanced soil physics. New York, U.S.A. Wiley - Interscience, New York, 1972. 534p.

- KIRKHAM, D.; TOKSOZ, S. & VANDER PLOEG, R. R. Steady flow to drains and Wells. In: VAN SCHILFGAARDE, J. Drainage for Agriculture. Wisconsin, American Society of Agronomy, 1974. p. 203 - 44.
- LUTHIN, J. N. Drenaje de tierras agrícolas. México Editorial Limusa, 1974. 684p.
- MANN, Jr. L. Applied engineering statistics for practicing engineers. New York. U.S.A. Barnes & Noble, Inc. New York pub. 1970. 175p.
- MILLAR, A. A. Drenagem de terras agrícolas: bases agronômicas. São Paulo. McGraw-Hill do Brasil, 1978. 276p.
- NEVES, E. T. Curso de Hidráulica. 7 ed. Porto Alegre. Globo, 1982. 577p.
- OLIVEIRA, G. R. de; GHEYI, H. R. & CARVALLO, H. O. Estudos da variação do lençol freático nos perímetros de Sumé e Condado - Pb. Campina Grande-Pb. DEAg/CCT/EMBRAPA. 1982. 29p.
- OLIVEIRA, G. R. de & QUEIROZ, J. E. Resposta hidráulica de um sistema de drenagem subterrânea em Sumé na Paraíba - Informe parcial. In: XIV Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola. Fortaleza-CE, 1984. (Material datilografado não publicado. 22p).
- PINTO, F.A. Variabilidade da condutividade hidráulica saturada, da densidade aparente e da distribuição do tamanho das partículas de um podzólico vermelho-amarelo. Viçosa-Imprensa Universitária, 1979. 45p. (Tese de Mestrado).

- PIZARRO, F. Drenaje agrícola y recuperación de suelos salinos. Madrid, ed. Agrícola Espanhola, 1978. 525p.
- POIREE, M. & OLLIEE, C. H. Saneamiento agrícola. Barcelona, ed. Técnicas Associadas S.A. España. 1966. 366p.
- PRATA FILHO, D.A. Validade de algumas equações de drenagem para drenos abertos, em condições de laboratório. Viçosa. Im prensa - Universitária, 1982. 100p. (Tese de Mestrado).
- RAADSMA, S. Current draining practices in flat areas of humid regions in europe. In: VAN SCHILFGAARDE, J. Drainage for Agriculture. Wisconsin, USA, American Society of Agronomy, 1974. p. 115 - 140.
- REICHARDT, K. Processos de transferência no sistema solo-planta - atmosfera. Piracicaba, centro de Energia Nuclear da Agricultura da USP, 1975. 286p.
- RICHARDS, L. A. Diagnosis and improvement of saline and alkaline soils. Washington United States Salinity Laboratory Staff, 1954. 160p. (Agriculture Handbook, 60).
- SALINAS, H. Yap. Desarrollo de la planta en relacion al drenaje salinidad. In: Curso Internacional sobre drenaje y control de salinidad. Logan. Utah. Utah State University. 1981. 41p.
- SCHOKLITSCH, A. Tratado de Arquictetura hidráulica. Tomos I e II. Madrid. España. Ed. Gustavo Gili, S.A. 1961. 750p.
- TALSMA, T. The control of saline groundwater Meded. Wageningen, The Netherlands. Land Bonw Hogeschool, 1963. 63(10): 1 - 68.

- TALSMA, T. & HASKEW, H. C. Investigation of water table response to tile drains in comparison with theory. Journal of Geophysical Res. 64. 1933 - 44. 1959.
- TAYLOR, S.G. Drainable porosity evaluation from out flow measurements and its use in drawdown equations. Soil Sci., 90: 338-43. 1959.
- VALDIVIESO, S.C.R. & CORDEIRO, G.G. Drenagem e salinidade nos perímetros irrigados de N.E. do Brasil. Part. I; relatório de identificação e reconhecimento. s.e. s. ed. 1983. 14p. il. Documento interno (SID/CPATSA).
- VAN BEERS, W. F. J. Some nomographs for calculation of drain spacings. Wageningen, The Netherlands, ILRI, Bull 8. 1965. 48p.
- _____. The three main functions of a subsurface drainage system. Annual report, International institute for Land Reclamation and Improvement. ILRI. Wageningen. The Netherlands, 1966. p 14-17.
- VAN DE GOOR, G.A.W. Desarrollo de las plantas en relacion con el drenaje. In: Drainaje principles and application. Wageningen, The Netherlands. International Institute for land Reclamation improvement (ILRI) 16(2): 99-133. 1980. (Em Espanhol.)
- VAN HOORN, J. W. Results of a groundwater experimental field with arable crops on clay soils. 1958. Neth. J. Of. Agric. 6: 1 - 10.

