

**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE SISTEMAS  
DRENANTES EM CONDIÇÕES DE LABORATÓRIO**

**VICENTE DE PAULA SILVA**

---

---

**Campina Grande - PB**

**Junho / 1997**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE SISTEMAS DRENANTES EM  
CONDIÇÕES DE LABORATÓRIO**

**VICENTE DE PAULA SILVA**

**CAMPINA GRANDE - PARAÍBA**

**Junho/1997**

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE SISTEMAS DRENANTES EM  
CONDIÇÕES DE LABORATÓRIO**

**DISSERTAÇÃO PRESENTADA  
AO CURSO DE Mestrado em  
ENGENHARIA CIVIL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DA  
PARAÍBA EM CUMPRIMENTO  
ÀS EXIGÊNCIAS PARA  
OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)**

**ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: RECURSOS HÍDRICOS**

**VICENTE DE PAULA SILVA**

  
**PROF. VAJAPEYAN SRINIVASAN**  
**(PhD)**  
**ORIENTADOR**

**PROF. CARLOS A. VIEIRA AZEVEDO**  
**(PhD)**  
**CO-ORIENTADOR**

**CAMPINA GRANDE - PB**

**Junho / 1997**



S586a

Silva, Vicente de Paula.

Avaliação do desempenho de sistemas drenantes em condições de laboratório / Vicente de Paula Silva. - Campina Grande, 1997.

121 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1997.

"Orientação : Prof. Dr. Vajapeyan Srinivasan, Prof. Dr. Carlos Alberto Vieira Azevedo".

Referências.

1. Drenagem. 2. Sistema Drenante. 3. Avaliação e Desempenho. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Srinivasan, Vajapeyam. II. Azevedo, Carlos Alberto Vieira. III. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). IV. Título

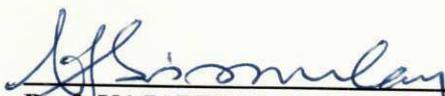
CDU 631.62(043)

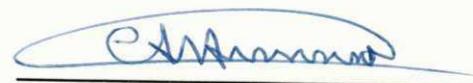
**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE SISTEMAS DRENANTES EM  
CONDIÇÕES DE LABORATÓRIO**

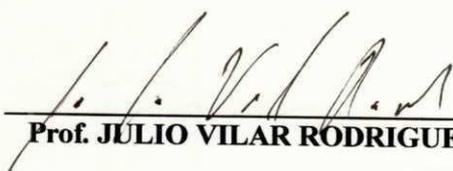
**VICENTE DE PAULA SILVA**

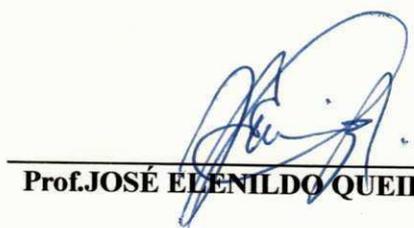
**DISSERTAÇÃO APROVADA EM: 27 DE JUNHO DE 1997**

**BANCA EXAMINADORA:**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. VAJAPEYAN SRINIVASAN (PhD)**  
**ORIENTADOR**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. CARLOS ALBERTO V. AZEVEDO (PhD)**  
**CO-ORIENTADOR**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. JULIO VILAR RODRIGUES (PhD)**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. JOSÉ ELENILDO QUEIROZ (PhD)**

**À minha esposa Evania  
e aos meus filhos  
Leandro (Léo), Renata  
(Tati) e Manuella  
(Manuca),  
DEDICO.**

## AGRADECIMENTOS

Aos professores do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba - Campus II (Área de Concentração Recursos Hídricos) pela transmissão dos valiosos conhecimentos durante a realização do curso e em especial ao Prof. Manuel Gilberto de Barros (in memoriam) que ao lecionar a disciplina de Modelos Reduzidos despertou-me para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Júlio Vilar Rodrigues do Departamento de Agronomia - Área de Solos da Universidade Federal Rural de Pernambuco, que incentivou o desenvolvimento experimental deste trabalho no laboratório de Física do Solo.

Aos Profs. Vajapeyan S. Srinivasan e Carlos Alberto Vieira de Azevedo, ambos da UFPB pelas orientações concedidas durante a pesquisa e preparação da dissertação.

Aos Engenheiros Agrícolas peruanos Carlos Valdivieso Reeder Salazar (in memoriam) e Carlos Victor Nonone Medrano pelas primeiras lições de experiência profissional no campo da drenagem agrícola.

Aos meus tutores, Manoel Sylvio Carneiro Campello Netto e Maria Ivonete Carneiro Campello pelos esforços que desprenderam para a minha formação moral e acadêmica.

Aos funcionários do Laboratório de Física do Solo da UFRPE, especialmente Alberto Carlos Freire da Fonseca pela valiosa ajuda nos trabalhos efetivados.

À Sra. Maria Selma de Moura Carvalho pelo excelente trabalho de digitação.

A minha esposa Evania Campos Dourado, pela contribuição e compreensão nos momentos de dificuldades enfrentados.

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

A DEUS por atingir este objetivo

## ÍNDICE

	Página
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	<b>X</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>XIII</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b>	<b>XIV</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>XV</b>
<b>RESUMO</b>	<b>1</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>3</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>5</b>
<b>1.1. OBJETIVO GERAL</b>	<b>7</b>
<b>2. REVISÃO DE LITERATURA</b>	<b>8</b>
2.1. Aqüíferos	8
2.2. Porosidade drenável	9
2.3. Dinâmica da água no solo	12
2.4. Regime de fluxo saturado para os drenos	16
2.4.1. Fluxo saturado em regime permanente	17
2.4.2. Camada equivalente de Hooghoudt	21
2.4.3. Fluxo saturado em regime não-permanente	22
2.5. Dreno ideal	27
2.6. Características do sistema drenante	28
2.6.1. Tubo de drenagem	28
2.6.2. Material envoltório	31
2.6.3. Área efetiva de fluxo	39
2.6.4. Resistência hidráulica	40
2.7. Fatores que influenciam o rendimento do sistema drenante	42
2.7.1. Sedimentação em tubos drenos	44
2.8. Avaliação de sistemas drenantes a nível de laboratório e de campo.	47
2.8.1. Testes em laboratório	47
2.8.2. Testes em campo	49
<b>3. MATERIAL E MÉTODOS</b>	<b>51</b>
3.1. Localização da geográfica da área	51
3.2. Características climáticas e física da área	51
3.2.1. Características climáticas	51
3.2.2. Geologia e material de origem	52
3.2.3. Características gerais e distribuição geográfica do solo	53
3.3. Experimentação e análises	55
3.3.1. Material poroso	55

3.3.2. Modelo horizontal de tanque de areia	59
3.3.3. Material envoltório	60
3.3.4. Tubos drenantes	60
3.3.5. Avaliação do desempenho dos sistemas drenantes	64
3.3.6. Procedimento de análises estatísticas	67
3.3.7. Avaliação da quantidade de sedimentos nos sistemas drenantes estudados	68
3.3.8. Critério de drenagem e avaliação do efeito do envoltório no espaçamento entre drenos	69
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÃO</b>	<b>71</b>
4.1. Características físicas do material drenante	71
4.2. Desenvolvimento do modelo horizontal	73
4.3. Efeito dos tratamentos	74
4.3. Desempenho dos sistemas drenantes	78
4.5. Quantificação de sedimentos nos sistemas drenantes	89
4.6. Efeito da resistência de entrada no espaçamento entre drenos	90
4.6.1. Regime permanente	90
4.6.2. Regime não-permanente	91
<b>5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>	<b>93</b>
<b>LITERATURA CITADA</b>	<b>94</b>
<b>A N E X O S</b>	<b>108</b>

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $A_d$  - área da seção do perfil do solo drenado ( $m^2$ )
- $D$  - profundidade da camada impermeável abaixo do nível de drenagem (m)
- $d$  - profundidade da camada equivalente de Hooghoudt (m)
- $d_g$  - densidade global ( $Kg.m^{-3}$ )
- $d_p$  - densidade das partículas ( $Kg.m^{-3}$ )
- $D_v$  - espessura média da região do fluxo vertical (m)
- $D_5, D_{15}, D_{50}, D_{85}, D_{90}, D_{100}$  - diâmetro das partículas da qual a percentagem dos grãos indicada é mais fina (%)
- $e$  - base do logaritmo Neperiano
- $h$  - carga hidráulica no ponto médio entre os drenos (m)
- $h_v, h_h, h_r, h_e$  - cargas de fluxo vertical, horizontal, radial e de entrada (m)
- $h_0$  - altura do nível freático no ponto de referência (m)
- $h(x, t)$  - altura do nível freático a distância  $x$  no tempo  $t$  (m)
- $h_t$  - altura do nível freático no ponto de máxima elevação (m)
- $H$  - carga hidráulica total (m)
- $K$  - condutividade hidráulica do solo ( $m.dia^{-1}$ )
- $T$  - transmissividade do solo ( $m^2.dia^{-1}$ )
- $K_m$  - fator de resistência da equação de Manning-Strikler (m)

$K_v$  - condutividade hidráulica do solo na região de fluxo vertical (m.dias<sup>-1</sup>)

$L$  - espaçamento entre drenos (m)

$Ln$  - logaritmo Neperiano

$q$  - densidade de fluxo (m.dia<sup>-1</sup>)

$q_u$  - descarga unitária de fluxo (m<sup>2</sup>.dia<sup>-1</sup>)

$R$  - recarga por unidade de superfície (m.dia<sup>-1</sup>)

$r_o$  - raios do tubo dreno (m)

$r_{ef}$  - raio efetivo de um dreno real (m)

$r_f$  - raio do tubo dreno mais o envoltório (L)

$t$  - tempo (dias)

$V$  - volume de água drenado (m<sup>3</sup>)

$W_e$  - resistência de entrada (dias.m<sup>-1</sup>)

$W_r$  - resistência radial (dias.m<sup>-1</sup>)

$Z_n$  - profundidade final do lençol freático após drenagem (L)

$Z_{n-1}$  - profundidade inicial do lençol freático antes da drenagem (L)

$\alpha$  - parâmetro de resistência de entrada (adimensional)

$\alpha'$  - fator de reação do solo (dias<sup>-1</sup>)

$\Delta t$  - intervalo de tempo (dias)

$\varepsilon$  - porosidade total do solo (%)

$\theta$  - umidade volumétrica à capacidade de campo ( $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$ )

$\theta_1 (Z)$  - umidade do solo na profundidade do nível freático na situação 1

$\theta_2 (Z)$  - umidade do solo na profundidade do nível freático na situação 2

$\mu$  - porosidade drenável (%)

## ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1- Modelo de recarga não-permanente com elevada resistência de entrada (DE-ZEEUW, 1974) .....	26
Figura 2- Localização de Estado de Pernambuco em relação ao Brasil, e da área em relação ao Estado ( JACOMINE et al., 1973). .....	52
Figura 3- Distribuição dos tabuleiros na faixa costeira de Pernambuco (HAYNES,1970).....	54
Figura 4 - Foto e perfil estatigráfico do solo .....	56
Figura 5 - Curva granulométrica do solo utilizado no modelo físico, referente ao horizonte E <sub>2</sub> .....	58
Figura 6- Modelo Horizontal de Tanque de Areia .....	59
Figura 7- Modelo de fluxo do aquífero para regime permanente.....	69
Figura 8 - Modelo de fluxo do aquífero para regime não-permanente.....	70
Figura 9 - Curva granulométrica dos filtros, segundo os critérios do SCS e BUREC.....	72
Figura 10 - Relação entre cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) e a descarga unitária de fluxo ( $q_u$ ) para os sistemas drenantes $A_1B_1$ ; $A_1B_2$ e $A_1B_3$ .....	85
Figura 11- Relação entre cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) e a descarga unitária de fluxo ( $q_u$ ) para os sistemas drenantes $A_2B_1$ , $A_2B_2$ e $A_2B_3$ . .....	85
Figura 12- Relação entre cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) e a descarga unitária de fluxo ( $q_u$ ) para os sistemas drenantes $A_3B_1$ , $A_3B_2$ e $A_3B_3$ . .....	86

## ÍNDICE DE TABELAS

	Página
Tabela 1- Relação granulométrica entre o material base e filtro (BUREC,1978).....	38
Tabela 2 - Distribuição granulométrica do perfil do solo .....	57
Tabela 3 - Características de cada sistema drenante.....	63
Tabela 4 - Desempenho de um sistema de drenagem em função da carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ) e da resistência de entrada ( $W_e$ ) (WESSELING & SOMEREN, 1972) .....	64
Tabela 5 - Resistência de entrada ( $W_e$ ) e parâmetro de resistência de entrada ( $\alpha$ ) como critério de desempenho de drenos (WESSELING & VAN SOMEREN, 1972).	65
Tabela 6 - Desempenho das linhas de drenos em função da carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ), razão da carga de entrada/carga hidráulica total ( $h_e/h_{tot}$ ) e da resistência de entrada ( $W_e$ ) ( DIELEMAN & TRAFFORD, 1976). .....	65
Tabela 7-Limites para valores do parâmetro de resistência de entrada ( $\alpha$ ) (SMEDEMA & RYCROFT, 1983).....	66
Tabela 8 - Tipos de sistemas drenantes .....	68
Tabela 9 - Dimensionamento dos envelopes usando os critérios do SCS e USBR.....	72
Tabela 10-Valores médios de carga hidráulica de entrada $h_e$ (cm) para as interações tipos de tubos dreno x tipos de envoltórios e tipos de envoltórios x tipo de drenos .....	76
Tabela 11-Valores médios da razão $h_e/h_{tot}$ (%) para as interações tipos de tubos dreno x tipos de envoltórios e tipos de envoltórios x tipos de drenos. ....	76
Tabela 12-Valores médios da resistência de entrada $W_e$ (dias/m) para as interações tipos de tubos dreno x tipos de envoltórios e tipos de envoltórios x tipos de drenos.....	77
Tabela 13 -Médias aritméticas dos parâmetros hidráulicos: carga de entrada ( $h_e$ ) , razão entre carga hidráulica de entrada e total ( $h_e/h_{tot}$ ) e resistência de entrada ( $W_e$ ). 80	
Tabela 14 - Mediana dos parâmetros hidráulicos: carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ), relação entre cargas hidráulicas de entrada e total ( $h_e/h_{tot}$ ) e resistência de entrada ( $W_e$ ) .....	80

Tabela 15 - Desempenho dos sistemas drenantes, segundo os critérios de WESSELING & VAN SOMEREN (1972) e DIELEMAN & TRAFFORD (1976) .....83

## ANEXOS

### ANEXO A

#### Página

ANEXO 1- DESCRIÇÃO GERAL .....	108
ANEXO 2- DESCRIÇÃO MORFOLÓGICA .....	109
ANEXO 3- ANÁLISES FÍSICAS DO SOLO.....	110
ANEXO 4- QUADRO DE RESULTADOS DA ANÁLISE DE VARIÂNCIA .....	111
ANEXO 5- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A1B1 .....	112
ANEXO 6- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A1B2 .....	112
ANEXO 7- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A1B3 .....	113
ANEXO 8- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A2B1 .....	113
ANEXO 9- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A2B2 .....	114
ANEXO 10- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A2B3 .....	114
ANEXO 11- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A3B1 .....	115
ANEXO 12- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A3B2 .....	115
ANEXO 13- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A3B3 .....	116
ANEXO 14- Cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades.....	116
ANEXO 15- Cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades.....	117
ANEXO 16- Cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades.....	117
ANEXO 17- Razão entre as cargas hidráulicas ( $h_e/h_{tot}$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades.....	118
ANEXO 18- Razão entre as cargas hidráulicas ( $h_e/h_{tot}$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades.....	118
ANEXO 19- Razão entre as cargas hidráulicas ( $h_e/h_{tot}$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades.....	119
ANEXO 20- Resistência de entrada ( $W_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades.....	119

ANEXO 21- Resistência de entrada ( $W_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades.....	120
ANEXO 22- Resistência de entrada ( $W_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades.....	120
ANEXO 23- Quadro da quantidade de partículas de areia sedimentada no interior do dreno durante o processo de avaliação dos sistemas drenantes .....	121

## ANEXO B

Anexo B1 - Detalhes construtivos do modelo horizontal de tanque de areia.

## RESUMO

Esta pesquisa teve como objetivo avaliar o desempenho de diferentes sistemas drenantes na drenagem subterrânea de um Pódzol Álico de textura arenosa com presença de duripan, sob condições controladas em laboratório, fazendo-se uso de um modelo horizontal de tanque de areia. Os sistemas drenantes foram compostos pelos seguintes materiais: tubo de PVC liso perfurado, tubo dreno flexível corrugado da KANAFLEX, tubo cerâmico sem bolsa, e envoltórios dos tipos areia grossa e manta sintética de poliéster XT4. Os tratamentos envolveram as combinações de cada tubo dreno com um tipo de envoltório e ausência de envoltório. Em função das cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ), os sistemas drenantes formados pelo tubo de cerâmica e areia grossa, tubo de cerâmica e manta sintética e pelo tubo de PVC liso e areia grossa tiveram um desempenho muito bom, enquanto que os sistemas tubo de PVC liso sem envoltório, tubo de PVC liso com manta sintética e o tubo flexível, sem envoltório, com areia grossa e com manta sintética tiveram rendimentos bons. Apenas o sistema drenante formado pelo tubo cerâmico sem envoltório teve um desempenho moderado. Considerando a razão entre carga hidráulica de entrada e a carga hidráulica total ( $h_e/h_{tot}$ ), o sistema drenante formado pelo tubo cerâmico e o envoltório de areia grossa foi o que apresentou melhor desempenho, enquanto que os sistemas tubo plástico e areia grossa, tubo cerâmico e manta sintética, tubo corrugado sem envoltório e tubo corrugado com areia grossa, tiveram um desempenho regular. Os demais apresentaram rendimentos muito ruins. Conforme as resistências de entrada ( $We$ ), os sistemas drenantes testados tiveram um desempenho de muito bom a regular, com exceção do sistema tubo cerâmico sem envoltório, cujo valor de resistência de entrada foi elevado. Os raios efetivos obtidos para o tubo de PVC liso e o cerâmico, demonstraram que o aumento da espessura do envoltório, quando usado areia grossa, influenciou num aumento de raio efetivo na ordem de 30%. Na quantificação de sedimentos nos sistemas drenantes, constatou-se que o tubo cerâmico sem envoltório e com envoltório de areia grossa, foram os que apresentaram a maior quantidade de sedimentos. Por outro lado, o envoltório de manta sintética quando usado nos tubos drenos reduziu sensivelmente a quantidade de sedimentos. O efeito da resistência de entrada no espaçamento entre drenos mostrou que,

sob condições de regime permanente, os espaçamentos simulados para as condições de campo tiveram um aumento quando os envoltórios foram usados, com menor densidade de drenos. Já no regime não-permanente, quando adotados altos valores de resistência de entrada, os espaçamentos entre drenos ficaram bastante reduzidos, e, portanto, sua densidade aumentou consideravelmente.

## ABSTRACT

The present research evaluated the performance of different draining systems on a podzolic haliod sandy soil with duripan, under controlled laboratory conditions, using a sand tank horizontal model. The following materials composed the draining systems: perforated smooth, PVC tube, KANAFLEX corrugated flexible tube, ceramic tube, and two envelopes types: sand and XT4 synthetic polyester mantle. The treatments consisted of combinations of each draining tube with a kind of envelope and, also, with the absence of it. In regards to the entrance hydraulic heads, the draining systems composed of ceramic tube and coarse sand envelope, ceramic tube and synthetic mantle, and smooth PVC tube and coarse sand envelope showed very good performance, the smooth PVC tube with no envelope smooth PVC tube with synthetic mantle, while the flexible tube without envelope, the flexible tube with coarse sand envelope, and the flexible tube with synthetic envelope presented a good performance. A moderate performance was displayed by the ceramic tube without envelope. Concerning the ratio between entrance and total hydraulic heads, the ceramic tube with coarse sand envelope presented the best performance, while the plastic tube with coarse sand envelope, the ceramic tube with synthetic envelope, the corrugated tube without envelope, and the corrugated tube with coarse sand envelope showed regular performance. The other systems showed a very bad performance. According to the entrance resistance, the draining systems tested presented a regular to very good performance, except for the flexible tube without envelope which had a high entrance resistance value. The effective radius obtained for smooth PVC and ceramic tubes demonstrated that the increase in envelope thickness, when coarse sand was used, increased the effective radius on the order of 30%. When quantifying sediments in the draining systems, the ceramic tube without envelope and the ceramic tube with coarse sand envelope presented the highest amount of sediments. On the other hand, the synthetic mantle envelope when used on the draining tubes, markedly reduced the quantity of sediments. The entrance resistance effect on draining spacing, showed that under steady state conditions, the simulated draining spacing, for the field conditions, Whereas, under unsteady state regime, when high

entrance resistance values were adopted, the draining spacing decreased, resulting in a considerable density increase.

## 1. INTRODUÇÃO

A necessidade de aumento da produção de alimentos, principalmente, em países em vias de desenvolvimento, requer pesquisas em áreas de estudo voltadas à otimização da produtividade de terras cultivadas, particularmente, naquelas onde o manejo da água se faz de forma inadequada. Um manejo adequado implica, entre outros aspectos, num controle do excesso d'água no solo, de forma a manter em níveis satisfatórios a produção agrícola. A drenagem agrícola é uma das práticas mais importantes no manejo d'água e na recuperação de terras, pois cria condições favoráveis para uma boa exploração agrícola, atuando no controle do excesso de água no solo proveniente da precipitação, irrigação e ou infiltração. Assim, um sistema de drenagem não deve ser encarado como um apêndice das técnicas de reabilitação de áreas a nível de bacia hidrográfica, pois além de criar no solo um ambiente favorável ao desenvolvimento de sistemas radiculares, inibe o surgimento de doenças fitossanitárias, mantém um balanço de sais favorável e assegura a trafegabilidade e capacidade de suporte do solo. Assim, a drenagem agrícola deve ser tratada como parte integrante do sistema de uso e manejo racional de recursos hídricos. Quando as condições naturais de drenagem não são suficientes para a exploração agrícola, então, imperativo que se procure melhorar as condições existentes de forma artificial, empregando um sistema de drenagem (drenos superficiais e subterrâneos). Especialmente em regiões semi-áridas, onde fatores como a drenagem natural dos solos deficiente, a má qualidade da água de irrigação e a baixa eficiência de irrigação, contribuem de maneira direta para que ocorram problemas de salinização, a técnica da drenagem é uma das formas de manter um equilíbrio econômico da produção agrícola. Na maioria das vezes os problemas de drenagem são mais acentuados em áreas com irrigação, estando grande parte destas sob condições de degradação e localizadas abaixo do paralelo de 45° S, onde, notadamente, coincide com as zonas mais subdesenvolvidas da terra. O total da área irrigada no mundo expandiu-se de 194 milhões de hectares em 1964 para 226 milhões de hectares em 1974. Em 1977 a FAO (Organização das Nações Unidas para Agricultura e Alimentação) estimava que nas zonas irrigadas, 52 milhões de hectares precisariam ser drenadas (OOSTERBAAN, 1980). Atualmente as estatísticas de drenagem no mundo, disponíveis para definir programas de trabalho, a longo

prazo, no campo de estudo da drenagem agrícola, recompiladas pela FAO e o ICID (Comitê Internacional para Irrigação e Drenagem), mostram que, para a maior parte dos países, se dispõe de dados relativos a área drenada artificialmente, com sistemas que vão desde áreas drenadas intensamente até, simplesmente, um certo nível de proteção contra inundações. Nesta análise, o parâmetro principal, superfície drenada artificialmente, é expresso como percentagem da área cultivada do país e adotado como indicador do estado de desenvolvimento da drenagem. Os dados mostram que, geralmente, o nível de desenvolvimento da drenagem é diretamente proporcional ao nível de desenvolvimento econômico refletido pelo produto interno bruto do país. No mundo, aproximadamente 12% do solo cultivado está provido de alguma forma de drenagem artificial. A percentagem da área drenada média é de 27% nos países desenvolvidos, enquanto que naqueles em via de desenvolvimento é de apenas 7%. O maior percentual, 30% a 40% ou mais, encontra-se na Europa e América do Norte (com exceção do Japão), e o menor, inferior a 5%, corresponde aos países menos desenvolvidos da África e do sul da Ásia (SMEDEMA, 1995). No Brasil ainda é difícil estabelecer com segurança qual a parte do território inaproveitável para fins agrícola e qual é a área que foi degradada em função do uso irracional do solo e da água. De acordo com o Ministério da Agricultura existe cerca de 24 milhões de hectares de várzeas apropriadas para irrigação, porém, por falta de uma infraestrutura de drenagem, essas áreas não têm sido totalmente aproveitadas (LAMSTER, 1983).

No Nordeste, além de algumas manchas de solo existentes na região litorânea com problemas de drenagem, é no semi-árido, principalmente nas áreas irrigadas, onde se concentram os problemas de salinização, devido, em parte, ao manejo inadequado da água. O grande avanço da irrigação pública e privada nesta região foi alcançado na década de 1980, quando somente a Companhia de Desenvolvimento do Vale do Rio São Francisco (CODEVASF) colocou em produção, no pólo Petrolina/Juazeiro, cerca de 30.000 ha de um total de 36.000 ha implantados pela Empresa, até o final de 1991. Com o aumento das áreas irrigadas e a falta de um manejo racional de água e solo, os prejuízos advindos da salinização começaram a se tornar preocupantes. Isso fez com que fossem dado início a

trabalhos de instalação de drenos subterrâneos, nos projetos administrados por essa Empresa, com a finalidade de resolver o problema e ao mesmo tempo criar condições para o desenvolvimento de pesquisas e técnicas de redução de custos de implantação de sistemas de drenagem a nível de lotes (BATISTA, 1992b). Por outro lado, o DNOCS (Departamento Nacional de Obras Contra Secas), através da Terceira Diretoria Regional que atua na maior parte dos perímetros irrigados localizados em bacias fechadas na região semi-árida do Nordeste, opera atualmente no Estado de Pernambuco com uma área de 6.216 ha, sem nenhuma drenagem subterrânea. Isto demonstra que o manejo da água através da drenagem ainda encontra-se bastante defasado em relação a expansão da irrigação. Estudos conduzidos por DIERICKX & VAN DER MOLEN (1981), PARFITT & CRUCIANI (1988), BATISTA (1991), ANTONINI & FERREIRA (1992), GONZAGA (1994) e outros, mostram que a importância e a necessidade de estudos específicos quanto a performance de tubos dreno e materiais envoltórios, podem definir combinações de sistemas drenantes que apresentem desempenho hidráulico satisfatório e economicidade no uso destes sistemas em projetos de drenagem subterrânea. Assim, o trabalho escopo dessa dissertação tem como meta preencher a lacuna existente na pesquisa de drenagem agrícola na região Litorânea e zona da Mata do Estado de Pernambuco, onde os sistemas de drenagem, principalmente nas áreas de várzeas exploradas com a cultura da cana-de-açúcar, são feitos geralmente com drenos à céu aberto. Desta forma, objetiva-se que os resultados obtidos em laboratório, possam, posteriormente, quando testados em campo, serem extrapolados para uso corrente em projetos executivos de drenagem subterrânea.

## 1.1. OBJETIVO GERAL

O presente trabalho teve como objetivo avaliar em laboratório o desempenho de sistemas drenantes a partir de um modelo horizontal de tanque de areia e verificar a influência destes parâmetros sobre o espaçamento e densidade dos drenos.

## 2. REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1. Aquíferos

Os problemas de uma zona de drenagem estão estreitamente relacionados com suas condições de formação geológica e de sua geomorfologia, pois situações de superfície freática de zonas geomorfologicamente e climatologicamente similares são ao menos comparáveis porque cada agente deixa sua marca nas características geomorfológicas típicas e nas estruturas sedimentares internas típicas, originando condições freáticas mais ou menos idênticas (RIDDER, 1977). CRUCIANI (1980) ressalta que as estratificações, que é parte integrante do subsolo e que possuem propriedades de transmissão de água, desempenham importante função no estudo da drenagem subterrânea, estando diretamente relacionada com a água em estado livre encontrada nos aquíferos não confinados, cuja superfície é conhecida como superfície freática. RIDDER (1977) afirma que a existência de uma estratificação permeável completamente saturada, e cujos limites superior e inferior são estratos impermeáveis, caracteriza um aquífero confinado, onde, raramente constitui problemas de drenagem. Por outro lado, SMEDEMA & RYCROFT (1983) afirmam que a existência deste tipo de aquífero, entre 25 a 50m de profundidade pode influenciar de forma considerável a drenagem de terras agrícolas, principalmente quando a maioria das áreas estão situadas abaixo da superfície piezométrica dos pontos de recarga do aquífero e são formadas por estratificações permeáveis de baixa resistência hidráulica ao fluxo vertical. Para estes mesmos autores, as águas sub-superficiais localizadas entre 5 a 8 m abaixo da superfície do solo, em aquíferos confinados ou semi-confinados, possuem grande relevância nos estudos e pesquisas de drenagem agrícola, pois é nesta faixa onde ocorre normalmente o movimento de transmissão de água do aquífero em direção aos drenos. Fatores de recarga, tais como perdas por excesso de irrigação, precipitações intensas, infiltração de corpos d'água superficiais, induzem a que ocorra movimento ascendente ou descendente através das estratificações, provocando altos níveis de drenagem em locais que se encontram em meia-encostas ou em áreas mais baixas (OOSTERBAAN, 1980).

## 2.2. Porosidade drenável

Segundo o BUREAU OF RECLAMATION - BUREC (1978), um solo com uma porosidade drenável entre 6 a 10 % terá propriedades como aeração, condutividade hidráulica e disponibilidade de água, ótimas para o desenvolvimento vegetativo. E ainda, quando seu valor é menor que 3%, a drenagem torna-se difícil e onerosa. Para valores de 16 a 18 %, a aeração e a condutividade hidráulica são satisfatórias, porém a umidade disponível no solo é baixa. SEGEREN & DE LA TORRE (1969) citam que existem quatro maneiras para se determinar o espaço poroso drenável:

- a) Método do teste de bombeamento para estratos profundos;
- b) Estimativa do espaço poroso drenável a partir da condutividade hidráulica, através da relação empírica, devido a Van Beers:

$$\mu = \sqrt{K} \quad (2.1)$$

onde:

$\mu$  - porosidade drenável (%)

$K$  - condutividade hidráulica do solo ( $\text{cm.dia}^{-1}$ )

- c) Através da determinação da densidades global, da densidade das partículas e da umidade volumétrica à capacidade de campo. Nesta situação a porosidade drenável equiivale a:

$$\mu = \left(1 - \frac{d_g}{d_p}\right) - \theta \quad (2.2)$$

onde:

$\mu$  - porosidade drenável (%)

$d_g$  - densidade global ( $\text{kg.m}^{-3}$ )

$d_p$  - densidade das partículas ( $\text{kg.m}^{-3}$ )

$\theta_{cc}$  - umidade volumétrica à capacidade de campo ( $\text{m}^3.\text{m}^{-3}$ )

- d) Através da comparação do rebaixamento do lençol freático e o volume drenado numa área experimental, em períodos de baixa evapotranspiração e quando a percolação é nula. Neste caso, o valor da porosidade drenável representa um grande volume de solo.

Segundo a FAO (1985), sempre que for possível e prático, deve-se determinar a porosidade drenável a partir das medidas de descarga e rebaixamento efetuadas nos drenos existentes ou em drenos piloto, considerando-se a evapotranspiração e a percolação. Não sendo possível realizar tais ensaios, devido as vezes à dificuldade e ao custo para determinação desse parâmetro em campo, a FAO sugere ainda a utilização de curvas empíricas como as determinadas pelo BUREC, que relaciona a condutividade hidráulica e a porosidade drenável, através da seguinte equação:

$$\mu = 8,6117 + 10,7034 \log K \quad (2.3)$$

onde:

$\mu$  - porosidade drenável (%)

$K$  - condutividade hidráulica do solo ( $\text{m.dia}^{-1}$ )

Para vários pesquisadores, citados por BOUWER & JACKSON (1974), a técnica de estimativa da porosidade efetiva, a partir do perfil de umidade acima de dois níveis do lençol freático, usando uma curva de retenção de água no solo, deverá fornecer resultados satisfatórios se houver um rebaixamento lento do freático. Segundo BELTRAN (1986), Chossat e Saugnac (1985) determinaram a relação entre porosidade drenável e condutividade hidráulica para solos da França, aplicando o método de Guyon, e verificaram que a porosidade drenável é um valor dinâmico que somente representa uma pequena

fração da macroporosidade. Dos resultados das análises foram encontradas as seguintes relações:

$$\mu = 0,025 + 0,006 K \text{ (teor de argila } < 30 \% \text{)} \quad (2.4)$$

$$\mu = 0,0153 + 0,017 K^{0,5} \text{ (teor de argila } < 15\% \text{)} \quad (2.5)$$

$$\mu = 0,033 \cdot K^{0,289} \text{ ( } 15 \% < \text{ teor de argila } < 30 \% \text{)} \quad (2.6)$$

onde:

$\mu$  - porosidade drenável ( % )

$K$  - condutividade hidráulica do solo ( m . dia<sup>-1</sup> )

Segundo Taylor citado por ANTONINI & FERREIRA (1991), QUEIROZ (1987), GONZAGA (1994), a porosidade drenável, pode ser determinada através da seguinte equação:

$$\mu = \left[ \frac{100V}{A_d(Z_n - Z_{n-1})} \right] \quad (2.7)$$

onde:

$\mu$  - porosidade drenável ( % );

$V$  - volume de água drenado ( m<sup>3</sup> );

$A_d$  - área da seção do perfil do solo drenado ( m<sup>2</sup> );

$Z_n$  - profundidade do lençol freático após a drenagem ( m );

$Z_{n-1}$  - profundidade do lençol freático antes da drenagem ( m ).

LANG OTTO (1991), com a finalidade de determinar a estimativa da porosidade drenável em função da condutividade hidráulica saturada em um solo orgânico, e de testar a eficácia das equações de Van Beers e das curvas empíricas do BUREC,

verificou que a equação proposta por Van Beers não foi eficaz na estimativa da porosidade drenável em função dos dados obtidos de condutividade hidráulica, enquanto que a equação proposta pelo BUREC para estimativa da porosidade drenável, em função da condutividade hidráulica saturada, deu resultados satisfatórios no ajuste dos parâmetros  $\mu$  e  $K$ .

KABAT & BEEKMA (1994) ressaltam que, se são conhecidas as curvas de retenção de um solo e sua tensão matricial para dois diferentes níveis do lençol freático, a porosidade drenável pode ser calculada pela seguinte equação:

$$\mu = \frac{\int_0^{z_2} \theta_2(z) dz - \int_0^{z_1} \theta_1(z) dz}{z_2 - z_1} \quad (2.8)$$

onde:

- $\mu$  - porosidade drenável (%)
- $Z_1$  - profundidade do nível freático após a drenagem ( m );
- $Z_2$  - profundidade do nível freático antes da drenagem ( m );
- $\theta_1(z)$  - umidade do solo na profundidade  $Z_1$ ;
- $\theta_2(z)$  - umidade do solo na profundidade  $Z_2$ .

### 2.3. Dinâmica da água no solo

Segundo KABAT & BEEKMA (1994), para o fluxo unidimensional da água em condições de solo saturado e não-saturado, a Lei de Darcy é aplicada, podendo ser escrita da seguinte maneira:

$$q = -K \nabla H \quad (2.9)$$

onde:

- q - densidade de fluxo ( m.dia<sup>-1</sup>)
- K - condutividade hidráulica ( m.dia<sup>-1</sup>)
- ∇H - gradiente hidráulico (adimensional).

REICHARDT (1975) aborda que no sistema solo-água, além do conhecimento quantitativo da água existente, é de fundamental importância conhecer o seu estado hidrodinâmico, pois no solo o movimento desta só ocorrerá se houver um gradiente do potencial total da água entre dois pontos, do contrário sendo a energia total da água invariável, não haverá movimento. Baseado nesta concepção, CRUCIANI (1980) cita que a Lei de Darcy pode ser descrita segundo uma equação do tipo:

$$q = -K \frac{\partial H}{\partial x} \quad (2.11)$$

onde  $\frac{\partial H}{\partial x}$  representa a variação do potencial hidráulico com a distância ou gradiente hidráulico (adimensional).

O sinal negativo da Equação 2.11 indica que a direção do fluxo ocorre com o decréscimo da carga hidráulica (BELTRAN, 1986). Segundo LUTHIN (1973) é interessante observar a similaridade da Lei de Darcy a outras leis que governam processos físicos. Por exemplo, a lei de Ohm, onde o fluxo de eletricidade é proporcional ao gradiente de voltagem, a lei de Fourier onde o fluxo de calor que atravessa um condutor sólido é proporcional ao gradiente de temperatura, e a lei de Fick onde a taxa de difusão é proporcional ao gradiente da concentração. Experimentos posteriores verificaram ser a Lei de Darcy válida não somente para orientação vertical, mas também para o escoamento através de uma coluna de meio poroso inclinado. Segundo OOSTERBAAN (1989), as experiências de Darcy foram conduzidas numa coluna de solo confinado e de seção uniforme que possibilita um fluxo constante, podendo ser também aplicada às condições de fluxo não uniforme, isto é, quando a seção de escoamento no sentido do deslocamento for variável. Vários pesquisadores observaram que à medida que a carga específica aumenta, a relação linear proposta pela Equação de Darcy entre a descarga específica e o gradiente

hidráulico pode não ser mais válida, concluindo-se que a mesma deve ser empregada apenas para escoamento que se processam em regime laminar. Em se tratando de sedimentos aluviais consolidados, onde a água se move com baixa velocidade, prevalecem tais condições. No caso de valores elevados de descarga específica, o escoamento passa a ser turbulento e a Lei de Darcy não mais conduzirá a resultados satisfatórios (CASTANY, 1971; LUTHIN, 1973; BOUWER, 1978; MONTENEGRO, 1989).

A condutividade hidráulica, coeficiente de proporcionalidade  $K$  da Lei de Darcy, é necessária para o cálculo do espaçamento entre drenos quando utiliza-se equações de regime permanente, sendo usada juntamente com a porosidade drenável no cálculo do espaçamento em condições de regime não-permanente (BOUWER & JACKSON, 1974).