- VAN SCHILFGAARDE, J. Drainage for agriculture. Wisconsin U.S.A. American Society of Agronomy, 1974. 700p.
- VAN'T WOUDT, D. & HAGAN, R. M. Crop response at excessively high soil moisture levels. In: LUTHIN, J.N. Drainage of agricultural Lands. Am. Soc. of Agronomy, Madison. 1957. Monograph VII: 514-578.
- WESSELING, J. Subsurface flow into drains. In: Drainage principles and applications. Wageningen, The Netherlands. ILRI. 16(2):2-56. 1973.
- WESSELING, J. & HOMMA, F. Hidraúlic resistance of drain tubes. Wageningen, The Netherlands. IWC. Tech. Bull. nr.50.1967a . 15p.
- _____ . Entrance resistance of plastic drain tubes. Wageningen. The Netherlands. IWC. Tech. Bull. nr. 51. 1967b. 13p.
- WESSELING, J. & VAN SOMEREN, C. C. Drainage materials; provisional report of the experience gained in The Netherlands. In: Irrigation and drainage. Rome. FAO. paper nr. 9. 1970.
- WILLIAMSSON, R. E. & KRIZ, G. J. Response on agricultural crops to flooding depth of water table and soil gaseous composition. Amer. Soc. Agr. Eng. Trans. 13: 216-20. 1970.

APENDICE

TABELA 9 - Algumas das principais características físicas e químicas do solo -
Setor 23⁽¹⁾

Profundidade (cm)	Granulometria			Classificação Textural	Densidade (g/cm ³)		pasta saturada					Complexo Sortivo (meq/100g)				M.O. (%)	
	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)		Apar.	Real	CE _{ext} à 25°C (mmhos/cm)	pH	meq/l Ca ⁺⁺ + Mg ⁺⁺ Na ⁺ RAS				PSI ⁽²⁾	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺		Na ⁺
0 - 40	80,87	18,09	1,04	Areia-Franco	1,39	2,48	3,06	7,4	26,87	6,95	1,89	1,50	9,31	3,66	0,02	0,01	1,55
40 - 80	58,34	35,53	6,13	Franco-Arenoso	1,45	2,49	1,35	7,3	7,00	7,39	3,95	4,36	11,34	4,33	0,03	0,01	1,15
80 - 120	52,00	37,76	10,24	Franco	1,43	2,47	1,39	7,4	3,25	10,00	7,84	9,34	12,46	8,52	0,21	0,01	1,94
120 - 160	43,55	30,77	25,68	Franco-Argiloso	1,42	2,49	1,64	8,8	2,37	12,17	11,17	13,20	9,07	9,05	0,52	0,01	1,15
160 - 200	55,86	24,62	19,22	Franco-Arenoso	1,37	2,46	2,16	9,0	2,50	19,00	16,99	19,22	5,76	6,60	0,52	0,01	0,31

(1) Amostragem na linha 1 dos poços de observação

(2) $PSI = 100(0,01475 \text{ RAS} - 0,0126) / [1 + (0,01475 \text{ RAS} - 0,0126)]$

TABELA 10 - Algumas das principais características físicas e químicas do solo -
Setor 23⁽¹⁾

Profundidade (cm)	Granulometria			Classificação Textural	Densidade (g/cm ³)		Pasta Saturada					Complexo Sortivo (meq/100g)				M.O. (%)	
	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)		Apar.	Real	CE _{ext} à 25°C (mmhos/cm)	pH	meq/l Ca ⁺⁺ + Mg ⁺⁺ Na ⁺ RAS				PSI ⁽²⁾	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺		Na ⁺
0 - 38	86,83	12,12	1,05	Arenoso	1,27	2,47	0,20	7,5	2,12	1,30	1,26	0,59	4,31	3,54	0,01	0,005	0,79
38 - 53	69,35	29,59	1,06	Franco Arenoso	1,41	2,51	0,24	7,6	1,87	1,73	1,78	1,34	8,15	4,09	0,03	0,005	0,93
53 - 81	46,84	39,58	13,58	Franco	1,25	2,42	0,40	7,3	2,62	3,04	2,65	2,58	14,20	7,30	0,06	0,007	1,05
81 - 90	72,83	26,13	1,04	Franco Arenoso	1,37	2,51	0,33	7,3	2,62	2,17	1,89	1,50	9,20	2,43	0,04	0,005	0,96
90 - 118	87,84	11,11	1,05	Arenoso	1,39	2,50	0,30	7,8	2,12	2,60	2,52	2,39	4,28	1,57	0,02	0,002	0,56
118 - 135	94,94	4,02	1,04	Arenoso	1,43	2,55	0,38	7,9	2,37	3,04	2,79	2,77	2,66	2,99	0,02	0,002	0,39