Segundo BATISTA (1992a), FAO (1985), BUREC (1978), os métodos do furo de trado na presença do lençol freático e do piezômetro são os mais freqüentemente aplicados, em pequena escala, para determinação da condutividade hidráulica, os quais utilizam-se dos princípios do regime de fluxo não-permanente. BENTLEY et al. (1989), encontraram valores de  $K$  entre 0,12 a 49m.dia<sup>-1</sup> numa área de 7,0 ha com solo franco-arenoso. Tabrizi & Skaggs, citados em BENTLEY et al. (1989), usando o mesmo método, obtiveram valores de  $K$  entre 0,54 a 11 m.dia<sup>-1</sup>, numa área de 5 ha com o mesmo tipo de solo. GOMES (1977) obteve valores representativos de  $K$  para uma probabilidade de 50%, referentes aos métodos de furo de trado na presença do lençol freático e do piezômetro, respectivamente, de 0,25 m.dia<sup>-1</sup> e 0,11 m.dia<sup>-1</sup>, para solos do Perímetro Irrigado de São Gonçalo-PB. BOUMANS (1978) ressalta que a drenagem em áreas aluviais, caracterizada pela estratificação dos solos e conseqüente diferenças nos valores de condutividade hidráulica horizontal e vertical, deve levar em conta a anisotropia do solo e portanto as equações para determinação do espaçamento podem ser utilizadas, se as condições reais de anisotropia forem transformadas em condições fictícias de isotrópia equivalente. A técnica de amostragem, usando cilindros metálicos descritos por KEESLER & OOSTERBAAN (1977), servem para tomar nas direções horizontal e vertical medições dos valores da condutividade hidráulica horizontal ( $K_h$ ) e vertical ( $K_v$ ), podendo, ainda, ser tomadas à

diferentes profundidades. Camp, citado por NIJLAND & OOSTERBAAN (1990), usando cilindros de alumínio de 76 mm de diâmetro e 76 mm de comprimento, numa área de 3,8 ha, obteve valores de K numa faixa de 0,1 cm/dia a 12 cm/dia, para um mesmo tipo de solo. O autor concluiu que um grande número de amostras são necessárias para assegurar resultados confiáveis, e que o valor médio de K encontrado foi dez vezes inferior àquele obtido com o método do furo de trado. KESSLER & OOSTERBAAN (1978) citam que os métodos de laboratório medem a condutividade hidráulica vertical ou horizontal em pequenas amostras de solos inalteradas, porém apresentam limitações por requererem meios adequados de laboratório e cuidadosas técnicas de amostragem, bem como o pequeno tamanho das amostras causam erros aleatórios, necessitando-se de muitas delas para obter-se dados confiáveis. Segundo FAO (1985) e BATISTA (1992a), os métodos de laboratório não são confiáveis para efeitos de projetos de drenagem. Tais métodos entretanto são úteis para estabelecer comparações, de caráter relativo, entre distintas condutividades hidráulicas do solo, bem como para identificar anisotropia e estratificações de baixa permeabilidade. Os ensaios porém, com amostras alteradas de solos de textura grossa, areia e cascalhos, que sirvam de envoltórios para drenos, podem ser utilizados com maior confiança, devido a que estes materiais quase não possuem uma estrutura natural. Os métodos de campo, seja na presença ou ausência do lençol freático, utilizam a ascensão e a depleção do freático, bem como algumas características geométricas do poço e a profundidade da camada impermeável, para determinação da condutividade hidráulica. Diserens (1934), Hooghoudt (1939), Kirkham (1945), Van Bavel (1948), Ernst (1950), Luthin (1957), Van Beers (1958), Luthin & Kirkham (1949), Winger (1960) e Youngs (1968), citados por VAN SCHILFGAARDE (1974) estudaram os métodos para sua determinação. Segundo DILEMAN & TRAFFORD (1976), a forma mais efetiva de medir a condutividade hidráulica a nível de campo, visando a implantação de futuros projetos de drenagem, é através da instalação de unidades piloto, nas quais, além desta determinação, podem ser avaliados outros parâmetros de drenagem. O regime não-permanente para determinação da condutividade hidráulica, a nível de campo, baseia-se na observação da taxa de rebaixamento do nível d'água, após ter cessado a aplicação da água. Esta condição

é usada no método chamado furo de trado na ausência do lençol freático (BATISTA, 1992a) ou método do poço invertido (CRUCIANI, 1980).

Os métodos localizados em grande escala podem ser divididos naqueles que utilizam a drenagem vertical (bombeamento de poços) e a drenagem horizontal (drenagem por gravidade). A determinação do valor de  $K$ , quando se tem drenos em funcionamento, pode ser feita em áreas experimentais, áreas piloto, ou na existência de drenos feitos não especificamente para este propósito. O valor de  $K$  pode ser calculado usando uma fórmula de drenagem apropriada para as condições sob as quais os drenos estão funcionando. El-Mohelwi & Van Shilfgaarde encontraram valores de  $K$ , num solo argiloso que variaram de 0,086 a 0,12 m.dia<sup>-1</sup> (NIJLAND & OORSTEBAN, 1990). Segundo GOMES (1977), o valor de  $K$  encontrado num campo piloto do Perímetro Irrigado de São Gonçalo, na Paraíba, variou entre 0,015 a 0,04 m.dia<sup>-1</sup>; tais valores foram consideravelmente menores que os obtidos por outros métodos.

#### 2.4. Regime de fluxo saturado para os drenos

Os trabalhos de J. Dupuit constituem a base do estudo dinâmico do fluxo subterrâneo nas proximidades de um dreno, em regime de fluxo não-permanente (CASTANY, 1971). A maioria das resoluções dos problemas de fluxo saturado em sistemas de drenagem, baseiam-se nas simplificações da teoria de Dupuit-Forchheimer. As hipóteses básicas simplificadoras de Dupuit, para o fluxo saturado em sistemas de drenagem, consideram que (VAN SCHILFGAARDE, 1974; DIELEMAN & RIDDER, 1977; BOS, 1990; CASTANY, 1971; BELTRAN, 1986):

- i) As linhas de fluxo em direção aos drenos são paralelas e horizontais;
- ii) O contorno superior da região de fluxo corresponde à superfície freática, cuja altura determina a carga hidráulica na seção considerada;

- iii) As velocidades de fluxo são proporcionais às perdas de carga, segundo uma relação linear e, portanto, a declividade da superfície freática define o gradiente hidráulico;
- iv) A componente vertical da velocidade é nula em relação à componente horizontal;
- v) Numa seção vertical a densidade de fluxo é constante.

Baseando-se nas hipóteses de Dupuit, Forchheimer (LUTHIN, 1973, 1974; MARIÑO & LUTHIN, 1982; HILLEL, 1980) desenvolveu uma equação geral para a superfície livre aplicando a equação da continuidade a uma coluna vertical de água de altura  $h$ , na zona de fluxo, com o contorno superior sendo a superfície freática e o inferior um estrato impermeável, descrita pela equação de Laplace para o fluxo em duas dimensões, da seguinte forma :

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

#### 2.4.1. Fluxo saturado em regime permanente

Segundo DIELEMAN & TRAFFORD (1976) o regime de fluxo é considerado permanente quando a descarga dos drenos por unidade de área iguala-se à recarga por unidade de superfície ( $R = q$ ), sem mudanças no nível freático e sendo a carga hidráulica função exclusivamente da distância ao dreno. Esta é uma situação típica em áreas de clima úmido e períodos prolongados de moderada intensidade de chuva, podendo ainda a recarga estar sob condições de excesso de chuva, irrigação e infiltração de corpos d'água. As equações utilizadas no cálculo de espaçamentos de drenos, são baseadas nas hipóteses de Dupuit - Forchheimer, as quais permitem a redução do fluxo subterrâneo de duas para uma dimensão por assumir que as linhas de fluxo são horizontais e paralelas (VAN SCHILFGARRDE, 1974). Outras soluções analíticas foram derivadas por Kirkham e Dagan citado por LUTHIN (1973), (1974a), MARIÑO & LUTHIN (1982), VAN SCHILFGARRDE, 1974). Toksöz e Kirkham citado por LUTHIN (1974a) prepararam

nomogramas que tornaram mais fácil a aplicação da equação de Kirkham para fins de projeto. Tanto a teoria do fluxo horizontal como a do radial foram comprovados em laboratório por Hooghoudt e Donnan usando tanques de areia, nos quais as linhas de fluxo eram evidenciadas pela adição de corantes (CRUCIANI, 1980). Segundo LUTHIN (1973) o estudo da analogia do fluxo radial foi utilizada por Kirkham e Gustaffon na resolução exata de uma série de problemas relacionados com solos inundados, drenados com tubulação. Hooghoudt citado por WESSELING (1977), estudando sistemas análogos de fluxo (fluxo em direção a um poço inserido verticalmente num aquífero freático e fluxo em direção a um dreno tubular subterrâneo), constatou que o mesmo pode ser essencialmente radial se o solo for homogêneo, isotrópico e de profundidade infinita. Não alcançando a camada impermeável, o sistema não pode ser simplificado num campo de fluxo formado de linhas horizontais e paralelas, sem que ocorra grandes erros, pois o fluxo radial cria um aumento das linhas de fluxo, originando uma perda de carga devido ao aumento da velocidade de fluxo em torno dos drenos. Donnan (1946), citado por LUTHIN (1973), sob condições de regime permanente, apresentou uma equação semelhante a de Hooghoudt, sem, no entanto, levar em consideração a influência do fluxo radial, mas considerando a profundidade da barreira pequena, para validar sua teoria.

Hooghoudt (1940), citado por CRUCIANI (1980), afirma que o fluxo originado na parte central do espaçamento segue em direção ao dreno, horizontalmente. Ao se aproximarem, as linhas de fluxo assumem a conformação tipicamente radial. Nessas condições, deve existir um plano divisor entre os dois tipos de fluxo, onde numa distância horizontal  $(L - \sqrt{2})/2$  ocorre o fluxo horizontal, e, conseqüentemente, numa outra correspondente a  $D\sqrt{2}/2$ , o fluxo radial. Segundo WESSELING (1977), a expressão mais genérica da equação de Hooghoudt é descrita da seguinte forma:

$$h = \frac{R.L}{K} \left\{ \frac{(L - D\sqrt{2})^2}{8DL} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{D}{r_0\sqrt{2}} \right\} + f(D,L) \quad (2.12)$$

onde:

$h$  - carga hidráulica no ponto médio entre os drenos (m);

$L$  - espaçamento entre drenos (m);

$R$  - recarga por unidade de superfície ( $m \cdot dia^{-1}$ );

$D$  - profundidade da camada impermeável abaixo do nível de drenagem (m);

$r_0$  - raio do dreno (m);

$K$  - condutividade hidráulica do solo ( $m \cdot dia^{-1}$ );

$f$  - parâmetro em função de  $D$  e  $L$ , de grandeza geralmente pequena em comparação com os outros termos da equação, podendo ser desprezado, (WESSELING,1977).

Os termos,  $\left( q_h = \frac{(L - D\sqrt{2})^2}{8DL} \right)$  e  $\left( q_r = \frac{1}{\Pi} \ln \frac{D}{r_0\sqrt{2}} + f(D,L) \right)$ , representam os

componentes do fluxo horizontal e fluxo radial, respectivamente, e cuja soma ocorre abaixo do nível de drenagem. Uma melhor aproximação do fluxo saturado para um sistema de drenos paralelos pode ser obtida analisando-se o fluxo nas componentes vertical, horizontal e radial. Com o intuito de estudar tais componentes, Ernst deduziu uma equação para o fluxo permanente, na qual o nível de drenagem não coincide com o limite entre estratificações de diferentes condutividades hidráulicas, tal como acontece na Equação de Hooghoudt. Tal como a equação de Houghoudt, a de Ernst baseia-se na soma das cargas hidráulicas requeridas para os distintos componentes de fluxo para os drenos (WESSELING, 1977; VAN BEERS, 1979). Segundo BELTRAN (1986), desde que a resistência de entrada seja considerada, a equação de Ernst pode ser usada para calcular o espaçamento entre drenos. De acordo com a teoria de Ernst para o fluxo permanente, a carga hidráulica no ponto médio entre os drenos corresponde à soma das componentes de fluxo vertical, horizontal, radial, e de entrada:

$$h = h_v + h_h + h_r + h_e \quad (2.13)$$

A última componente da equação 2.13 é importante por considerar a resistência de entrada, cuja expressão é definida por STUIJT (1989) como sendo a razão entre a carga

de entrada, gerada pelo fluxo ao atravessar as paredes do tubo e a do envoltório (se instalado), e a descarga unitária:

$$W_e = \frac{h_e}{q_u} \quad (2.14)$$

onde:

- $W_e$  - resistência de entrada (dias.  $m^{-1}$ );
- $h_e$  - carga de entrada (m);
- $q_u$  - descarga unitária de fluxo ( $m^2 \cdot dia^{-1}$ ).

Ficando a expressão geral da equação de Ernst como:

$$h = R \cdot \frac{D_v}{K_v} + R \cdot \frac{L^2}{8KD} + RLW_r + RLW_e \quad (2.15)$$

onde:

- $h$  - carga hidráulica no ponto médio entre drenos (m);
- $R$  - recarga por unidade de superfície ( $m \cdot dia^{-1}$ );
- $D_v$  - espessura média da região do fluxo vertical (m);
- $K_v$  - condutividade hidráulica para fluxo vertical ( $m \cdot dia^{-1}$ );
- $L$  - espaçamento entre drenos (m);
- $KD$  - transmissividade das estratificações com diferentes permeabilidades ( $m^2 \cdot dia^{-1}$ );
- $W_r$  - resistência radial ( $m \cdot dia^{-1}$ );
- $W_e$  - resistência de entrada ( $m \cdot dia^{-1}$ ).

Segundo WESSELING (1977), na Equação (2.15) a resistência de entrada é introduzida como uma adição à resistência radial e, na maioria dos casos, a componente vertical é pequena, podendo, então, ser desprezada (VAN BEERS, 1979). Assim tem-se:

$$h = \frac{R L^2}{8KD} + \frac{R L}{\pi K} \ln \frac{D}{\pi r_f} + RLW_e \quad (2.16)$$

K - condutividade hidráulica da região do fluxo horizontal (m.dia<sup>-1</sup>);

D - profundidade da camada impermeável abaixo do nível dos drenos (m);

r<sub>f</sub> - raio do tubo dreno mais o envoltório (m).

#### 2.4.2. Camada equivalente de Hooghoudt

Segundo WESSELING(1977), Hooghoudt (1940) introduziu o conceito da camada equivalente (d), como sendo uma profundidade equivalente, inferior a do aquífero, para deste modo considerar a resistência extra causada pelo fluxo radial. Desta forma, o padrão de fluxo é substituído por um outro, de fluxo somente horizontal. De acordo com RITZEMA (1994), o cálculo da profundidade da camada equivalente de Hooghoudt através do método de aproximação, foi substituído por soluções exatas como as desenvolvidas por Van der Molen & Wesseling (1991).

Os problemas de fluxo analisados pelo “método das imagens” resultou numa solução exata para d:

$$d = \frac{\pi L}{8 \ln \frac{L}{\pi r_o} + F(x)} \quad (2.17)$$

onde:

$$x = \frac{2\pi D}{L} \quad (2.18)$$

e

$$F(x) = 2 \sum_{n=1}^{\infty} \ln \coth(nx) \quad (2.19)$$

A função  $F(x)$ , a qual representa uma série logarítmica infinita, pode ser modificada para:

$$F(x) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4e^{-2nx}}{n(1 - e^{-2nx})} \quad (n=1,3,5,\dots) \quad (2.20)$$

que converge rapidamente para  $x > 1$ . Para  $x < 1$ , converge lentamente, sendo que para  $x \leq 0,5$ , resulta numa aproximação mais exata:

$$F(x) = \frac{\pi^2}{4x} + \text{Ln} \frac{x}{2\pi} \quad (2.21)$$

#### 2.4.3. Fluxo Saturado em regime não-permanente

Em áreas sujeitas à precipitações de alta intensidade e curta duração, típicas de clima tropical, ou zonas irrigadas em região semi-árida, onde a recarga devido à percolação é descontínua no tempo, o fluxo em direção aos drenos não pode ser considerado como regime permanente, conforme o critério adotado por Hooghoudt, Donnan e Ernst, onde teoricamente considera a recarga igual à descarga, com o nível do lençol freático estabilizado ( GONZAGA, 1994 ). Sendo a descarga diferente da recarga, o balanço de água não está em equilíbrio e o nível freático varia, sendo a carga hidráulica função da distância ao dreno e do tempo. Conseqüentemente, as flutuações sofridas pelo lençol freático e a descarga dos drenos também são variáveis (WESSELING, 1977; PIZZARRO, 1978; CRUCIANI, 1980; BELTRAN, 1986). Segundo DUMM (1968), vários projetistas de sistemas de drenagem, durante muito tempo, necessitaram de métodos que determinasse espaçamento de drenos e valores de descarga, baseados na condição específica de áreas irrigadas. A análise do espaçamento de drenos baseada na concepção do fluxo transitório, tem sido usada pelo **Bureau of Reclamation** para planejamento, projeto e construção de drenos subterrâneos, durante os últimos 10 anos. A equação diferencial para o fluxo transitório, baseada na hipótese de Dupuit - Forchheimer pode ser expressa como:

$$KD \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \mu \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.22)$$

onde:

- KD - transmissividade do aquífero ( $m^2 \cdot dia^{-1}$ )
- h - carga hidráulica como função de x e t ( m )
- x - distância horizontal desde um ponto de referência. (m)
- t - tempo de descida do freático (dias )
- $\mu$  - porosidade drenável (%)

A espessura do aquífero D é substituída freqüentemente pelo valor d (profundidade da camada equivalente de Hooghoudt), para considerar a convergência do fluxo nas proximidades dos drenos (WEESSELING, 1977; SMEDEMA & RYCROFT, 1983; BUREC, 1978; LUTHIN, 1973, 1974; BELTRAN,1986; VAN BEERS, 1979; DUMM, 1962; MODDY, 1966).

Dumm (1954) usou a Equação (2.22) para descrever o rebaixamento do nível freático após este elevar-se instantaneamente para uma altura ( $h_0$ ) acima do nível de drenagem. A sua solução, que tem como base a fórmula desenvolvida por Glover (1950), descreve o rebaixamento de um nível freático inicialmente horizontal, em função do tempo, local, espaçamento de drenos e propriedades do solo (DUMM, 1962; SMEDEMA & RYCROFT, (1983). Tem-se então:

$$h(x,t) = \frac{4}{\pi} h_0 \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n} e^{-n^2 \alpha t} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L} \quad (2.23)$$

onde:

$$\alpha' = \frac{n^2 K d}{\mu L^2} \quad (2.24)$$

sendo:

- h (x,t)- altura do nível freático na distância x e no tempo t ( m )
- $h_0$  - altura inicial do nível freático no tempo t = 0 ( m )

$\alpha'$  - fator de reação ( dias<sup>-1</sup>)

K - condutividade hidráulica do solo ( m . dia<sup>-1</sup> )

d - profundidade da camada equivalente de Hooghoudt ( m )

$\mu$  - porosidade drenável (%)

L - espaçamento entre drenos ( m )

t - tempo de rebaixamento do nível freático da altura inicial para final (dias)

Segundo WESSELING (1977) sendo  $\alpha t > 0,2$  , o segundo termo e os seguintes são desprezíveis, ficando a equação reduzida a:

$$h_t = \frac{4}{\pi} h_0 e^{-\alpha t} = 1,27 h_0 e^{-\alpha t} \quad (2.25)$$

Segundo DUMM (1960) supondo que o nível freático inicial não é completamente plano, mas tendo a forma de uma parábola de quarto grau, escreveu a Equação (2.25), seguinte da forma:

$$h_t = 1,16 h_0 e^{-\alpha t} \quad (2.26)$$

Substituindo a Equação (2.25) na Equação (2.26), tem-se a Equação de Glover-Dumm para espaçamento de drenos:

$$L = \pi \left( \frac{K d t}{\mu} \right)^{1/2} \left( \ln 1.16 \frac{h_0}{h_t} \right)^{-1/2} \quad (2.27)$$

onde:

L -espaçamento entre drenos (m);

K -condutividade hidráulica do solo ( m .dia<sup>-1</sup>);

d -profundidade da camada equivalente de Hooghoudt ( m );

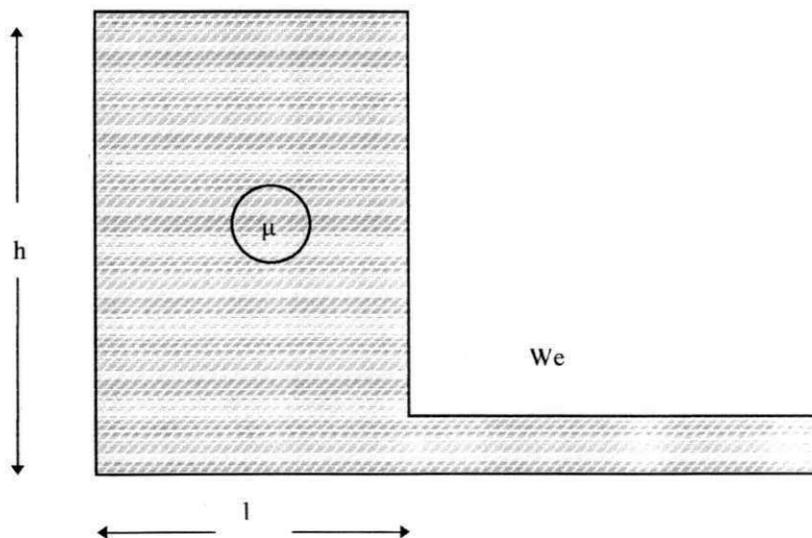
$\mu$  -porosidade drenável (%);

t - tempo de rebaixamento do nível freático da altura inicial para final (dias);

$h_0$  -altura inicial do nível freático no tempo  $t = 0$  ( m );

$h_t$  -altura final do nível freático no ponto  $t > 0$  ( m ).

Segundo DE ZEEUW (19745), se a resistência de entrada é elevada e o fluxo saturado encontra-se sob condições de regime não-permanente, o comportamento do lençol freático na região entre os drenos possui uma configuração linear ao invés de elíptica. Estando o nível freático bastante raso, na região do fluxo saturado entre drenos, toda a resistência se concentra nas proximidades do dreno, de acordo com o modelo linear de Hellinga - de Zeeuw (Figura 1).



**Figura 1- Modelo de recarga não-permanente com elevada resistência de entrada (DE-ZEEUW, 1974)**

O volume de água armazenada no reservatório por unidade de comprimento é dada por:

$$V = \mu \cdot h \cdot l \quad (2.28)$$

onde:

V - volume de água armazenado na região do aquífero por unidade de comprimento ( $m^2$ );

$\mu$  - porosidade drenável ( $m^3 \cdot m^{-3}$ )

h - carga hidráulica no ponto médio entre drenos (m)

l - largura do aquífero (m)

A descarga por unidade de comprimento pode ser expressa como:

$$q = \frac{h}{W_e} = \frac{-dV}{dt} = -\mu L \cdot \frac{dh}{dt} \quad (2.29)$$

Seguindo-se a Equação (2.29) resulta em:

$$\frac{dh}{h} = -\frac{dt}{\mu L \cdot W_e} \quad (2.30)$$

A Equação (2.30) através de integração encontra-se:

$$\ln h_t = -\frac{t}{\mu L W_e} + C \quad (2.31)$$

Fazendo  $t = 0$ ,  $h = h_o$  e tomando-se  $C = \ln h_o$ . A solução da Equação (2.31) é:

$$\ln \frac{h_t}{h_o} = -\frac{t}{\mu L W_e} = -\gamma t \quad (2.32)$$

sendo  $\gamma = 1 / \mu L W_e$ , e conhecido como fator de reação. A resolução da Equação (2.32) permite o cálculo do espaçamento entre drenos considerando a resistência de entrada, portanto:

$$L = \frac{t}{\mu W_e \ln (h_o / h_t)} \quad (2.33)$$

onde:

L	- espaçamento entre drenos (m)
$\mu$	- porosidade drenável (%)
t	- tempo de rebaixamento do nível freático (dias)
$W_e$	- resistência de entrada (dias.m <sup>-1</sup> )
$h_0$	- altura inicial do nível freático (m)
$h_t$	- altura final do nível freático (m)

## 2.5. Dreno ideal

A hipótese de dreno ideal, assumida nos cálculos de espaçamento entre linhas de drenos em projetos de drenagem subterrânea, não é verdadeira, tendo em vista que os tubos drenantes têm superfícies impermeáveis, obrigando as linhas de fluxo a se deslocarem para as extremidades destes, no caso de tubos cerâmicos, ou para as perfurações neles distribuídas, quando os tubos são de PVC liso ou corrugado, resultando, portanto, numa resistência de entrada responsável pela redução do diâmetro efetivo do dreno real (NIEUWENHUS & WESSELING, 1978; TILIGADAS, 1978). WESSELING (1978); KNOPS & DIERICKX (1979) afirmaram que a maioria das equações de drenagem disponíveis para regime permanente, foram derivadas baseando-se na hipótese do dreno ideal, que considera o dreno totalmente permeável e funciona completamente cheio. DIERICKX & VAN DER MOLEN (1981) destacam que os drenos reais são constituídos de paredes impermeáveis nas quais existem aberturas distribuídas, para a entrada de água, fazendo com que as linhas de fluxo converjam para essas aberturas, causando uma alta resistência ao fluxo, usualmente chamada de resistência de entrada, a qual reduz o raio efetivo do dreno real. Cavelaars (1974) citado por DIELEMAN & TRAFFORD (1976), ressalta que, considerando uma zona circular de 25 cm de diâmetro em torno de um tubo de drenagem, a resistência ao fluxo que ocorre num dreno real é 4 a 8 vezes maior que num dreno ideal de mesmo diâmetro.

## 2.6. Características do sistema drenante

### 2.6.1. Tubo de drenagem

Segundo LUTHIN (1974) o atual sistema de drenos entubados teve origem na Inglaterra, na propriedade de Sir James Graham, em Nothumberland, em 1810. Ainda segundo o autor, já houve registros de uso do tubo cerâmico na França, em 1620, no Convent Garden Maubeuge. Outrora, vários materiais foram usados como dreno subterrâneo, sendo construídos de maneiras bastante engenhosas, se bem não tão duradouro, porém úteis em locais em que não eram fáceis de se obter materiais modernos ou que os mesmos eram demasiadamente caros. Dentre outros, drenos em feixe de bambu ou outro tipo de madeira, drenos com canalização em pedras talhadas, drenos com canalização de madeira, drenos preenchidos com pedras e finalmente os tubos cerâmicos (THEOBALD, 1964). O tubo cerâmico foi o principal material de drenagem durante muitas décadas, porém na atualidade o tubo plástico tem sido o material que vem ganhando espaço rapidamente. Alguns países estão utilizando tubo plástico quase que exclusivamente. A variação dos custos de investimento inicial, entre os tubos de cerâmica e os de plástico, em favor deste último, e as vantagens que apresenta o plástico no transporte e na sua manipulação, são os principais motivos para essa mudança (VAN SOMEREN, 1972). Segundo FOUSS (1974), as pesquisas desenvolvidas por Schawb entre 1947 a 1954, deram os primeiros desenvolvimentos no uso do tubo plástico em drenagem agrícola nos Estados Unidos, se não no mundo. A instalação de vários campos experimentais usando tubos plástico de vários diâmetros e espessura permitiu algumas diretrizes para instalação de sistemas de drenagem. Observações feitas por VAN SOMERON (1972) constataram que vários países da Europa utilizaram tubos cerâmicos em projetos de drenagem agrícola, porém, com o uso cada vez maior dos tubos plásticos e tubos plásticos corrugados, a tendência será a substituição dos primeiros por estes últimos, principalmente devido ao desenvolvimento das máquinas para implantação de drenos. Segundo STUIJT (1988), na Holanda foram instalados drenos manualmente até a década de 1950. Tubos cerâmicos e de concreto foram freqüentemente cobertos com uma consistente camada de material orgânico.

Com a introdução da instalação mecanizada, materiais tipo envoltório foram colocados em forma de faixa, provendo de material homogêneo a cobertura dos tubos. Ainda, segundo o autor, a introdução dos tubos de plástico corrugados em 1967 foi seguida pelo desenvolvimento do dreno envelopado, cujo material de cobertura envolve o dreno, formando uma única peça que pode ser produzida em bobinas de comprimento variável. Segundo BUREC (1978), os tubos de cerâmica mais usados em drenagem subterrânea são de forma cilíndrica com diâmetro interno que variam de 50 a 200 mm e comprimento que variam de 300 a 500 mm. Os tubos devem ser, quando implantados, colocados e alinhados um junto ao outro deixando uma abertura na junta para manter o fluxo hidráulico. Recomenda-se, ainda, uma separação de 3 a 10 mm para solos estáveis, enquanto que para solos arenosos e siltosos prefere-se juntar os extremos. PIZARRO (1978) ressalta que na Espanha recomenda-se uma separação de 1 mm. Segundo o autor é comum o uso de tubos cuja forma interior é circular e a exterior hexagonal, facilitando o transporte e o armazenamento e reduzindo o número de quebras, que no caso de tubos de forma cilíndrica pode chegar a 20%. Nas observações de CAVELAARS (1977) e JOHNSTON (1978), os tubos de cerâmica, assim como os de concreto, por serem de diâmetros maiores, por exemplo 150 a 200 mm, e suportar pressões externas, são mais vantajosos. No caso específico do tubo de concreto, o mesmo pode ser atacado por ácidos e sulfatos, causando a desintegração do tubo. DIELEMAN & TRAFFORD (1976), consideram que os tubos de cerâmica e de concreto podem ser menos eficientes do que os tubos plásticos lisos ou corrugados com relação à entrada da água. Isto devido às linhas de fluxo serem obrigadas a se desviarem para as junções dos tubos, promovendo um aumento na perda de carga hidráulica com o surgimento da resistência de entrada. Os tubos plástico mais comumente utilizados para drenagem têm sido de cloreto de polivinilo (PVC) e de polietileno, sendo o primeiro mais usado. Os tubos de PVC podem ser lisos ou corrugados. Os lisos foram muito usados inicialmente, tendo sido posteriormente substituídos pelos corrugados, com uma desvantagem de que estes possuem maior resistência hidráulica que os tubos lisos, sendo então necessário usar tubos de maior diâmetro para drenar a mesma quantidade de água. O diâmetro exterior dos tubos corrugados deve ser 25 % a mais que dos tubos lisos (FOUSS, 1974). A forma de corrugação introduzida no tubo de PVC tem produzido uma

série de vantagens a esse tubo, pois o formato corrugado da superfície do tubo garante uma melhor estabilidade sobre pressão externa, e uma maior e melhor distribuição das perfurações sem enfraquecer o tubo. Além disso, a flexibilidade imposta pelas corrugações permite que o tubo seja produzido em bobinas de comprimento muitas vezes superior ao tubo liso. Garante, também, a sua implantação através de máquinas apropriadas utilizadas com a finalidade de redução dos custos do projeto. Por outro lado, a implantação inadequada do tubo corrugado poderá inverter o declive, contribuindo para a formação de bolsas de ar ao longo do comprimento do dreno, que acelera o processo de entupimento (FOUSS, 1974; STUYJT, 1989; CAVELAARS (1977) e KNOPS et al. (1978)). No Nordeste, mais especificamente nos perímetros irrigados da Companhia de Desenvolvimento do Vale do Rio São Francisco (CODEVASF), na região do sub-médio do Rio São Francisco, foi pela primeira vez instalada em 1984, em 2,2 hectares de solos arenosos do lote 62 do Projeto Maniçoba, no Município de Juazeiro na Bahia, drenos subterrâneos na profundidade de 1,70 m, empregando tubos de PVC liso, tipo esgoto, recortado com serra de 2 mm, e envoltório de cascalho com 10 cm de espessura abaixo e em cima do tubo. Na atualidade são usados tubos corrugados nos projetos de drenagem agrícola feitos pela empresa (BATISTA, 1992b).

### 2.6.2. Material envoltório

Formas de prevenir a entrada de materiais do solo para o interior do tubo de drenagem tem sido feitas desde o início da drenagem subterrânea. Sisson (1965), citado por WILLARDSON (1974), reporta que em 1859 H.F.French recomendava embainhar os drenos como uma forma de prevenir a sedimentação. WILLARDSON (1974) cita que as razões básicas para se colocar material envoltório em torno dos drenos subterrâneos são: (i) - para prevenir o movimento de partículas de solo na entrada de drenos, as quais podem depositar-se e fechar os drenos; (ii) - prover de material na proximidade do dreno que seja mais permeável que o solo; (iii) - prover o dreno de condições satisfatórias para sua instalação; (iv) - estabilizar o material do solo no qual o dreno será colocado. Ainda segundo o autor, o conceito de envoltório não implica em material que apresenta gradação

de partículas com fins de reter suspensões, mas de material com elevada condutividade hidráulica que ao ser colocado em torno do dreno aumenta seu raio efetivo. LUTHIN (1974) cita que um envoltório para ser bastante eficiente deve preencher três condições fundamentais, que são: (i) - ser formado de material bastante permeável ; (ii) - propiciar grande área de fluxo para o dreno ; (iii) - ser durável e facilitar o alinhamento do dreno melhorando sua base de apoio. BATISTA (1991) define envoltório como sendo todo material mineral, sintético ou vegetal, colocado em torno do tubo de drenagem, com a finalidade de propiciar condições para que o gradiente hidráulico na interface solo-envoltório seja mantido baixo. Devendo ainda facilitar o fluxo d'água do solo para o dreno, permitindo que sua velocidade, nos poros, se mantenha baixa, e a desagregação do solo bem como o carreamento de partículas para o interior do dreno sejam mínimos. De acordo com SCS - USDA (1971) o uso de envoltório pode propiciar condições do dreno trabalhar com velocidade mínima de fluxo da água, no entanto, praticamente não há limitação de velocidade quando é empregado envoltório de areia grossa lavada ou cascalho porque a presença de suspensões na água, possíveis de decantar, deverá ser mínima. O emprego de envoltório em torno do dreno, foi concebido durante muitos anos como material filtrante, o que contrasta com os conhecimentos atuais que mostram que o envoltório tem outras funções. O envoltório não deve atuar como filtro, pelo fato de que todo filtro é uma massa de poros através do qual passa um fluido e onde é separado materiais em suspensão. Uma outra razão para não considerar o envoltório como filtro, é que esses tender a se entupir com o tempo, resultando na elevação do lençol freático e no conseqüente aumento do gradiente hidráulico na interface solo-envoltório (BATISTA, 1991; WILLARDSON, 1974). Terzaghi (1922), citado por WILLARDSON (1974), recomenda que o material usado como envoltório deve ser muitas vezes mais permeável que o material base do solo, porém não deve ser muito grosso, de forma que permita o movimento de material base do solo para o interior do dreno. Ainda segundo o autor, as concepções de Terzaghi serviram de base para muitos trabalhos desenvolvidos em filtros, para poços e drenagem agrícola. O material envoltório colocado em torno do dreno deve possuir uma condutividade hidráulica da ordem de 10 a 100 vezes maior que a do solo a ser drenado, e a área de fluxo na interface solo-envoltório suficientemente grande para fazer com que a velocidade de fluxo da água

seja pequena, para evitar a desagregação e carreamento de partículas do solo para o envoltório e tubo-dreno. E ainda, com o material contornando todo o dreno, consegue-se aproximar a eficiência de um dreno real a um ideal e aumentar o diâmetro efetivo do dreno (DIELEMAN & TRAFFORD, 1976; BATISTA, 1991; SMEDEMA & RYCROFT, 1983).

Material Orgânico - subprodutos da produção agrícola tais como: palha, serragem e qualquer material orgânico pode ser utilizado como material envoltório. Nos Estados Unidos foi utilizado durante determinada época esses tipos de envoltórios. Assim, Baghott e Houston (1965) usaram na Califórnia palha de trigo como material filtrante numa camada de 15 cm. Após seis anos, os drenos ainda controlavam satisfatoriamente o lençol freático. Sissom e Jones (1962) observaram que a palha é um excelente limitador de sedimentos e recomendam o uso da mesma quando não se tem cascalho disponível. Brownscombe (1962), testando a nível de campo o comportamento, como material envoltório, de palha e pó-de-serra, verificou que a palha foi efetiva na exclusão de sedimentos e mostrou moderada deterioração após 11 anos (WILLARDSON, 1974; MILLAR, 1988). BATISTA (1991) ressalta que é importante considerar as condições climáticas quando se pretende empregar envoltório orgânico. Pois em regiões tropicais, este tipo de material se deteriora com muita facilidade, podendo se transformar numa massa relativamente impermeável em curto período de tempo, o que dificulta o fluxo de água para o dreno e em consequência pode causar o fracasso no sistema. Em solos ricos em ferro e manganês, envoltórios orgânicos ou de fibra de vidro são problemáticos devido à formação de óxidos que podem levar, em curto período de tempo, a uma grande redução na permeabilidade do envoltório e conseqüente falha no sistema (EGGELSMANN, 1984). Nos primeiros projetos de drenagem subterrânea na Europa, a maioria dos drenos foram cobertos com camadas de material orgânico para facilitar o fluxo d'água (função hidráulica) e para prover a entrada de partículas de solo no interior do dreno (ação seletiva de filtragem). Os seguintes materiais foram utilizados: fibra de turfa peneirada, serragem e palha de cereais (STUIJT, 1988).

Material Sintético - não havendo disponibilidade, nas proximidades da área a ser drenada, de material apropriado para envoltório, ou no caso de um alto preço de transporte ou ainda quando não existam condições de acesso do material para a área, o emprego de envoltório sintético pode ser economicamente bem mais vantajoso (WILLARDSON, 1974; STUIJT, 1988; BATISTA, 1991). Overholt (1959), Buras e Pillisbury (1963), Hansen (1963) e Rektorik (1965), todos abordados por WILLARDSON (1974), demonstram que o uso de lâminas de fibra de vidro são eficientes como material filtrante. Segundo STUIJT (1988) na Holanda nesta última década, um material sintético, freqüentemente chamado de geotêxtil, está se tornando popular. Este tipo de material está sendo submetido a teste de campo e de laboratório. No Brasil, o material sintético conhecido como Bidim, tem sido aplicado em escala piloto em intensivos testes realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT-SP) (MILLAR, 1988). BATISTA (1991) afirma que nas áreas irrigadas da região do Sub-médio do Rio São Francisco, especificamente nos perímetros irrigados da CODEVASF em solos Podzólicos, Latossolos e Vertissolos, são utilizados os seguintes materiais como envelope para drenos: cascalho, manta de poliéster agulhado (Bidim), manta de poliéster e esferas de isopor coladas ao tubo, areia grossa lavada e fibra de coco. Sendo que este último apresentou decomposição quando avaliado o seu desempenho e durabilidade em áreas experimentais. SILVA (1983) afirma que a colocação de geotêxtil em torno de drenos tubulares possibilita a auto-formação de uma zona permeável entre o solo e o dreno. Por ser um elemento contínuo, formado por um emaranhado aleatório de filamentos, o geotêxtil seleciona as partículas do solo retidas na sua superfície. O autor ainda ressalta alguns pontos favoráveis ao uso de geotêxteis, tais como: ser imputrescíveis; apresentar alta permeabilidade; dispensar cálculos granulométricos necessários aos envoltórios de areia; e ser de fácil colocação em torno do dreno, requerendo menos mão-de-obra que a instalação de materiais granulares.