(1) Amostragem entre as linhas 2 e 3 dos poços de observação

(2) $PSI = 100(0,01475 \text{ RAS} - 0,0126) / [1 + (0,01475 \text{ RAS} - 0,0126)]$

TABELA 11 - Algumas das principais características físicas e químicas do solo -
Setor 23⁽¹⁾

Profundidade (cm)	Granulometria			Classificação Textural	Densidade (g/cm ³)		pasta saturada					PSI ⁽²⁾	Complexo Sortivo (meq/100g)				M.O. (%)	
	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)		Apar.	Real	CE _{ext} à 25°C (mmhos/cm)	pH	meq/l				RAS	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺		K ⁺
									Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺							
0 - 30	78,64	18,28	3,08	Franco-Arenoso	1,27	2,46	1,48	8,1	9,25	2,13	4,24	4,75	6,69	4,00	0,05	0,007	1,55	
30 - 60	59,96	31,80	8,24	Franco-Arenoso	1,40	2,49	0,74	7,5	3,12	5,65	4,52	5,12	10,42	5,32	0,07	0,007	1,41	
60 - 120	62,85	28,87	8,28	Franco-Arenoso	1,39	2,48	0,61	7,6	5,62	5,21	4,65	5,30	10,66	5,70	0,07	0,007	1,05	
120 - 170	51,00	32,30	16,70	Franco	1,38	2,45	0,88	8,2	8,62	6,95	5,67	6,63	14,34	9,08	0,11	0,007	0,96	
170 - 260	62,21	25,51	12,28	Franco-Arenoso	1,40	2,51	0,97	8,6	2,25	8,69	8,19	9,76	6,74	7,12	0,26	0,005	0,55	

(1) Amostragem na linha 2 dos poços de observação

(2) $PSI = 100(0,01475 \text{ RAS} - 0,0126) / [1 + (0,01475 \text{ RAS} - 0,0126)]$

TABELA 12 - Algumas das principais características físicas e químicas do solo -
Setor 33⁽¹⁾

Profundidade (cm)	Granulometria			Classificação Textural	Densidade (g/cm ³)		pasta saturada					PSI ⁽²⁾	Complexo Sortivo (meq/100g)				M.O. (%)
	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)		Apar.	Real	CE _{ext} à 25°C (mmhos/cm)	pH	meq/l				Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	K ⁺	
									Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺						
0 - 40	55,20	36,03	8,77	Franco	1,32	2,70	2,26	7,15	2,10	2,42	2,36	2,17	8,90	3,26	0,60	0,06	1,70
40 - 80	48,90	37,20	13,90	Franco	1,34	2,77	1,90	7,03	1,45	2,15	2,53	2,41	8,42	4,20	0,68	0,06	1,15
80 - 120	23,20	39,15	37,65	Franco-Artiloso	1,28	2,65	1,50	8,20	1,89	2,08	2,14	1,86	9,20	6,50	0,52	0,06	0,95
120 - 160	46,70	27,05	26,25	Franco	1,29	2,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(1) Amostragem na linha 1 dos poços de observação

(2) $PSI = 100(0,01475 \text{ RAS} - 0,0126) / [1 + (0,01475 \text{ RAS} - 0,0126)]$

TABELA 13 - Taxas de descargas (R), carga hidráulica (h) e relação R/h em função do tempo - Sistema "A" recém-instalado (30.05 à 03.06.83)*

Tempo Acumulado (horas)	Taxa de descarga (R) (mm/dia)	Carga hidráulica (h) (mm)	Descarga/carga (R/h) (dias ⁻¹ .10 ⁻²)
2	3,00	270	1,10
12	28,00	1100	2,54
26	13,50	900	1,50
36	5,38	695	0,77
50	2,90	560	0,52
60	2,00	500	0,40
74	1,60	480	0,33

* Dados obtidos por OLIVEIRA e QUEIROZ (1983)