Material Inorgânico - a prática de cobrir os drenos subterrâneos com uma camada de solo superficial, antes do aterro da valeta, provem os drenos de material envoltório permeável. Tal prática desenvolveu o conceito de uso de material granular como envoltório, utilizado em vários países como parte integrante das recomendações padrões na

instalação de drenos. A maioria do material inorgânico utilizado como envoltório são areia grossa e cascalho fino (WILLARDSON, 1974; STUIJT, 1988). Nas áreas irrigadas e semi-áridas, a areia grossa e o cascalho, facilmente encontrados, são largamente utilizados como material envoltório. Proporcionando o material, de forma bem graduada, com areia grossa média a cascalho fino, o envoltório terá boa durabilidade e efetividade. Envoltório de cascalho pode ser usado em areia fina, silte e solo dispersivo e em subsolo instável, especialmente quando o nível freático é superficial (LUTHIN, 1973, 1974; STUIJT, 1988). WESSELING & VAN SOMERON (1972) e LUTHIN (1973) afirmam que milhares de quilômetros de drenos subterrâneos foram instalados sem o uso de qualquer espécie de material envoltório e estão trabalhando satisfatoriamente. O solos onde os drenos foram instalados apresentam boa estrutura e grande poder de coesão de suas partículas. BATISTA (1991) cita que solos dos tipos podzólicos e latossolos podem dispensar o uso de envoltório, enquanto que em solos não coesivos do tipo siltoso, solos com predominância de areia fina e solos com alta incidência de argila expansiva e/ou grande capacidade de dispersão, o emprego de envoltório é indispensável. KNOPS & DIERICKX (1978) consideram que os materiais envoltórios são muito utilizados em solos arenosos, siltosos e dispersivos, e em áreas irrigadas de regiões áridas e semi-áridas, por exigirem material espesso e de elevada condutividade hidráulica. Experimentos feitos por Lembke e Bucks (1970) mostraram que uma gradação de cascalho fino ou areia em torno de um dreno subterrâneo criou uma proteção dos sedimentos e melhorou sua performance (WILLARDSON, 1974). STUIJT (1988) ressalta que para projetar envelopes fibrosos, feitos de material orgânico ou sintético, é necessário pesquisa teórica, pesquisa em áreas piloto e pesquisa de laboratório. Conforme Stuijt e Oosten (1986), citado por STUIJT (1988), a pesquisa teórica está baseada na análise matemática de fluxo saturado em direção aos drenos, através da Lei de Darcy e de hipóteses que simplificam o comportamento do fluxo em torno dos drenos. Dentre outras, supõe-se que a fórmula aplicada considera que o dreno está envolvido por um solo homogêneo e de condutividade hidráulica uniforme. A pesquisa em áreas piloto leva a resultados seguros e de caráter regional, porém além de ser dispendiosa, seus resultados só estão disponíveis após um considerável período. Por outro lado, as pesquisas de laboratório com envelopes, na maioria das vezes usando modelos de

tanques de areia, além de serem mais baratas fornecem resultados de maneira imediata, porém é necessário bastante cuidado na preparação das amostras de solo e dos envelopes (STUIJT, 1988). Terzaghi (1922) desenvolveu uma teoria baseada na mecânica para resolução do problema das forças que ocorriam durante a infiltração em estruturas hidráulicas. Um critério de filtro foi desenvolvido pelo autor, e tem sido desde então, testada sua aplicação como envelope em torno de drenos subterrâneo (CAPUTO, 1983; WILLARDSON, 1974). BOERS & VAN SOMEREN (1979) abordam que para cada situação, o critério de seleção do material a ser utilizado como envelope dependerá da estabilidade e da textura do solo, da permeabilidade e do material base nas proximidades do dreno. Ainda segundo os autores, duas importantes funções dos envelopes devem ser distinguidas: a) Se o envelope funcionará como um filtro, evitando que partículas do solo entrem no dreno; b) Se o envelope funcionará com uma alta permeabilidade ao redor do dreno, facilitando o fluxo da água para o interior do mesmo. O procedimento geral para selecionar um envelope, para um dado solo, é fazer uma análise mecânica do material base e do material a ser usado como envelope, comparando-se as curvas de distribuição das partículas, e decidindo através de critérios, o material que será usado como envelope (CAPUTO, 1983). Segundo STUIJT (1988), um requerimento de gradação não deve ser modificado toda vez que uma diferente textura do solo é encontrada. A maior parte do material base a ser drenado, para um comprimento significativo de dreno, deverá ser determinado, e o envelope deverá ser selecionado de acordo com um critério preestabelecido. Ainda segundo o autor, para um material base do tipo franco-siltoso, franco-argiloso-arenoso e franco, o requerimento de gradação para o envelope pode ser mais flexível que no caso de um material base que tenha textura fina ou areia muito fina.

O **Soil Conservation Service** (SCS-USDA 1971 e 1973), baseado na revisão dos estudos sobre os critérios para dimensionamento de filtros, publicou os seguintes critérios:

$$\frac{D_{50\text{filtro}}}{D_{50\text{solo}}} = 12 - 58 ; \quad \frac{D_{15\text{filtro}}}{D_{15\text{solo}}} = 12 - 40$$

Para estabilidade do filtro:

$$\frac{D_{15}\text{filtro}}{D_{15}\text{solo}} \leq 5 ; \quad D_{100}\text{filtro} \leq 38\text{mm} ; \quad D_{90}\text{filtro} \leq 20\text{mm}$$

e  $D_{85}\text{filtro} \geq 0,5 \times \text{diâmetro das perfurações do tubo.}$

Sendo o controle de materiais finos um parâmetro importante para o dimensionamento de envoltório inorgânico, recentemente foi recomendado pela FAO (1985), a seguinte percentagem:

$$D_5\text{filtro} \geq 0,42\text{mm}$$

onde:

$D_5, D_{15}, D_{50}, D_{85}, D_{90}$  e  $D_{100}$  são as percentagens de diâmetros das partículas das quais 5%,15%,50%,85%,90% e 100% são mais finas.

O BUREC (1978), baseado nas conclusões de Winger e Ryan (1970), afirma que a maioria dos critérios publicados para seleção de filtros são bastante restritivos quando aplicados na drenagem agrícola. Desta forma, propôs uma solução que permitiu uma maior amplitude granulométrica compatível com a uniformidade, a fim de aumentar a possibilidade de aquisição do material de filtro a um custo reduzido. Deste modo adotou-se portanto o critério de determinar o intervalo do diâmetro das partículas de 60% do material base, para determinar quais serão os limites máximo e mínimo de 60% do material filtrante. A Tabela 2.1 resume as recomendações do BUREC (DIELEMAN & TRAFFORD, 1976; STUIJT, 1988; BELTRAN, 1986; BOERS & VAN SOMEREN, 1979; SMEDEMA & RYCROFT, 1983). As recomendações do SCS-USDA, especialmente desenvolvidas para drenagem agrícola, são menos restritivas e dão ênfase à ação do envelope como filtro. O BUREC usa como critério básico na seleção do material filtrante, a sua função hidráulica, mais do que a função de filtro, resultando em maior quantidade de material grosso no envelope (STUIJT, 1988; BOERS & VAN SOMEREN, 1979). DIELEMAN & TRAFFORD (1976) não indica preferência por um critério, pois na realidade a diferença

entre estes não são grandes. Do ponto de vista econômico, pode ser melhor aceitar um material natural disponível próximo ao local do projeto de drenagem. Pois geralmente resulta que qualquer material compreendido entre os limites e disponível nas proximidades do projeto a um baixo custo, será provavelmente a melhor conciliação entre o aspecto técnico e o econômico. STUIJT (1988) ressalta que o uso de cascalho é algo bastante dispendioso, e comenta que em zonas áridas, como as Áreas Piloto no Iraque, experimentos são feitos para investigar se é possível a substituição de cascalho por outro material alternativo, como os sintéticos.

**Tabela 1- Relação granulométrica entre o material base e filtro (BUREC,1978)**

Material base 60% mais fino (diâmetro das partículas, mm)	Limite granulométrico para filtros (diâmetro das partículas, mm)											
	Limite inferior						Limite superior					
	Percentagem mais fino						Percentagem mais fino					
	100	60	30	10	5	0	100	60	30	10	5	0
0,02 - 0,05	9,52	2,0	0,81	0,33	0,3	0,074	38,1	10,0	8,7	2,5	-	0,59
0,05 - 0,10	9,52	3,0	1,07	0,38	0,3	0,074	38,1	12,0	10,4	3,0	-	0,59
0,10 - 0,25	9,52	4,0	1,30	0,40	0,3	0,074	38,1	15,0	13,1	3,8	-	0,59
0,25 - 1,00	9,52	5,0	1,45	0,42	0,3	0,074	38,1	20,0	17,3	5,0	-	0,59

BOERS & VAN SOMEREN (1979) aplicaram os critérios anteriores em Áreas Piloto de Drenagem no Iraque e concluíram que para as áreas com solos franco-argilo-siltoso e arenoso fino o critério do SCS pareceu mais conveniente que os outros. Quanto à espessura do envelope WILLARDSON (1974) ressalta que existe por parte do BUREC a recomendação de no mínimo 10 cm de material envoltório em torno do dreno, enquanto o SCS recomenda uma espessura de 8 cm como mínima.

### 2.6.3. Área efetiva de fluxo

A área de fluxo saturado do solo para o interior do tubo dreno é dada pela interrelação entre o tipo de tubo, localização do mesmo em relação à estratificação do solo, profundidade de instalação do dreno, área total de perfurações, tipo de envoltório e seu perímetro externo. Quanto maior for a área de fluxo maior será a capacidade de captação de água pelo dreno, tendo em vista que a função do envoltório é facilitar a captação e o fluxo da água do solo para o tubo de drenagem (BATISTA, 1991; 1980). STUIJT (1988), reportando-se aos aspectos hidráulicos dos envoltórios, ressalta que, se um envoltório bastante permeável é aplicado a um tubo dreno, este pode conseguir baixar a resistência ao fluxo saturado devido o aumento do raio externo do tubo e do contato entre o material do solo e o dreno, bem como em torno das perfurações do tubo dreno. WEESSELING (1979), conforme estudos conduzidos por Nieuwenhuis (1976), analisando o efeito da perfuração e do material envoltório no diâmetro efetivo de tubos drenos, o mesmo concluiu que um aumento no raio efetivo com um incremento na espessura do envelope faz com que haja uma diminuição na resistência radial, e ainda definiu o raio efetivo como sendo o raio de um dreno ideal imaginário oferecendo a mesma resistência de fluxo que um dreno real. Tubos drenantes, tais como tubo cerâmico e de PVC são drenos não-ideal, pois possuem um raio efetivo bem menor que o raio do tubo, devido a convergência das linhas de fluxo próximo às aberturas nos drenos. O incremento do raio efetivo obtido com um filtro em torno do dreno, mais permeável que o solo, produz rebaixamento do lençol freático para uma dada descarga numa instalação padrão de drenagem (YOUNGS, 1980).

#### 2.6.4. Resistência hidráulica

O fluxo subterrâneo que ocorre em torno e para o interior de um tubo dreno, está sujeito à resistência radial e de entrada. Estas resistências dependem entre outras coisas, do tipo de tubo, do padrão de fluxo nas proximidades do mesmo, do diâmetro externo do tubo, se este encontra-se ou não com um envoltório, e da condutividade hidráulica da superfície de contato entre o tubo dreno e o material de base. Sistemas de drenagem que apresentam altos valores de resistência, possuem baixa eficiência com relação ao rebaixamento do lençol freático (STUIJT, 1989). A maioria das equações de drenagem, usadas para cálculo de espaçamento de drenos, assume o dreno como sendo “ideal”, isto é, um dreno no qual as paredes não oferecem resistência ao fluxo saturado. Tais considerações, no entanto, não são verdadeiras, pois deixam de levar em conta a resistência de entrada causadora de uma resistência hidráulica extra devido à convergência das linhas de fluxo em torno das aberturas do dreno (SEKENDAR, 1984). NIEUWENHUIS & WESSELING (1978) estudando o efeito das perfurações e do material usado como filtro na resistência de entrada e no diâmetro efetivo de tubos dreno de plástico, verificaram que envelopes finos são efetivos na redução da resistência de entrada. TILIGADAS (1988), estudando o efeito de diferentes parâmetros na resistência de entrada de drenos de plástico corrugados, constatou que a resistência hidráulica diminui com o aumento do nível da água no interior do dreno, para uma dada carga hidráulica. Segundo DIELEMAN & TRAFFORD (1976), quando se trata de experimentar o rendimento de tubos para drenagem, a componente de entrada do fluxo, entre as paredes da vala e o interior do tubo, constitui um parâmetro importante, como valor independente e como parte da perda total de carga hidráulica. WESSELING & VAN SOMEREN (1972) afirmam que a teoria de Ernst torna possível descrever a eficácia de um sistema drenante através de resistências. A resistência horizontal é uma função das propriedades do solo e do espaçamento entre drenos. A resistência radial está determinada pelas propriedades do solo e a geometria da região onde encontra-se instalado o dreno. A resistência de entrada, finalmente, está determinada pelo sistema drenante e pela permeabilidade do material de aterro. DIERICKX & VAN DER MOLEN (1981), estudando o efeito do formato de perfurações na performance de tubos de drenagem através de um modelo eletrolítico, verificou que no

cálculo da resistência de entrada em tubos dreno perfurados, não importa o erro introduzido por desconsiderar a presença da parede do tubo como uma superfície impermeável. Segundo NIEUWENHUIS & WESSELING (1978), um incremento na densidade de perfuração no tubo dreno é a forma mais efetiva de diminuir a resistência de entrada e aproximar-se de um dreno “ideal”. Por outro lado, Wesseling et al. (1967), citados por KNOPS & DIERICKX (1978), realizaram experimentos com diferentes tipos de material usados como envelope, e observaram que um decréscimo na resistência de entrada pode ser obtido mais facilmente com um aumento da espessura do envelope que por um aumento no diâmetro dos drenos ou com mais perfurações. Experiências práticas realizadas por KNOPS et al. (1978), baseado em análise teórica provam que uma espessura de envelope de 5 a 10 mm com uma permeabilidade de no mínimo 10 vezes menor que a do solo em volta, diminuirá a resistência de entrada de forma substancial. KNOPS & DIERICKX (1978) afirmam que altos valores de permeabilidade de envelopes são menos efetivos na redução da resistência de entrada. Segundo SILVA (1983), no caso de tubos dreno com abertura em orifício, para reduzir a resistência de entrada é mais efetivo aumentar seu número do que aumentar seu tamanho. O inverso acontece no caso das ranhuras. WESSELING & VAN SOMEREN (1972), baseados em experimento de campo e de laboratório confirmam que a expressão:

$$W_e = \frac{\alpha}{K} \quad (2.34)$$

onde:

$W_e$  - resistência de entrada (dias.  $m^{-1}$ );

$\alpha$  - parâmetro de resistência de entrada (adimensional);

$K$  - condutividade hidráulica do solo ( $m.dia^{-1}$ )

representa de forma geral a resistência de entrada em tubos drenantes.

## 2.7. Fatores que influenciam o rendimento do sistema drenante

Segundo DIELEMAN & TRAFFORD (1976), os fatores que influenciam diretamente o rendimento de um sistema drenante são: o diâmetro dos tubos, abertura nas junções dos tubos drenantes, perfurações ou ranhuras nas paredes dos tubos de plástico e propriedades hidráulicas do material de envelopamento. Por sua vez, esses fatores sofrem influências da distribuição e espessura do envelope, da estabilidade do terreno, da altura do lençol freático, da umidade atual do solo, das condições meteorológicas reinantes durante a implantação dos drenos e da presença de elementos químicos indesejáveis. Childs e Youngs (1958) ressaltam que, se em condições que não sejam de drenagem ótima e tendo a tubulação um diâmetro muito pequeno, a água encharca-se acima dos tubos de drenagem e a superfície freática não eleva-se na mesma proporção que no centro do espaçamento entre tubos (WESSELING & VAN SOMEREN, 1972). Um sistema de drenagem deve ter uma capacidade de transporte de água sem grandes perdas de carga. Segundo WESSELING & HOMMA (1967), para tubos plásticos, a resistência hidráulica ao escoamento da água depende da qualidade das perfurações, enquanto para tubos de cerâmica a aspereza da superfície interna é um importante fator. Para tubos de plásticos corrugados, esses autores recomendam utilizar o fator de resistência  $K_m = 71$ , previsto na fórmula de Manning. WESSELING & VAN SOMERON (1972), recomendam para valores de  $K_m$  aqueles num intervalo de 65 a 75. WESSELING & VAN SOMERON (1972), fazendo referências à circulação da água no interior de um tubo de drenagem, citam que professores da Universidade de Montpellier na França, obtiveram, mediante experimentos, o coeficiente de rugosidade da fórmula de Chezy, ( C ) para tubulação de drenagem trabalhando à meia seção, igual a 35 para um tubo de cerâmica e variando entre 50 a 60 para tubo de plástico liso. Existem opiniões distintas quanto a conveniência em usar tubos de cerâmica ou de plástico em alguns tipos de solo. A diferença não é devido ao material dos tubos, mas, em função das características de fabricação do tubo cerâmico em comparação ao tubo de plástico liso, cujo diâmetro interno é inferior ao do tubo cerâmico. Segundo WESSELING & VAN SOMEREN (1972), de acordo com as experiências práticas dos países baixos, os tubos devem ser colocados de modo a se tocarem; esta forma de ajuste tem demonstrado

não ser um fator limitante para a entrada de água nos tubos. Segundo LUTHIN (1973), em solos estáveis, a distância entre tubos deverá ser a menor possível, e as irregularidades no final dos segmentos dos tubos serão adequadas para prover o espaço necessário para a entrada de água nos drenos. Por outro lado, o autor ressalta que algumas análises feitas com tubos cerâmicos, quanto à largura da abertura entre tubos, mostraram que duplicando este espaço o fluxo em direção aos drenos aumenta em torno de 10%, quando submetidos à condição de carga constante. Conforme NIEUWENHUIS & WESSELING (1978) e DIERICKX (1986), o rendimento dos tubos drenantes depende da área de entrada, do formato das perfurações e da distribuição dos furos na superfície do tubo. Para uma mesma área de entrada, porém com perfurações de diâmetros menores, conseqüentemente maior número de furos, o desempenho do sistema drenante pode melhorar consideravelmente. GUYON (1968) e DUNGLAS (1972) destacam que tubos plásticos lisos com ranhuras radiais de 0,5 mm de largura por 30 mm de comprimento, ao ser colocado material filtrante de areia grossa ao seu redor reduz a perda de carga hidráulica entre 6,0 a 8,0 cm, porém a perda se torna insignificante para tubos de drenagem com ranhuras de mais de 1 mm de largura. PARFITT & CRUCIANI (1988) salientam que todas as equações para cálculo de espaçamento entre linhas de drenos em projetos de drenagem consideram que este espaçamento é proporcional a condutividade hidráulica do solo e inversamente proporcional à taxa de descarga exigida dos drenos. Porém, não fazem referências ao tipo de dreno, se aberto ou fechado, e ao número de perfurações que o tubo deve conter.

No que se refere aos tubos de plásticos, WESSELING & VAN SOMEREN (1972) ressaltam que quanto maior for o número de perfurações no tubo, melhor será a entrada d'água. Porém, isto diminui sensivelmente a sua resistência física. A fim de evitar paredes demasiadamente espessas para poder manter o preço o mais reduzido possível, nos Países Baixos, o número de perfurações é de 40 por metro linear, com aberturas de 25 mm de comprimento por 0,6 a 0,9 mm de largura, o que origina uma área porosa de entrada com  $9 \text{ cm}^2 \cdot \text{m}^{-1}$ . As experiências de laboratório e de campo têm demonstrado que as perdas de carga causadas pela resistência de entrada são desprezíveis com estas considerações. DIERICKX (1987), reportando-se sobre a escolha de materiais para drenagem subterrânea,

Geralmente observa-se que após a instalação de um sistema de drenagem, dois tipos de entupimento podem apresentar-se. Um do tipo primário, que ocorre em consequência de uma drástica mudança nas condições da interface solo-água, causada pela instalação do sistema de drenagem subterrânea onde a ocorrência de um elevado gradiente hidráulico nas proximidades dos tubos instalados causa o carreamento de partículas para o interior do tubo. Outro do tipo secundário, causado pelo transporte das partículas para o interior do dreno e/ou envelope (STUIJT,1989; IRWIN & HORE, 1978; KNOPS et al.,1978). LAGACÉ & SKAGGS (1988) citam que a sedimentação em drenos é um problema que freqüentemente causa falha nos sistemas de drenagem e que os fatores responsáveis por este fenômeno são a textura e a estrutura do solo, o tamanho da abertura dos drenos e as condições de instalação. A função mecânica dos materiais de envelopamento de tubos drenantes é, portanto, evitar a migração das partículas do solo para o dreno. Segundo DIERICKX & YUNCOUGLU (1988), o risco de fechamento é mais accentuado em solos com predominância de arcia fina e silte. A penetração de partículas de solo no tubo drenante, tem causado graves problemas em drenagem de terras agrícolas. Solos arenosos e siltosos de fraca estruturação são os que mais contribuem para o fenômeno. Movimento de partículas de solo na circunvizinhança do dreno favorece o entupimento de tubos drenos, quando instalados em solos não-coesivos ou com material de baixa coesão. Este mecanismo é induzido pela ocorrência de gradientes hidráulicos elevados nas proximidades do tubo, onde um fluxo saturado toma valor particular, chamado gradiente hidráulico crítico, cujo valor equiivale à da força hidrodinâmica ao iguala-se ao peso específico do solo submerso. Quando o gradiente hidráulico excede este valor crítico, movimento de partículas pode ocorrer, resultando no rompimento estrutural do solo (LENNOZ-GRATIN, 1989). Quando o risco de entupimento é evidenciado, material envoltório deve ser colocado em torno do tubo dreno, para prevenir que partículas do solo possam entrar no dreno. O material colocado em torno do tubo deve sempre possuir uma condutividade hidráulica muito superior àquela do solo a ser drenado, e a área de fluxo, na interface solo-envoltório, deve ser suficientemente grande para fazer com que a velocidade de fluxo da água seja baixa, nessa área de transição, para evitar a desagregação e carreamento de partículas do solo para o envoltório e para o tubo dreno (BATISTA, 1991).

BATISTA (1980) e DIERICKX (1986), consideram que o gradiente hidráulico de saída ou de falha, pode alcançar um valor crítico responsável pelo rompimento da estrutura do solo nas vizinhanças do dreno. Este rompimento tem uma relação direta com o índice de plasticidade do solo. Assim, sendo, BATISTA (1983) recomenda a utilização de envelopes com elevada condutividade hidráulica em solos de fraca estabilidade. KNOPS & DIERICKX (1978) ressaltam que a alta condutividade hidráulica reduz o risco causado pelo gradiente de saída, no sentido de impedir o movimento de partículas do solo para os drenos. MILLER & WILLARDSON (1983) estudando a perda de carga na interface solo-dreno-envelope, concluíram que a perda de energia é maior na interface de saída entre o solo e o dreno, podendo ser explicado através da teoria do fluxo laminar. Como consequência prática, concluíram que os altos gradientes hidráulicos na saída da interface de um meio poroso ocorre sob condições de fluxo que teoricamente seria estável. WILLARDSON & WALKER (1979) ressaltam que a falha estrutural de um solo devido a um elevado gradiente hidráulico interno pode ser evitada, provendo-se de suporte mecânico a interface solo-água ou as aberturas do dreno por meio de um envelope, e que os sistemas de drenos subterrâneos podem ser protegidos da sedimentação se o envelope for bem projetado e se a técnica de construção do dreno for apropriada, pois os solos diferenciam em sua resistência ao gradiente hidráulico interno. WILLARDSON & WALKER (1979), verificaram que o gradiente hidráulico máximo num sistema de drenagem subterrânea ocorre onde a água sai do solo ou de um envelope e entra nas aberturas do dreno. Sendo o envelope estruturalmente estável (envelopes de cascalho) gradientes elevados não causarão problemas. Porém, não existindo envelopes e o solo sendo instável, se o gradiente exceder o gradiente hidráulico de falha do solo, ocorrerá transporte de sedimentos para o interior do dreno. DIELEMAN & TRAFFORD (1976) mencionam que solos com presença de silte e areia fina, que possuam partículas de diâmetro variando entre 20 a 150 micros são considerados como sendo solos problemas em sistemas de drenagem subterrânea, com relação ao risco de entupimento. WILLARDSON & WALKER (1979) citam que os estudos relativos à erosão têm demonstrado que as partículas de solo são carregadas pela água quando esta circula a uma velocidade na qual as partículas de determinado tamanho começam a se deixar levar pelo fluxo. DIELEMAN & TRAFFORD (1976) afirmam que

tratando-se de solos com uma importante quantidade de argila, quanto maior for sua percentagem, mais resistente será o solo, pois entra em jogo a natureza das partículas e suas forças coesivas, fazendo com que suas partículas não sejam arrastadas. De acordo com KNOPS et al. (1978), existe um incremento de risco de sedimentação através de solos de textura arenosa, siltosa, franco-arenosa, e franco-argilo-siltoso quando presentes sob níveis freáticos elevados. Ainda segundo os autores, os solos de textura franco-arenosa, franco-argilo-siltoso, franco-arenoso fino, e argilo-arenosa fino são particularmente propensos à deterioração estrutural, principalmente para uma redução da permeabilidade da trincheira quando os drenos são instalados sob condições de nível freático alto. BATISTA (1991) e KNOPS et al. (1978) citam que uma razão argila / (silte + argila) maior que 0,5 existe uma baixa possibilidade de ocorrer sedimentação. O índice de plasticidade (IP) também tem sido utilizado como referência para indicar o uso de envelope em drenos entubados. Segundo os mesmos autores, para solos com  $IP > 12$  não existe tendência à sedimentação;  $IP$  entre 6-12 existe pouca tendência à sedimentação; e  $IP < 6$  existe alta tendência à sedimentação. Segundo STUIJT (1989), um sistema de drenagem subterrâneo com geotêxteis tem uma expectativa de vida útil de 30 anos, porém o seu funcionamento pode ser afetado pela deterioração ou entupimento devido aos processos mecânico, químico e microbiológico. O risco de entupimento devido ao ferro, silte e componentes de sulfato, dependem da composição química do solo e da água do lençol freático, da atividade microbiológica no solo, das condições aeróbias e anaeróbias e das características da superfície do geotêxtil.

## 2.8. Avaliação de sistemas drenantes a nível de laboratório e de campo.

### 2.8.1. Testes em laboratório

Os trabalhos de pesquisa que visam a obtenção de novos materiais para drenagem sub-superficial, bem como tecnologias operacionais de implantação de drenos subterrâneos, receberam especial atenção nos países europeus (especialmente nos Países Baixos) e nos Estados Unidos, decorrente das investigações em campo e laboratório. Em laboratório são testados materiais que posteriormente serão utilizados em condições de

campo, onde são avaliadas suas propriedades hidrológicas que apresentam melhor desempenho (WESSELING & VAN SOMEREN, 1972; KNOPS, 1978; ZUIDEMA & SCHOLTEN, 1978). A utilização de tanques de areia nos estudos de fluxo d'água para drenos subterrâneos é muito importante, pois os mesmos podem ser empregados em situações que não podem ser analisadas através de modelos teóricos. Os tanques podem ser utilizados para avaliar o efeito de fatores como: diâmetro do tubo drenante, espaçamento, perfurações, comprimento de tubos e uso de materiais para envelopamento, e a distribuição de carga hidráulica sobre os drenos (LUTHIN, 1974b). Segundo WESSELING & VAN SOMEREN (1972), as experiências com material de enchimento de tanques e testes comparativos com materiais de propriedades hidráulicas conhecidas, tem incentivado os pesquisadores a utilizar os tanques de areia em investigações de drenagem subterrânea. KNOPS (1978) considera que na avaliação do desempenho dos materiais drenantes, em tanques de areia, os princípios teóricos são válidos tanto para as experiências práticas de campo como de laboratório. Segundo WESSELING & VAN SOMEREN (1972), as experiências em laboratório, para determinar as propriedades hidráulicas dos materiais drenantes, se realizam em breves períodos de observações, o que pode ser considerado um inconveniente na comprovação dos resultados. Contudo, esses autores têm mostrado que as experiências a nível de campo com materiais drenantes já testados em laboratório tem dado oportunidade para comparação e comprovação de algumas propriedades hidrológicas. Os tanques utilizados em laboratório para estudar condições de fluxo, devem ser preenchidos com areia ou com solo. Se for usado solo, este não deve ser expansivo, devido acarretar problemas quanto à expansão e contração das paredes do tanque (LUTHIN, 1974b; GUITJENS, 1974). WILLARDSON (1974) reporta-se aos resultados encontrados por Overholt (1959) de um experimento em tanques de areia usando material de fibra de vidro como filtro. KELLER & ROBINSON (1959) estudaram a nível de laboratório, num modelo de larga escala em tanque de areia, sistema de fluxo bi-dimensional em meio poroso, com o objetivo de projetar drenos interceptores. GUYON (1980) ressalta que os estudos desenvolvidos sobre regime transitório em lençol freático e transferência de umidade na zona não-saturada, em modelos hidráulicos de tanques de areia, comprovam a validade da teoria de drenagem. GONZAGA (1994) estudando a aplicabilidade do tubo liso de PVC

para esgoto como um material drenante não convencional, sob condições controladas em tanque de areia, verificou que os tubos corrugados padrões TUPY-DRENO e DRENOFLEX da TIGRE, usados como testemunhas, tiveram melhores desempenhos que os não convencionais, conseqüência talvez das melhores geometrias das aberturas e perfurações para entrada d'água. KNOPS (1978) cita que dois modelos de tanques de areia têm sido utilizados nos Países Baixos para determinação das propriedades hidráulicas dos materiais drenantes. Um modelo vertical cilíndrico que consiste de um tanque impermeável onde é colocada a areia e o tubo drenante envelopado que funcionando como um poço vertical, e o outro é um modelo horizontal que consiste de um tanque impermeável e um recipiente retangular com fundo em forma de "U" de paredes permeáveis. Para o autor o modelo horizontal deve ser preferido pelas seguintes razões: a posição do dreno é equivalente a do campo, a pressão do material de enchimento é constante ao longo do comprimento do dreno e o fluxo radial é induzido pelo formato em "U". Contudo, o tempo necessário nas operações são maiores do que no modelo vertical, podendo aumentar os custos operacionais.

### 2.8.2. Testes em campo

QUEIROZ & OLIVEIRA (1988) ressaltam que ensaios com sistemas pilotos, desenvolvidos em condições de campo, além de proporcionarem informações acerca do desempenho dos materiais drenantes, permitem ainda testar novas técnicas de instalações de drenos subterrâneos e avaliar as equações teóricas desenvolvidas para determinadas condições de solo e clima. Segundo DIELEMAN & TRAFFORD (1976), quando se constata escoamento nas saídas dos drenos, considera-se que o sistema funciona bem. Contudo quando se referem à avaliação do desempenho dos sistemas drenantes sob condições de campo, os autores consideram que a carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ) constitui um parâmetro importante, tanto como um valor singular como fração da perda de carga total. Além disso, ao se analisar o rendimento do sistema drenante, é necessário relacionar os dados da vazão com as condições do solo e do nível freático. AMORIM (1995) avaliando a performance de sistemas de drenagem em áreas de pequenos produtores (média

de 2,2 ha), no Perímetro Irrigado de Bebedouro no município de Petrolina, tendo como constantes o solo e a cultura da videira em mesma idade e como variável, a profundidade da camada impermeável (1,4m a 1,8m) e um espaçamento de 35,0m entre drenos subterrâneos, verificou que nessas condições os modelos de Hooghoudt e Glover-Dumm estimaram espaçamentos próximos daqueles que resultaram numa boa performance. CAVELAARS (1989) ressalta que as pesquisas de campo e laboratório têm mostrado que, através da avaliação de sistemas drenantes, o principal fator responsável pelo risco de resistência de entrada elevada, consiste da drenagem de solo contendo uma grande percentagem de partículas finas e possuindo uma baixa estabilidade estrutural. MILLAR (1988) cita que a finalidade de avaliar a eficiência de operação de um sistema de drenagem já implantado, é gerar informações para melhorar a metodologia de seleção e tratamento da informação que define o delineamento, principalmente quando se trata de implantar sistemas de drenagem em grandes áreas de regiões que não têm experiência com drenagem. ALVA & VAN ALPHEN (1976), avaliando um sistema de drenagem subterrânea, constataram que em algumas áreas piloto, a resistência de entrada estava relacionada com o volume de cascalho aplicado ( $5\text{m}^3/100\text{m}$ ). ANTONINI & FERREIRA (1991) estudando o desempenho de drenos em função de diferentes tipos de envelopes, constataram que, de um modo geral, mesmo em solos estáveis, o uso do envelope deve ser uma prática constante em sistemas de drenagem com drenos cobertos.

Observa-se que a avaliação dos parâmetros hidráulicos de sistemas drenantes, bem como de diferentes combinações de tipos de materiais de drenagem, necessitam de serem testados, mesmo que a nível de laboratório, pois, somente com tais considerações técnicas, é que se poderá tomar decisões que levem à adoção de sistemas drenantes mais adequados para áreas onde não existe tradição com técnicas de drenagem para a recuperação de terras degradadas.

### **3. MATERIAL E MÉTODOS**

#### **3.1. Localização da geográfica da área**

O solo objeto dessa pesquisa, foi coletado na área da Estação Experimental de Itapirema, pertencente a Empresa de Pesquisa Agropecuária (IPA), a qual encontra-se inserida numa das bacias hidrográficas de rios litorâneos, a do Rio Tracunhaém, no Município de Goiana, Estado de Pernambuco (Figura 2). As coordenadas geográfica aproximadas do local onde foi coletado o material, são: 7° 37'30" de latitude sul e 34° 57'30" de longitude a Oeste de Greenwich. O solo é mineral classificado como Podizol Álico com duripã de textura arenosa/média, cujas manchas denominadas de tabuleiros, localizam-se na zona úmida costeira da Região Nordeste. As limitações ao uso deste solo na agricultura, são devidas à baixa fertilidade, elevada acidez, textura bastante arenosa e drenagem interna restringida pela presença de duripã, o qual constitui uma zona de impedimento à movimentação da água, limitando a drenagem e tornando-se um problema para o manejo da água

#### **3.2. Características climáticas e física da área**

##### **3.2.1. Características climáticas**

O clima predominante, segundo a classificação de Köppen, é do tipo As', ou seja, clima tropical quente, com chuvas no período de outono - inverno, mais concentradas nos meses de abril e junho (PANOSO, 1969). A principal característica climática da área está relacionada com altas precipitações pluviométricas costeiras nos meses de junho, julho e agosto. De acordo com informações obtidas do Levantamento Exploratório Reconhecimento de Solos do Estado de Pernambuco, JACOMINE et al. (1973), a precipitação média anual na área próxima ao local amostrado é de 2.250mm. Estes dados são da sede do Município de Goiana, distando cerca de 6 Km ao norte da Estação

Experimental de Itapirema. (PANOSO, 1969; JACOMINE et al., 1973), ressaltam que nos meses mais quentes, janeiro e fevereiro, já foram registradas temperaturas médias de 25,7°C, enquanto que nos mais frios, julho e agosto, 23,2°C. A umidade relativa do ar, bastante elevada, apresenta valores médios anuais da ordem de 82,9%.

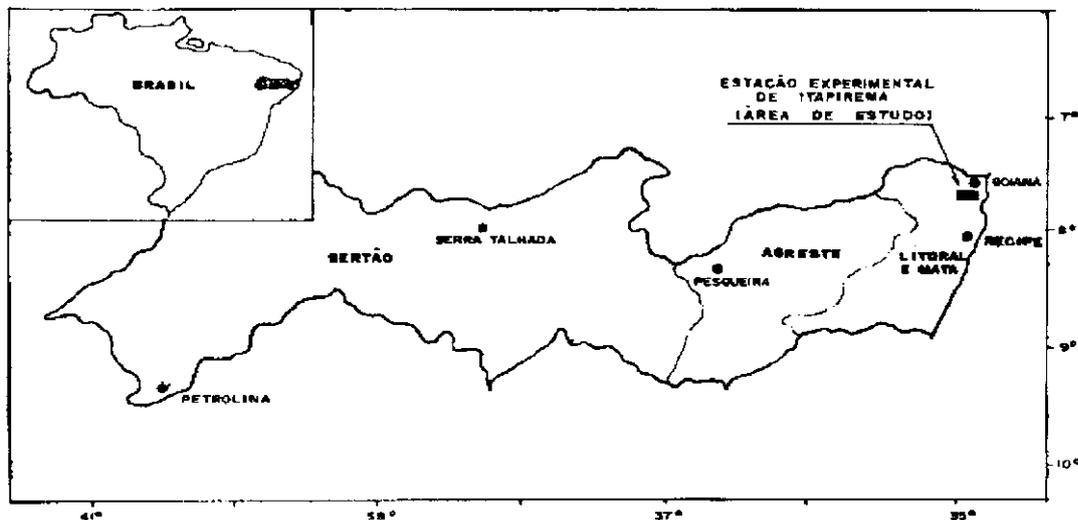


Figura 2- Localização de Estado de Pernambuco em relação ao Brasil, e da área em relação ao Estado ( JACOMINE et al., 1973).

### 3.2.2. Geologia e material de origem

O quadro geológico da região estudada, segundo HAYNES (1970), é caracterizado pela presença de sedimentos terciários do Grupo Barreiras, constituído por depósitos clásticos de granulação fina e grossa. O material sedimentado, que inclui desde argilas e areias de coloração e aspectos variados, se dispõe em estratificações quase horizontais. O Grupo Barreiras, refletindo sua origem, apresenta em geral superfícies planas ou ligeiramente onduladas com declives raramente excedendo a 3%. Provavelmente de idade pliocênica, este grupo constitui os tabuleiros costeiros que são elevações baixas e planas, aparentemente uniformes, mais com grande variação quanto a granulometria dos sedimentos. Em Pernambuco, apresentam maior largura ao norte (cerca de 30 Km) e se

estendem em faixa contínua e paralela ao litoral norte, enquanto que para o sul, tornam-se estreitos e descontínuos (Figura 3).

### 3.2.3. Características gerais e distribuição geográfica do solo

Compreende solos minerais com horizontes B podzol, normalmente apresentando uma seqüência de horizontes A-E-B-C. O horizonte A é bastante espesso tendo comumente o horizonte de eluviação (E) como infrajacente. O horizonte B apresenta maior concentração de matéria orgânica aluvial na parte superior e acumulação de compostos amorfos de alumínio com ou sem acompanhamento de compostos de ferro, na parte subjacente, constituindo o material compacto e impermeável conhecida como duripã. No Brasil, segundo Oliveira et al. (1992), os podzóis ocorrem mais expressivamente em áreas ao extremo noroeste do Estado do Amazonas e no centro sul de Roraima, associados às areias quartzosas hidromórficas. No Nordeste há ocorrência nas baixadas litorâneas e nos tabuleiros costeiros, estando relacionadas aos sedimentos do Grupo barreiras, principalmente nos estados de Alagoas, Sergipe, Rio Grande do Norte e Paraíba, onde neste último, ocorre uma mancha mais expressiva.