TABELA 14 - Taxas de descargas (R), carga hidráulica (h) e relação R/h em função do tempo - Sistema "B" recém-instalado (13 à 16.03.85)

Tempo Acumulado (horas)	Taxa de descarga (R) (mm/dia)	Carga hidráulica (h) (mm)	Descarga/carga (R/h) (dias ⁻¹ .10 ⁻²)
13	11,52	591	1,95
18	8,47	473	1,79
23	6,99	403	1,73
34	4,17	285	1,46
46	3,09	215	1,43
57	2,16	212	1,02
68	1,80	188	0,96
80	1,30	174	0,75

TABELA 15 - Cargas hidráulicas, relação entre a carga de entrada e a carga total (h_e/h_{tot}), taxa de descarga por unidade de comprimento (q) e resistência de entrada (r_e) - Sistema "A"

Data	Hora de Observação	h_e (cm)	h_{tot} (cm)	h_e/h_{tot} -	q ($m^3/dia.m$)	$r_e = h_e/q$ (dias/m)
15.12.84	8:00	51,55	92,55	0,56	0,3542	1,46
15.12.	18:00	39,42	77,92	0,50	0,4320	0,91
16.12.	7:00	43,03	70,03	0,61	0,1659	2,59
16.12.	19:00	39,73	62,73	0,63	0,1114	3,57
17.12.	8:00	36,38	60,38	0,60	0,0740	4,90
09.01.85	17:30	34,10	59,10	0,58	0,1470	2,32
10.01	7:00	37,75	60,75	0,62	0,2630	1,44
10.01	17:00	38,05	60,05	0,63	0,1600	2,38
11.01	7:30	34,25	57,25	0,60	0,1020	3,36
12.01	7:00	34,15	59,65	0,57	0,1440	2,37
12.01	17:00	38,23	59,23	0,64	0,1110	3,44
13.01	6:00	30,40	57,90	0,53	0,0720	4,22
13.01	18:00	32,43	55,93	0,58	0,0560	5,79
18.01	8:00	30,93	56,93	0,54	0,0580	5,33
19.01	8:00	33,55	63,55	0,53	0,1600	2,10
19.01	17:00	31,68	61,68	0,51	0,1200	2,64
20.01	7:00	30,83	53,83	0,57	0,0860	3,58
20.01	17:00	29,43	50,43	0,58	0,0480	6,13
22.01	7:30	28,20	52,20	0,54	0,1170	2,41
22.01	17:00	28,23	48,73	0,58	0,1140	2,47
23.01	7:00	25,88	46,88	0,55	0,0690	3,75
23.01	16:30	26,10	51,60	0,50	0,0330	7,91
02.02	11:00	29,45	59,45	0,49	0,0501	5,87

Continuação da TABELA 15

Data	Hora de Observação	h_e (cm)	h_{tot} (cm)	h_e/h_{tot} -	q ($m^3/dia.m$)	$r_e = h_e/q$ (dias/m)
11.02.85	7:30	25,38	62,38	0,41	0,0732	3,47
12.02	16:00	32,83	63,83	0,51	0,0847	3,88
12.02	8:00	35,59	85,09	0,42	0,3456	1,03
12.02	17:00	40,28	77,28	0,52	0,2542	1,58
13.02	8:00	38,72	81,72	0,47	0,2700	1,43
13.02	18:00	38,40	71,90	0,53	0,2160	1,78
14.02	8:00	39,41	87,41	0,45	0,4320	0,91
14.02	16:00	40,55	84,55	0,48	0,3600	1,13
15.02	8:30	41,45	84,45	0,49	0,4076	1,02
15.02	15:00	41,46	84,96	0,49	0,4000	1,04
16.02	7:30	37,34	67,84	0,55	0,2347	1,59
16.02	15:00	37,50	64,00	0,58	0,1728	2,17
17.02	8:00	36,60	61,10	0,60	0,1659	2,20
17.02	12:00	36,53	60,03	0,61	0,1685	2,16
19.02	9:00	37,85	65,85	0,57	0,2272	1,66
19.02	16:00	36,93	69,43	0,53	0,2010	1,84
20.02	8:00	37,19	67,69	0,55	0,2877	1,29
21.02	8:00	38,19	72,69	0,52	0,2877	1,33
22.02	17:00	39,90	67,40	0,59	0,2160	1,85
23.02	7:30	38,78	66,78	0,58	0,2540	1,53
23.02	16:00	35,35	64,85	0,54	0,2272	1,56
24.02	8:00	35,40	60,90	0,58	0,2160	1,64
25.02	8:00	38,07	56,07	0,68	0,1547	2,46
25.02	17:00	37,57	55,07	0,68	0,1547	2,43
26.02	7:30	37,56	55,56	0,67	0,1547	2,43
27.02	7:30	35,06	54,06	0,65	0,1547	2,26