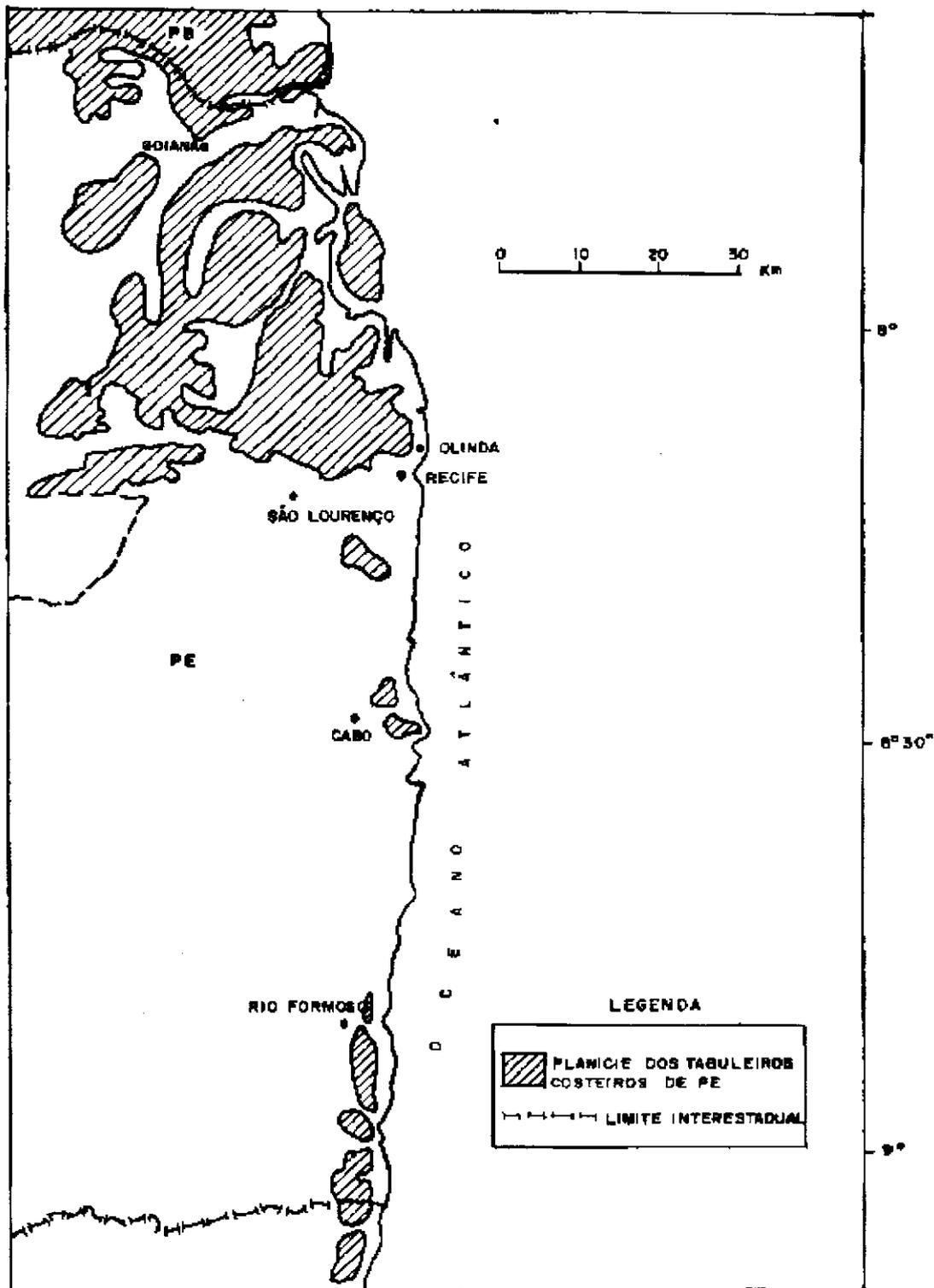


Figura 3- Distribuição dos tabuleiros na faixa costeira de Pernambuco (HAYNES,1970)

### 3.3. Experimentação e análises

#### 3.3.1. Material poroso

O material poroso utilizado como material base no modelo físico, foi coletado a partir de uma trincheira aberta em local escolhido com base no levantamento detalhado de solos da Estação Experimental de Itapirema, segundo PANOSO et al. (1969), situada em área levemente abaciada com pequena elevação, de declividade variando entre 0,0 a 2,5% e com altitude aproximada de 70 metros. A amostra coletada, contendo 3,0m<sup>3</sup> de solo, foi retirada na profundidade de 50 - 90 cm, conforme as recomendações de BENTLEY & SKAGGS (1993), GUITTENS (1967) e LUTHIN (1967), de um perfil representativo da área em estudo, equivalente a aproximadamente 20 ha. Segundo a classificação e a descrição morfológica do perfil do solo em questão (Anexos 1 e 2), verifica-se que o mesmo possui um duripã a uma profundidade de 112 cm, constituindo-se, portanto, numa camada de impedimento para as estratificações superiores e uma limitação ao fluxo saturado. Durante o processo de coleta do material no perfil, não houve presença de níveis de lençol freático na zona de coleta; por outro lado, a presença de mosqueado proeminente, caracterizou uma drenagem imperfeita devido à presença do estrato impermeável. Na Figura 4 é mostrado um perfil estatigráfico do solo e uma foto do mesmo mostrando as estratificações. O resultado da distribuição granulométrica do perfil encontra-se na Tabela 2 A partir das análises físicas (Anexo 3) determinadas no Laboratório de Física do Solo da Universidade Federal Rural de Pernambuco, com as metodologias descritas pela EMBRAPA (1979), foram elaboradas as curvas granulométricas. A condutividade hidráulica do solo, usado como meio poroso no experimento, foi de 1,93 m/dia, cujas medidas em laboratório foram feitas impondo-se condições de regime permanente ao fluxo da água através de um volume de solo e medindo-se a densidade de fluxo. A porosidade efetiva foi determinada através da Equação 2.3, utilizando-se os valores de densidade global, densidade das partículas e umidade residual a 1/10 de atmosfera, determinados em laboratório. A curva do solo coletado, referente ao horizonte E<sub>2</sub>, de textura arenosa, que foi utilizado no preenchimento do modelo físico, encontra-se destacada na Figura 5.

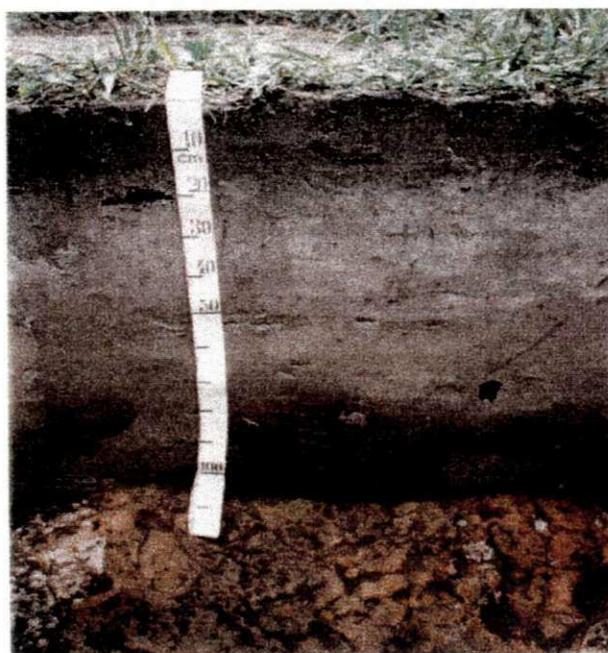
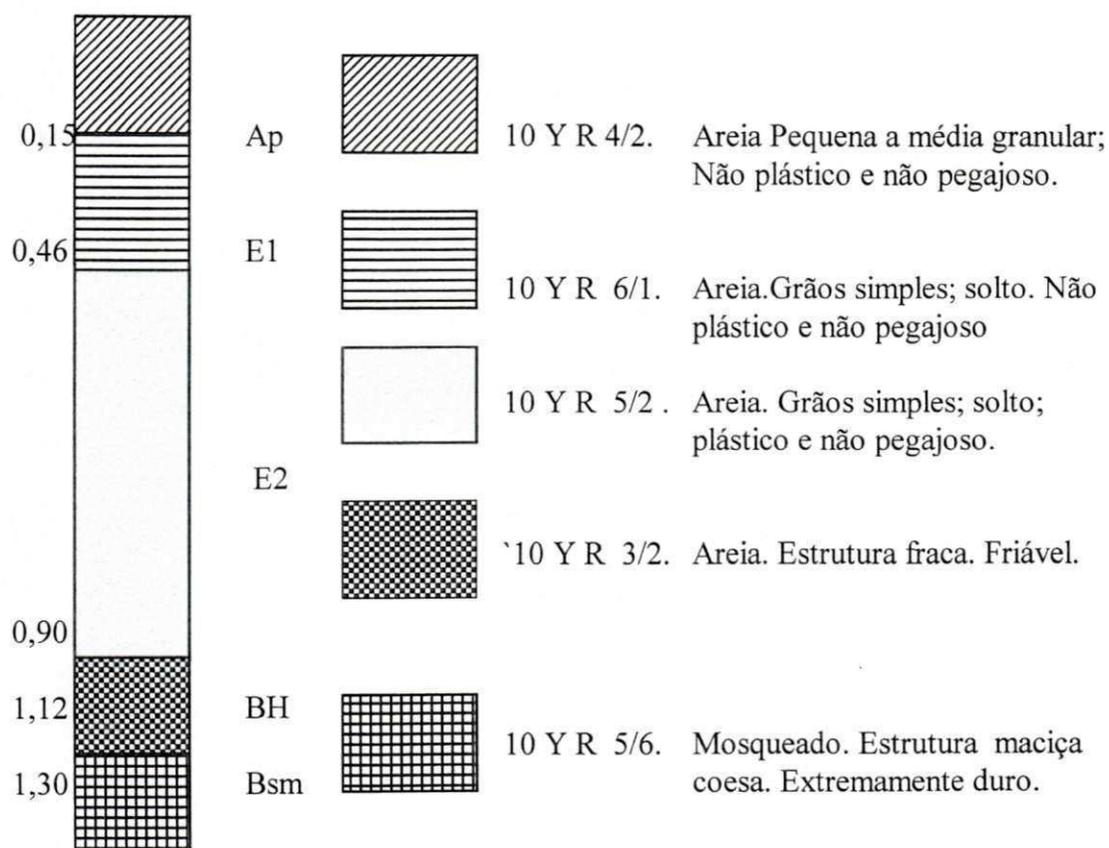
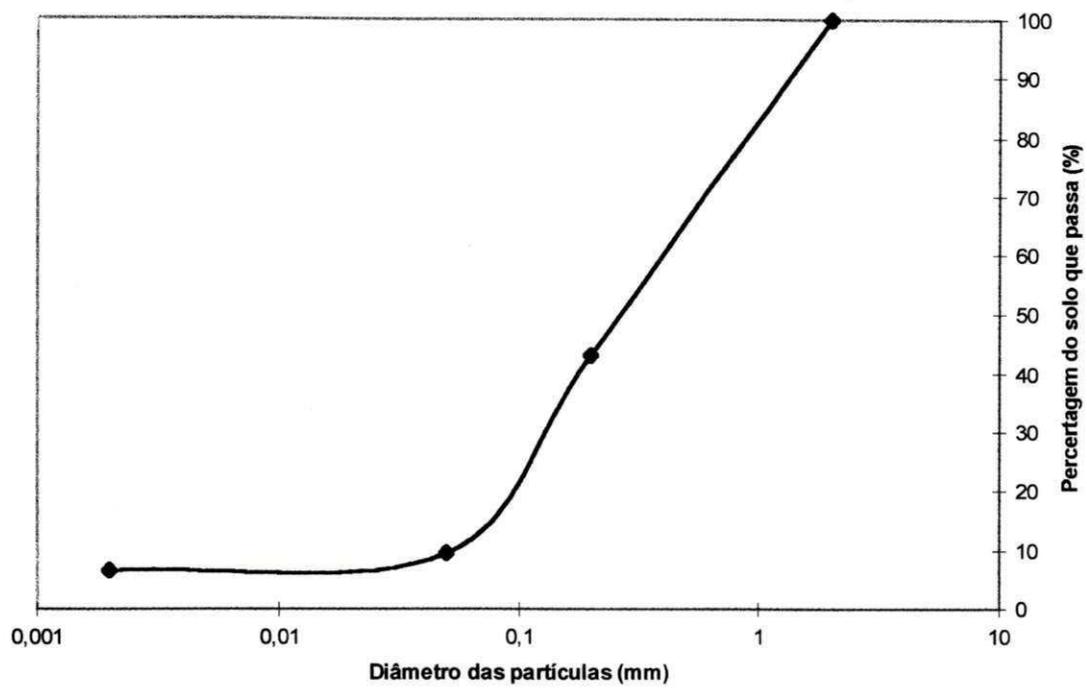


Figura 4 - Foto e perfil estatigráfico do solo

**Tabela 2 - Distribuição granulométrica do perfil do solo**

<b>Horizonte</b>	<b>Profundidade ( cm )</b>	<b>Areia grossa(%) 2 - 0,2</b>	<b>Areia fina(%) 0,2 - 0,05</b>	<b>Silte(%) 0,05 - 0,002</b>	<b>Argila(%) &lt; 0.002 mm</b>
<b>Ap</b>	0 - 15	59,33	30,19	4,00	6,48
<b>E<sub>1</sub></b>	15 - 46	66,41	25,69	3,36	4,55
<b>E<sub>2</sub></b>	46 - 90	56,87	33,65	3,00	6,48
<b>Bh</b>	90 - 112	57,91	32,61	3,67	5,81
<b>Bsm</b>	112 - 130	57,78	28,74	7,00	6,48



**Figura 5 - Curva granulométrica do solo utilizado no modelo físico, referente ao horizonte E<sub>2</sub>**

### 3.3.2. Modelo horizontal de tanque de areia

Na Figura 6 encontra-se a foto do modelo horizontal de tanque de areia, desenvolvido nesta pesquisa, similar ao descrito por ZUIDEMA & SCHOLTEN (1978) e SEKENDAR (1984).



**Figura 6- Modelo Horizontal de Tanque de Areia**

### 3.3.3. Material envoltório

A seleção do material utilizado como envoltório no experimento seguiu os critérios do SOIL CONSERVATION SERVICE (1973) e do BUREAU OF RECLAMATION (1978). No primeiro, tais especificações consideram que o envoltório deve atuar como um filtro no sistema drenante, portanto, tanto a espessura ao redor do dreno como a graduação das partículas são fatores importantes na sua forma de ação. O segundo busca no dimensionamento do material filtrante a característica de função hidráulica, resultando numa maior amplitude granulométrica e permitindo maior quantidade de material grosso no envelope. No experimento objeto desse estudo foram utilizados os seguintes envoltórios como componentes dos sistemas drenantes: **Material inorgânico** - filtro de areia grossa, dimensionado para reter partículas de solo, oriunda de leito de rio, conhecida popularmente como “areia lavada”, de condutividade hidráulica igual a  $63,9 \text{ m.dia}^{-1}$ . Deste material, foram usados no modelo físico os seguintes volumes:  $0,040 \text{ m}^3$ ,  $0,056 \text{ m}^3$  e  $0,044 \text{ m}^3$  para os drenos de PVC liso, flexível e cerâmico, respectivamente, com espessura de aproximadamente 10,0 cm, segundo as recomendações do BUREAU OF RECLAMATION (1978). **Material sintético** - manta sintética de poliéster, conhecida comercialmente por Bidim, tipo XT4, fabricada a partir de filamentos contínuos de poliéster interligados mecanicamente por agulhagem. Segundo o fabricante, este geotêxtil possui as seguintes especificações técnicas relativas às propriedades físicas e hidráulicas: espessura de 1,9 mm, porosidade de 93%, condutividade hidráulica de  $345,6 \text{ m.dia}^{-1}$  e abertura de filtração de  $140 \mu \text{ m}$ . Usou-se no experimento faixas com 1,00 m de comprimento por 0,30 m de largura, que foram enroladas nos tubos dreno de forma espiralada em laçadas, usando-se um fio de nylon de 0,50mm de espessura e de grande tenacidade. O geotêxtil diferiu do outro tipo de envoltório principalmente por sua reduzida espessura.

### 3.3.4. Tubos drenantes

Foram escolhidos para o experimento três tipos de tubos drenantes de características diferenciadas. Tubo liso de PVC para esgoto, de diâmetro nominal de 50mm, com 51 perfurações, as quais foram distribuídas em três fileiras na sua superfície, seguindo

uma disposição angular de  $120^{\circ}$ . Contados a partir do eixo do tubo, cada fileira conteve 17 furos, espaçados de 5,90 cm e afastados radialmente de 5,20 cm. Os furos foram feitos com uma broca de  $\frac{1}{4}$ " de diâmetro, o que significa uma área por furo de aproximadamente  $0,314 \text{ cm}^2$  perfazendo uma superfície perfurada de aproximadamente  $16 \text{ cm}^2$  por metro de tubo (GONZAGA, 1994). Tubo cerâmico tipo manilha com diâmetro nominal de 50 mm e comprimento de 30 cm, sem bolsa, instalados de forma contínua, em contato um com outro. As imperfeições por irregularidades nas extremidades funcionaram como juntas com aberturas que variaram de 1 a 3 mm, conforme PIZZARO (1978) e BUREC (1978). Segundo tal disposição, a área de entrada por metro linear de tubo variou de 6,0 a  $18,0 \text{ cm}^2$ . Tubo dreno flexível KANANET, fabricado em polietileno de alta densidade com diâmetro nominal de 3" polegadas (75mm), e de acordo com o catálogo do fabricante, possui um diâmetro interno de 66 mm e uma área aberta de  $110,0 \text{ cm}^2$  por metro de tubo. Cada sistema drenante usado no experimento foi constituído de um tipo de envoltório e um tubo dreno. Todos foram instalados no modelo físico com um comprimento de 1,30 m e analisados seus desempenhos em apenas 1,0 m, sendo o restante utilizado apenas como parte complementar do dreno responsável pelos excedentes. Na Tabela 3 são apresentadas as características de cada sistema drenante. O procedimento de montagem e de condução do experimento no modelo horizontal de tanque de areia teve início com a colocação do solo na câmara de fluxo, após o mesmo ter sido seco ao ar e passado em peneira de 4.0 mm, para facilitar a formação de um meio poroso homogêneo. O preenchimento se deu em camadas de 10 em 10 cm de espessura, as quais foram acomodadas e umedecidas para evitar grandes acamamentos do material. Ainda na câmara, quando a camada de solo estava com aproximadamente 30 cm de espessura, foi cuidadosamente instalado um sistema drenante no seu interior para depois ser preenchida, segundo o critério de homogeneização, até atingir uma altura de 40 cm acima do dreno. Nas instalações dos sistemas drenantes onde foi usada a manta sintética e naqueles sem envoltório, seguiram-se os processos mencionados anteriormente. Apenas na utilização do envoltório de areia grossa foi necessário o uso de duas chapas em alumínio, com dimensões de  $94,0 \times 36,0 \times 0,1 \text{ cm}$ , separadas a 24,0 cm, que serviram de gabarito na colocação do envoltório. A colocação deste material se deu, observando-se a espessura aproximada de 10 cm em torno do dreno e

a disposição dos piezômetros. Após atingir a espessura pré-determinada, o gabarito foi cuidadosamente retirado, complementando-se o volume de solo. As quantidades de material base usados na câmara de fluxo foram de  $0,34 \text{ m}^3$ , quando o sistema drenante era sem envoltório ou com a manta sintética, e  $0,30 \text{ m}^3$  quando o sistema drenante foi composto de areia grossa e tubo de PVC liso. Ao se fazer uso do tubo dreno flexível e tubo cerâmico, ambos com areia grossa, os volumes de envoltório foram de  $0,056 \text{ m}^3$  e  $0,047 \text{ m}^3$ , respectivamente. Inicialmente com o dreno fechado, o tanque externo era abastecido através de uma mangueira que fornecia água ao modelo até quando o nível de encharcamento do solo, na câmara de fluxo, fosse atingido, o qual era constatado pelo posicionamento dos níveis hidráulicos nos piezômetros. O fluxo ascendente no tanque externo simulava a elevação do lençol freático, como ocorre naturalmente. Após o fornecimento de água ser interrompido, os drenos eram abertos de modo a permitir que houvesse rebaixamento no nível do freático e registro das leituras e do tempo de drenagem. Procedeu-se desta forma até que fosse verificada a descarga mínima em cada sistema drenante, coincidindo com um volume drenado de 130 litros. O tempo de drenagem variou de no mínimo 30 minutos, quando utilizou-se o sistema drenante de areia grossa e tubo PVC liso, e no máximo 6,0 horas no uso do tubo cerâmico sem envoltório. Dos testes realizados, foram considerados os dados de drenagem relacionados com volumes e cargas hidráulicas, medidos desde à condição de encharcamento até a uma situação de descarga mínima dos sistemas, caracterizando, nestas condições, o regime de fluxo variável. Dois recipientes, graduados de 10 em 10 litros, foram utilizados para auxiliar no registro da descarga a cada 10 litros de coleta.

**Tabela 3 - Características de cada sistema drenante**

Tubo drenante	Diâmetro nominal ( mm )	Área de entrada ( cm <sup>2</sup> . m <sup>-1</sup> )	Tipo de envoltório	Espessura ( mm )	Condutividade hidráulica ( m / dia )
			Areia grossa	100	63,9
Tubo dreno flexível	75	110	Manta sintética	1,9	345,9
			Sem envoltório	-	-
			Areia grossa	100	63,9
Tubo de PVC liso	50	16	Manta sintética	1,9	345,9
			Sem envoltório	-	-
			Areia grossa	100	63,9
Tubo cerâmico	50	18	Manta sintética	1,9	345,9
			Sem envoltório	-	-

### 3.3.5. Avaliação do desempenho dos sistemas drenantes

Na avaliação do desempenho dos sistemas drenantes foram considerados os valores da carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ), e da resistência oferecida ao fluxo para o interior do tubo de drenagem, ( $W_e$ ), foi feita com base nos critérios apresentados nas Tabelas 4 e 6.