Continuação da TABELA 15

Data	Hora de Observação	h_e (cm)	h_{tot} (cm)	h_e/h_{tot} -	q ($m^3/dia.m$)	$r_e = h_e/q$ (dias/m)
28.02	12:30	34,13	49,13	0,69	0,1348	2,53
01.03	7:00	34,20	48,20	0,71	0,1166	2,67
03.03	11:00	32,73	45,23	0,72	0,1080	3,03
07.03	12:00	41,00	73,50	0,56	0,3776	1,08
07.03	16:00	41,69	68,69	0,61	0,2877	1,45
08.03	8:00	37,48	61,48	0,61	0,1849	2,03
08.03	17:00	39,05	58,05	0,67	0,1607	2,43
09.03	7:00	37,10	56,10	0,66	0,1417	2,62
09.03	15:30	36,67	55,17	0,66	0,1255	2,92
10.03	7:00	35,69	52,19	0,68	0,1200	2,97
11.03	7:00	35,25	49,25	0,71	0,1063	3,31
12.03	7:00	34,28	47,78	0,72	0,0950	3,61
13.03	7:00	32,33	45,83	0,70	0,0864	3,74
14.03	17:00	39,60	67,60	0,58	0,3292	1,20
15.03	8:00	38,46	60,46	0,64	0,1900	2,02
15.03	16:00	37,03	57,53	0,64	0,1676	2,21
16.03	7:30	37,18	55,68	0,67	0,1227	3,03
17.03	8:00	36,24	52,24	0,69	0,1074	3,37

TABELA 16 - Cargas hidráulicas, relação entre a carga de entrada e a carga total (h_e/h_{tot}), taxa de descarga por unidade de comprimento (q) e resistência de entrada (r_e) - Sistema "B"

Data	Hora de Observação	h_e (cm)	h_{tot} (cm)	h_e/h_{tot} -	q ($m^3/dia.m$)	$r_e = h_e/q$ (dias/m)
13.03.85	6:00	32,10	59,10	0,54	0,1843	1,74
13.03	12:00	27,25	47,25	0,58	0,1355	2,01
13.03	17:00	22,33	40,33	0,55	0,1119	2,01
14.03	6:00	16,95	28,45	0,60	0,0668	2,53
14.03	18:00	15,55	21,55	0,72	0,0495	3,14
15.03	7:00	13,68	21,18	0,64	0,0345	3,96
15.03	18:00	13,78	18,78	0,73	0,0288	4,78
16.03	8:00	12,88	17,38	0,74	0,0208	6,19
24.03	17:00	16,28	56,78	0,29	0,1290	1,26
25.03	8:00	16,35	45,35	0,36	0,1070	1,53
25.03	11:00	15,35	42,35	0,36	0,101	1,52
25.03	17:00	15,95	36,95	0,43	0,072	2,21
26.03	8:00	9,55	30,05	0,32	0,0520	1,83
26.03	11:00	14,05	28,55	0,49	0,0520	2,70
26.03	17:00	14,60	26,60	0,55	0,0460	3,17

TABELA 17 - Cargas de entrada (h_e) por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "A"

Ordem	h_e (cm)	PROB. (%)	Ordem	h_e (cm)	PROB. (%)	Ordem	h_e (cm)	PROB. (%)
1	25,38	0,75	24	35,28	35,07	47	38,07	69,40
2	25,88	2,24	25	35,35	36,56	48	38,18	70,89
3	26,10	3,73	26	35,40	38,06	49	38,19	72,39
4	28,20	5,22	27	35,59	39,55	50	38,23	73,88
5	28,23	6,72	28	35,69	41,04	51	38,40	75,37
6	29,43	8,20	29	36,24	42,37	52	38,46	76,86
7	29,45	9,70	30	36,38	44,00	53	38,72	78,36
8	30,40	11,20	31	36,53	45,52	54	38,78	79,85
9	30,83	12,68	32	36,60	47,01	55	39,05	81,34
10	30,93	14,18	33	36,67	48,51	56	39,41	82,83
11	31,68	15,67	34	36,93	50,00	57	39,42	84,32
12	32,33	17,16	35	37,03	51,49	58	39,60	85,82
13	32,43	18,66	36	37,10	52,98	59	39,73	87,30
14	32,73	20,15	37	37,18	54,48	60	39,90	88,80
15	32,83	21,64	38	37,19	55,97	61	40,28	90,30
16	33,55	23,13	39	37,34	57,46	62	40,55	91,79
17	34,10	24,63	40	37,48	58,95	63	41,00	93,28
18	34,13	26,11	41	37,50	60,45	64	41,45	94,78
19	34,15	27,61	42	37,56	61,94	65	41,46	96,27
20	34,20	29,10	43	37,57	63,43	66	41,69	97,76
21	34,25	30,59	44	37,75	64,92	67	43,03	99,25
22	34,28	32,09	45	37,85	66,42	-	-	-
23	35,25	33,58	46	38,05	67,91	-	-	-

TABELA 18 - Cargas de entrada (h_e) por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "B"

Ordem	h_e (cm)	Probabilidade (%)
1	10,55	3,33
2	13,88	10,00
3	14,68	16,67
4	14,78	23,33
5	15,05	30,00
6	15,60	36,67
7	16,35	43,33
8	16,55	50,00
9	16,95	56,67
10	17,28	63,33
11	17,35	70,00
12	17,95	76,67
13	23,33	83,33
14	28,25	90,00
15	33,10	96,67

TABELA 19 - Cargas totais (h_{tot}) por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "A"

	h_{tot} (cm)	PROB. (%)	Ordem	h_{tot} (cm)	PROB. (%)	Ordem	h_{tot} (cm)	PROB. (%)
1	42,23	0,75	24	57,25	35,07	47	65,85	69,40
2	45,83	2,24	25	57,53	36,56	48	66,78	70,89
3	46,88	3,73	26	57,90	38,06	49	67,40	72,59
4	47,78	5,22	27	58,05	39,55	50	67,60	73,88
5	48,20	6,72	28	59,10	41,04	51	67,69	75,37
6	48,73	8,20	29	59,23	42,37	52	67,84	76,86
7	49,13	9,70	30	59,45	44,00	53	68,69	78,36
8	49,25	11,20	31	59,65	45,52	54	69,43	79,85
9	50,43	12,68	32	60,03	47,01	55	70,03	81,34
10	51,60	14,18	33	60,05	48,51	56	71,90	82,83
11	52,20	15,67	34	60,38	50,00	57	72,69	84,32
12	52,19	17,16	35	60,46	51,49	58	73,50	85,82
13	52,24	18,66	36	60,75	52,98	59	77,28	87,30
14	53,83	20,15	37	60,90	54,48	61	77,92	88,80
15	54,06	21,64	38	61,10	55,97	62	81,72	90,30
16	55,07	23,13	39	61,48	57,46	63	84,45	91,79
17	55,17	24,63	40	61,68	58,95	64	84,55	93,28
18	55,56	26,11	41	62,38	60,45	65	84,96	94,78
19	55,68	27,61	42	62,73	61,94	66	85,09	96,27
20	55,93	29,10	43	63,55	63,43	67	87,41	97,76
21	56,07	30,59	44	63,83	64,92	68	92,55	99,25
22	56,10	32,09	45	64,00	66,42	-	-	-
23	56,93	33,58	46	64,85	67,91	-	-	-

TABELA 20 - Cargas totais (h_{tot}) por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "B"

Ordem	h_{tot} (cm)	Probabilidade (%)
1	17,38	3,33
2	18,78	10,00
3	21,18	16,67
4	21,55	23,33
5	26,60	30,00
6	28,45	36,67
7	28,55	43,33
8	30,05	50,00
9	36,95	56,67
10	40,33	63,33
11	42,35	70,00
12	45,35	76,67
13	47,25	83,33
14	56,78	90,00
15	59,10	96,67

TABELA 21 - Relação h_e/h_{tot} por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "A"

Ordem	h_e/h_{tot}	PROB. (%)	Ordem	h_e/h_{tot}	PROB. (%)	Ordem	h_e/h_{tot}	PROB. (%)
1	0,41	0,72	24	0,55	34,06	48	0,62	68,84
2	0,42	2,17	24	0,55	34,06	49	0,63	70,29
3	0,45	3,62	24	0,55	34,06	49	0,63	70,29
4	0,47	5,07	27	0,56	38,41	51	0,64	73,19
5	0,48	6,52	27	0,56	38,41	51	0,64	73,19
5	0,48	6,52	29	0,57	41,30	51	0,64	73,19
7	0,49	9,42	29	0,57	41,30	54	0,65	77,54
7	0,49	9,42	29	0,57	41,30	55	0,66	78,98
7	0,49	9,42	32	0,58	45,65	55	0,66	78,98
10	0,50	13,77	32	0,58	45,65	57	0,67	81,88
10	0,50	13,77	32	0,58	45,65	57	0,67	81,88
12	0,51	16,67	32	0,58	45,65	57	0,67	81,88
12	0,51	16,67	32	0,58	45,65	60	0,68	86,23
12	0,51	16,67	32	0,58	45,65	60	0,68	86,23
15	0,52	21,01	32	0,58	45,65	60	0,68	86,23
15	0,52	21,01	32	0,58	45,65	63	0,69	90,58
17	0,53	23,91	40	0,59	57,25	63	0,69	90,58
17	0,53	23,91	41	0,60	58,69	65	0,70	93,48
17	0,53	23,91	41	0,60	58,69	66	0,71	94,93
17	0,53	23,91	41	0,60	58,69	66	0,71	94,93
21	0,54	29,71	44	0,61	63,04	68	0,72	97,83
21	0,54	29,71	44	0,61	63,04	68	0,72	97,83
21	0,54	29,71	44	0,61	63,04	-	-	-

TABELA 22 - Resistência de entrada (r_e) por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "A"

Ordem	r_e (dias/m)	PROB. (%)	Ordem	r_e (dias/m)	PROB. (%)	Ordem	r_e (dias/m)	PROB. (%)
1	0,91	0,73	24	1,85	34,56	47	2,92	68,38
2	0,91	0,73	25	2,02	36,03	48	2,97	69,85
3	0,95	3,68	26	2,03	37,50	49	3,03	71,32
4	1,02	5,15	27	2,10	38,97	50	3,03	72,79
5	1,03	6,62	28	2,16	40,44	51	3,31	74,26
6	1,04	8,09	29	2,17	41,91	52	3,36	75,73
7	1,08	9,56	30	2,20	43,38	53	3,37	77,20
8	1,13	11,03	31	2,21	44,85	54	3,44	78,67
9	1,20	12,50	32	2,26	46,32	55	3,47	80,15
10	1,29	13,97	33	2,32	47,79	56	3,57	81,62
11	1,33	15,44	34	2,37	49,26	57	3,58	83,09
12	1,43	16,91	35	2,38	50,73	58	3,65	84,56
13	1,44	18,38	36	2,41	52,20	59	3,74	86,03
14	1,45	19,85	37	2,43	53,67	60	3,75	87,50
15	1,46	21,32	37	2,43	53,67	61	3,88	88,97
16	1,53	22,79	37	2,43	53,67	62	4,22	90,44
17	1,56	24,26	40	2,46	58,09	63	4,90	91,91
18	1,58	25,73	41	2,47	59,56	64	5,33	93,38
19	1,59	27,20	42	2,53	61,03	65	5,79	94,85
20	1,64	28,67	43	2,59	62,50	66	5,87	96,32
21	1,66	30,14	44	2,62	63,97	67	6,13	97,79
22	1,78	31,62	45	2,64	65,44	68	7,91	99,26
23	1,84	33,09	46	2,67	66,91	-	-	-

TABELA 23 - Resistência de entrada (r_e) e relação h_e/h_{tot} por ordem de magnitude, com respectivas probabilidades - Sistema "B"

Resistência de entrada (r_e)			Relação h_e/h_{tot}		
Ordem	Valor (dias/m)	PROB. (%)	Ordem	Valor	PROB. (%)
1	1,26	3,33	1	0,29	3,33
2	1,52	10,00	2	0,32	10,00
3	1,53	16,67	3	0,36	16,67
4	1,74	23,33	4	0,36	23,33
5	1,83	30,00	5	0,43	30,00
6	1,99	36,67	6	0,49	36,67
7	2,01	43,33	7	0,54	43,33
8	2,21	50,00	8	0,55	50,00
9	2,53	56,67	9	0,55	56,67
10	2,70	63,33	10	0,58	63,33
11	3,14	70,00	11	0,60	70,00
12	3,17	76,67	12	0,64	76,67
13	3,96	83,33	13	0,72	83,33
14	4,78	90,00	14	0,73	90,00
15	6,19	96,67	15	0,74	96,67

TABELA 24 - Rebaixamento acumulado do nível freático ($\Sigma\Delta h$) com o tempo em diferentes períodos de observação - Sistema "A"

Período de Observação	Tempo de Descida (horas)	h (cm)	Δh (cm)	$\Sigma\Delta h$ (cm)
	-	110,0	-	-
30.05 à 03.06.83	14	90,0	20,0	20,0
	24	69,0	20,5	40,5
	38	56,0	13,5	54,0
	48	50,0	6,0	60,0
	62	48,0	2,0	62,0
	-	92,6	-	-
15 à 17.12.84	10	77,9	14,7	14,7
	23	70,0	7,9	22,6
	35	62,7	7,3	29,9
	48	60,4	2,3	32,2
	-	59,7	-	-
12 à 14.01.85	12	59,2	0,5	0,5
	25	57,9	1,3	1,8
	37	55,9	2,0	3,8
	50	55,1	0,8	4,6
	60	49,2	5,9	10,5
	-	63,6	-	-
19 à 20.01.85	12	61,7	1,9	1,9
	26	53,8	7,9	9,8
	36	50,4	3,4	13,2

Continuação da TABELA 24

Período de Observação	Tempo de Descida (horas)	h (cm)	Δh (cm)	$\Sigma \Delta h$ (cm)
	-	66,8	-	-
	7	64,8	2,0	2,0
23 à 25.07.85	21	60,9	3,9	5,9
	45	56,0	4,9	10,8
	57	55,0	1,0	11,8

	-	76,8	-	-
	2	73,5	3,3	3,3
	6	68,7	4,8	8,1
	20	61,5	7,2	15,3
	29	58,0	3,5	18,8
07 à 13.03.85	43	56,1	1,9	20,7
	52	55,2	0,9	21,6
	67	52,2	3,0	24,6
	91	49,2	3,0	27,6
	115	47,8	1,4	29,0
	139	45,8	2,0	31,0

TABELA 25 - Rebaixamento acumulado do nível freático ($\Sigma\Delta h$) com o tempo em diferentes períodos de observação - Sistema "B"

Período de Observação	Tempo de Descida (horas)	h (cm)	Δh (cm)	$\Sigma\Delta h$ (cm)
13 à 16.03.85	-	59,1	-	-
	6	47,3	11,8	11,8
	11	40,3	7,0	18,8
	23	28,5	11,8	30,6
	35	21,6	6,9	37,5
	46	21,2	0,4	37,9
	57	18,8	2,4	40,3
	65	17,4	1,4	41,7
24 à 26.03.85	-	56,8	-	-
	13	45,4	11,4	11,4
	16	42,4	3,0	14,4
	22	37,0	5,4	19,8
	35	30,0	7,0	26,8
	38	28,6	1,4	28,2
	44	26,6	2,0	30,2
28 à 30.03.85*	-	102,0	-	-
	3	82,0	20,0	20,0
	5	72,5	9,5	29,5
	20	49,0	23,5	53,0
	23	46,0	3,0	56,0
	45	39,0	7,0	63,0
	53	36,5	2,5	65,5

* No dia 27.03.85 ocorreu uma precipitação de 118,4mm.

TABELA 26 - Valores de Kdt/vs^2 , cargas hidráulicas (h) e relação h_t/h_o (carga num tempo t/carga inicial) em função do tempo de descida do nível freático - Sistema "A" recém-instalado

Tempo de descida (hora)	(dia)	Kdt/vs^2 -	h (m)	h_t/h_o -
-	-	-	1,100	-
14	0,583	0,021	0,900	0,82
24	1,000	0,036	0,695	0,63
38	1,583	0,056	0,560	0,51
48	2,000	0,071	0,500	0,45
62	2,583	0,092	0,480	0,44

TABELA 27 - Valores de Kdt/vs^2 , cargas hidráulicas (h) e relação h_t/h_o (carga num tempo t/carga inicial) em função do tempo de descida do nível freático (NF) - Sistema "B" recém-instalado

Tempo de descida (hora)	(dia)	Kdt/vs^2 -	h (m)	h_t/h_o -
-	-	-	0,591	-
5	0,208	0,0065	0,472	0,80
10	0,417	0,0130	0,403	0,68
21	0,875	0,0270	0,284	0,48
33	1,375	0,0430	0,216	0,37
44	1,833	0,0573	0,212	0,36
55	2,290	0,0716	0,188	0,32
67	2,790	0,0872	0,174	0,29