**Tabela 4 - Desempenho de um sistema de drenagem em função da carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ) e da resistência de entrada ( $W_e$ ) (WESSELING & SOMEREN, 1972)**

<b>Desempenho</b>	<b><math>h_e</math> (m)</b>	<b><math>W_e</math> (dias.m<sup>-1</sup>)</b>
<b>Muito bom</b>	< 0,05	< 0,475
<b>Bom</b>	0,05 - 0,10	0,475 - 0,95
<b>Moderado</b>	0,10 - 0,25	0,95 - 2,40
<b>Ruim</b>	0,25 - 0,50	2,40 - 4,75
<b>Intolerável</b>	> 0,50	> 4,75

Ainda segundo os mesmos autores, outro critério proposto na classificação do desempenho de sistemas drenantes leva em consideração os valores de  $W_e$  e o parâmetro de resistência de entrada ( $\alpha$ ), tanto para as condições de campo como para pesquisas em laboratório, tendo como base a mesma descarga e um espaçamento entre drenos de 15 m. Na Tabela 5 são apresentados os valores de  $W_e$  e  $\alpha$  para diferentes permeabilidades do solo.

**Tabela 5 - Resistência de entrada ( $W_e$ ) e parâmetro de resistência de entrada ( $\alpha$ ) como critério de desempenho de drenos (WESSELING & VAN SOMEREN, 1972).**

Desempenho	$W_e$ (dia.m <sup>-1</sup> )	Valores máximos do parâmetro ( $\alpha$ ) para diferentes permeabilidades do solo K (m.dia <sup>-1</sup> )			
		0,25	0,50	1,00	2,00
Muito bom	< 0,475	0,12	0,24	0,48	0,92
Bom	0,475 - 0,950	0,24	0,48	0,95	1,90
Moderado	0,950 - 2,400	0,60	1,20	2,40	4,80
Ruim	2,400 - 4,750	1,20	2,40	4,80	9,60
Intolerável	> 4,750	-	-	-	-

DIELEMAN & TRAFFORD (1976) apresentam valores indicativos para exame do desempenho das linhas de drenos em função de  $h_e$ , razão  $h_e/h_{tot}$  e da  $W_e$ , conforme indicados na Tabela 6.

**Tabela 6 - Desempenho das linhas de drenos em função da carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ), razão da carga de entrada/carga hidráulica total ( $h_e/h_{tot}$ ) e da resistência de entrada ( $W_e$ ) (DIELEMAN & TRAFFORD, 1976).**

Desempenho	Carga $h_e$ (m)	Relação $h_e/h_{tot}$	Resistência $W_e$ (dias.m <sup>-1</sup> )
Muito bom	< 0,15	< 0,20	< 0,75
Regular	0,15 - 0,30	0,20 - 0,40	0,75 - 1,50
Ruim	0,30 - 0,45	0,40 - 0,60	1,50 - 2,25
Muito ruim	> 0,45	> 0,60	> 2,25

SMEDEMA & RYCROFT (1983) sugerem como limites para valores do parâmetro  $\alpha$ , aqueles indicados na Tabela 7.

**Tabela 7 - Limites para valores do parâmetro de resistência de entrada ( $\alpha$ ) (SMEDEMA & RYCROFT, 1983)**

Tipo do tubo	$\alpha$
argila e concreto	0,4 - 2,0
plástico liso	0,4 - 0,6
plástico corrugado	0,05 - 0,1

Para atingir as metas de avaliação do desempenho dos sistemas drenantes, foram realizados vinte e sete ensaios, organizados de forma que cada sistema tivesse três repetições. Deste modo, após a instalação e acomodação dos mesmos no modelo horizontal, teve início ao procedimento de condução do experimento. Os valores das cargas hidráulicas foram coletadas nos piezômetros instalados perpendicularmente ao dreno e dispostos segundo a vista lateral apresentada no detalhe construtivo do modelo (Anexo - B). As leituras dos piezômetros foram realizadas num painel de leitura, localizado na parte externa do modelo, à partir das cargas hidráulicas registradas no seu interior. Das informações dos diversos piezômetros instalados no painel de leitura, foram elaboradas planilhas contendo dados brutos dos valores de cargas hidráulicas de cada teste, aos quais foram submetidos cada sistema drenante. Os valores médios referentes aos parâmetros de desempenho hidráulico dos sistemas drenantes encontram-se discriminados nos Anexos A-5 a A-13, os quais foram calculados segundo os seguintes critérios:

- Tempo de drenagem ( $\Delta t$ ) - tempo acumulado de descarga para cada intervalo de leitura;
- Carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ) - diferença entre as cargas hidráulicas dos piezômetros localizados na adjacência do dreno mais envoltório e outro localizado no interior do dreno;

- Carga hidráulica total ( $h_{tot}$ ) - valor da carga hidráulica nos piezômetros localizados na extremidade
- Razão  $h_e/h_{tot}$  - relação entre os valores da carga hidráulica de entrada e da carga hidráulica total;
- Descarga unitária de fluxo ( $q_u$ ) - valores da descarga dos sistemas drenantes por metro de comprimento de dreno;
- Resistência de entrada ( $W_e$ ) - relação entre os valores da carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ) e a descarga unitária de fluxo ( $q_u$ );
- Parâmetro de resistência de entrada ( $\alpha$ ) - produto dos valores da resistência de entrada e o da condutividade hidráulica do solo.

### 3.3.6. Procedimento de análises estatísticas

Após cada ensaio com os sistemas drenantes, os valores de  $h_e$ ,  $h_{tot}$ , razão  $h_e/h_{tot}$ ,  $q_u$ ,  $W_e$  e  $\alpha$ , foram relacionados e analisados estatisticamente. Com o intuito de avaliar o efeito dos tratamentos nos parâmetros hidráulicos, efetuou-se análise de variância para a média dos valores dos parâmetros  $h_e$ , razão  $h_e/h_{tot}$  e  $W_e$ . O teste de Tukey ao nível de 5% de probabilidade, foi aplicado no contrastes das médias dos parâmetros testados, conforme sugestões de FERREIRA (1991). Um delineamento experimental tipo fatorial em ensaio inteiramente casualizado, com nove tratamentos e três repetições, foi utilizado para avaliar o comportamento dos sistemas drenantes nas interações: tipos de tubos dreno versus tipos de envoltórios (primeira interação) e tipos de envoltórios versus tipos de tubos dreno (segunda interação), conforme GOMES (1978). A Tabela 8 mostra os tratamentos a que foram submetidos os sistemas drenantes, conforme o tipo de dreno e envoltório. Mediante a determinação das médias aritméticas e de valores medianos, conforme sugestões apresentadas por DIELEMAN & TRAFFORD (1976), analisou-se os valores dos parâmetros  $h_e$ , razão  $h_e/h_{tot}$  e  $W_e$ . Os valores desses parâmetros encontram-se nas Tabelas A-14 a A-22 em ordem de magnitude e respectivas probabilidades. Dessas Tabelas, com uma probabilidade de 50% foram obtidos os valores medianos. Análises de regressão linear foram feitas entre os parâmetros carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ) e descarga unitária de

fluxo ( $q_u$ ), visando, através dos valores do coeficiente angular das retas de cada sistema drenante testado, obter-se suas respectivas resistências de entrada.

**Tabela 8- Tipos de sistemas drenantes**

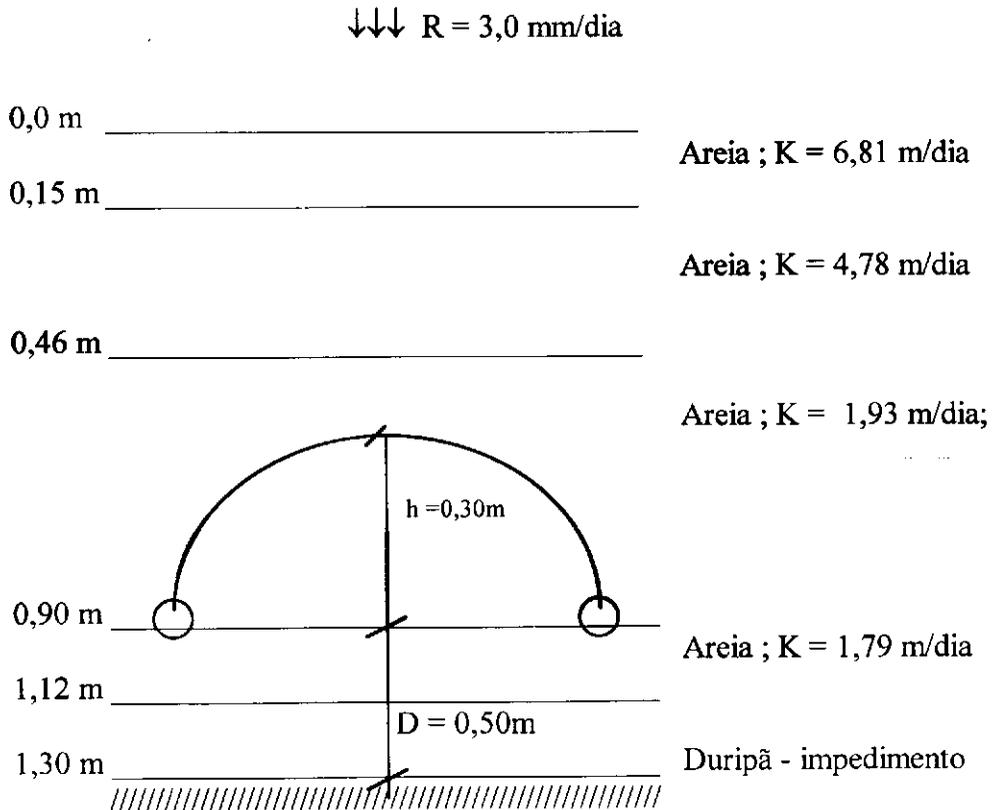
<b>Tipo de dreno ( A )</b>	<b>Tipo de envoltório ( B )</b>	<b>Tipos de sistemas drenantes ( C )</b>
	Sem envoltório (B1)	Tubo de PVC liso sem envoltório (A1B1)
Tubo de PVC liso (A1)	Areia grossa (B2)	Tubo de PVC liso com areia grossa (A1B2)
	Mantasintética (B3)	Tubo de PVC liso com manta sintética (A1B3)
	Sem envoltório (B1)	Tubo cerâmico sem envoltório (A2B1)
Tubo cerâmico (A2)	Areia grossa (B2)	Tubo cerâmico com areia grossa (A2B2)
	Mantasintética (B3)	Tubo cerâmico com manta sintética (A2B3)
	Sem envoltório (B1)	Tubo dreno flexível sem envoltório (A3B1)
Tubo dreno flexível (A3)	Areia grossa (B2)	Tubo dreno flexível com areia grossa (A3B2)
	Mantasintética (B3)	Tubo dreno flexível com manta sintética (A3B3)

### 3.3.7. Avaliação da quantidade de sedimentos nos sistemas drenantes estudados

O carreamento de solo para os drenos foi determinado a partir da massa de material poroso retido nos drenos após o término de cada experimento. Ao final de cada ensaio os drenos eram lavados, sob pressão de jato d'água, para retirar toda a quantidade de sedimentos que se instalou no interior do dreno. Todo este material foi então passado numa peneira com abertura de 0,053mm que permitiu reter a areia total. O material retido foi secado em estufa, pesado e passado numa peneira de 0,21mm para separar a fração areia. Optou-se por reter e pesar apenas essa fração areia, devido o solo empregado como meio poroso, apresentar uma quantidade muito pequena de silte e argila. Todo o material poroso sedimentado foi quantificado e expresso em gramas por metro linear de tubo.

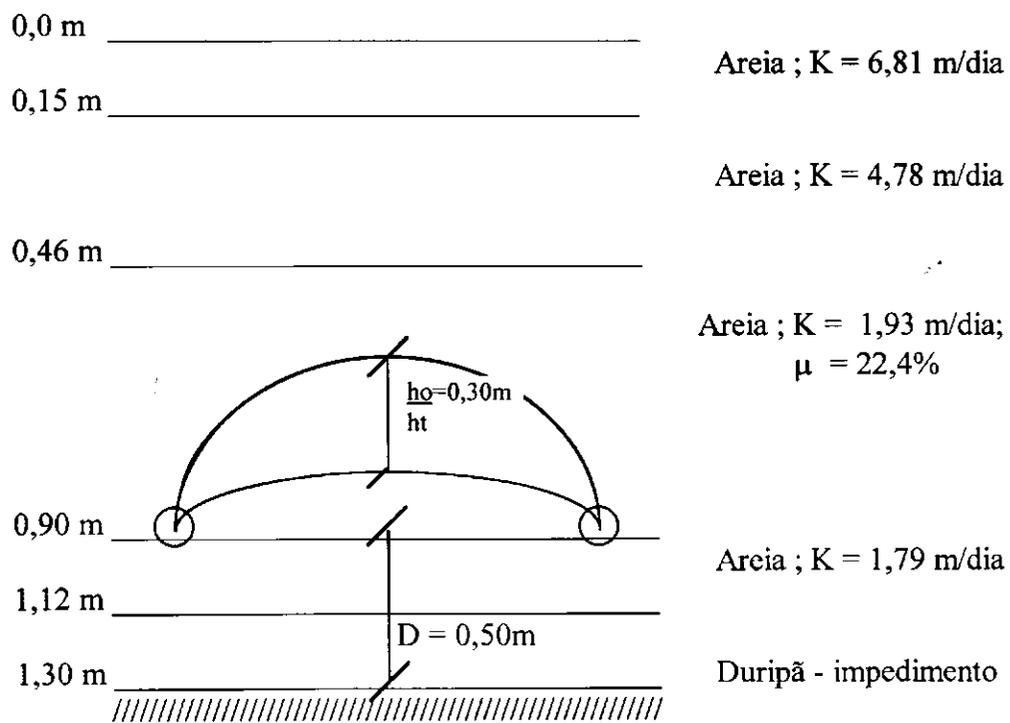
### 3.3.8. Critério de drenagem e avaliação do efeito do envoltório no espaçamento entre drenos

A partir do perfil estratigráfico do solo (Figura 4), foi idealizado um modelo de fluxo para regime permanente onde considerou-se como recarga normativa e carga hidráulica estacionária média os valores de  $3,0 \text{ mm.dia}^{-1}$  e  $0,30 \text{ m}$ , respectivamente FAO (1985). Na região do aquífero, onde ocorrem as transferências de fluxo saturado (Figura 7) foram assumidas, segundo os dados de campo, uma condutividade hidráulica igual a  $1,93 \text{ m/dia}$  e a profundidade da camada impermeável  $0,50 \text{ m}$ . Para o modelo conceituado foi calculado o espaçamento para um mesmo tipo de dreno, com envoltório e sem envoltório, com o objetivo de avaliar o efeito da resistência de entrada dos sistemas drenantes, no espaçamento entre drenes, desde que o parâmetro  $W_e$ , raio de tubo mais o envoltório ( $r_r$ ) sejam considerados, a Equação (2.16) pode ser usada no cálculo do espaçamento entre drenos.



**Figura 7- Modelo de fluxo do aquífero para regime permanente**

Ainda de acordo com o mesmo perfil estratigráfico, um outro modelo de fluxo, agora para o regime não-permanente, mostra os valores de porosidade efetiva ( $\mu = 22,4\%$ ), condutividade hidráulica ( $K=1,93 \text{ m.dia}^{-1}$ ), profundidade da camada impermeável ( $D = 0,50\text{m}$ ) e a razão entre os níveis freático inicial e final ( $h_0/h_t = 0,30\text{m}$ ) para um tempo de drenagem de 8 dias, relacionados à região do aquífero (Figura 8). De acordo com esse modelo, a determinação do espaçamento requerido, nas diferentes combinações de sistemas drenantes, se deu usando-se na Equação (2.33) os parâmetros de resistência de entrada, além dos valores mencionados anteriormente.

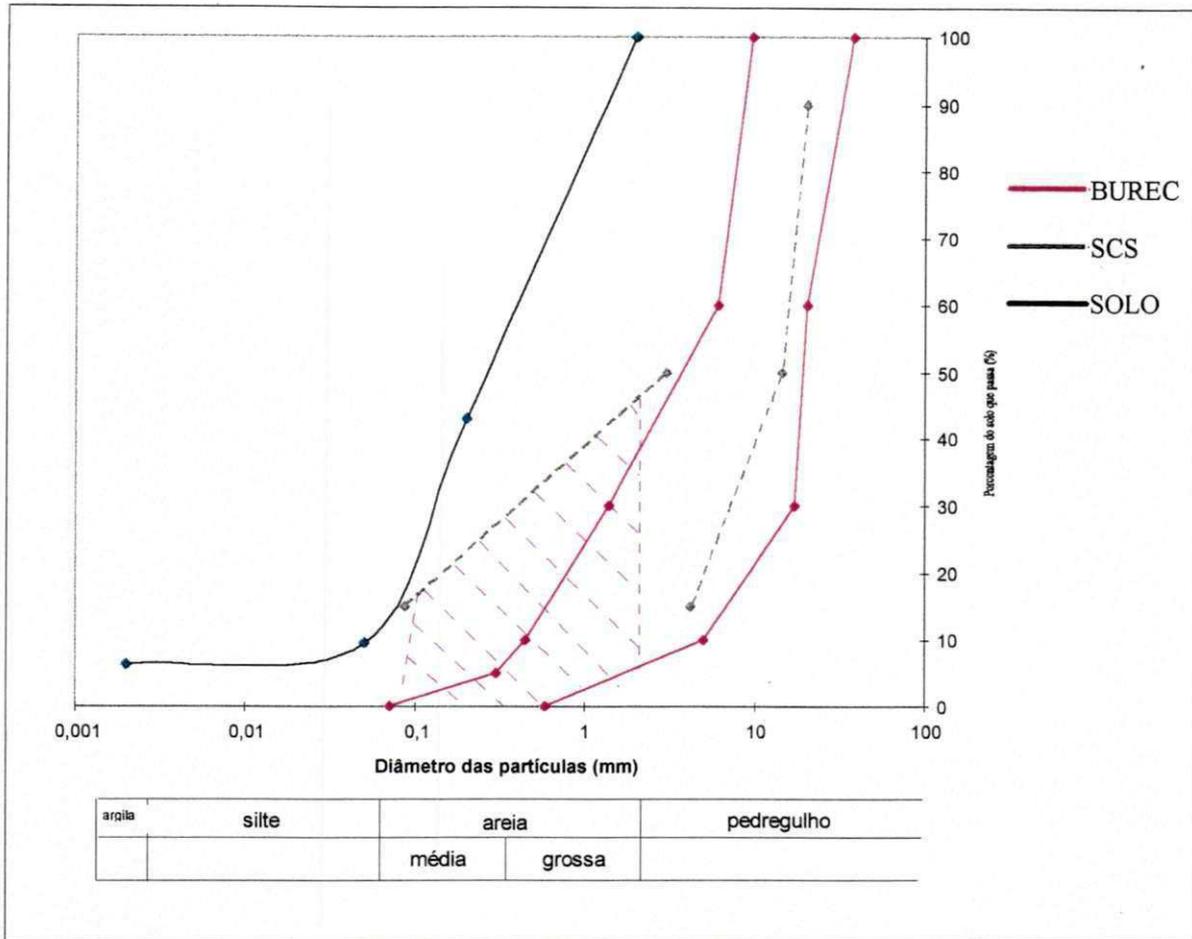


**Figura 8 - Modelo de fluxo do aquífero para regime não-permanente**

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1. Características físicas do material drenante

As análises físicas do solo, considerando os critérios do BUREC e SCS-USDA para seleção de material a ser utilizado como envoltório, revelaram que as curvas de distribuição granulométrica do material inorgânico abrangeram uma faixa de material (área hachureada) cujo diâmetro das partículas variaram de 0,074 e 37,500mm entre os limites máximos e mínimos desses critérios, constituindo assim de fração areia, em sua maior parte, o envoltório de material inorgânico (Figura 9). Alguns pontos característicos da curva de distribuição do tamanho das partículas, do solo e do envoltório, são dados na Tabela 9, onde observa-se que 85% do total do solo que passa, possui partículas com diâmetros inferiores a 1,100 mm ( $d_{85} = 1,100\text{mm}$ ) e 50% do total do solo que passa, possui partículas com diâmetros inferiores a 0,250mm ( $d_{50} = 0,250\text{mm}$ ).



**Figura 9 - Curva granulométrica dos filtros, segundo os critérios do SCS e BUREC**

**Tabela 9- Dimensionamento dos envelopes usando os critérios do SCS e USBR**

$d_m$ (mm)	Tamanho das partículas (mm)				
	Solo	Envelope			
		Critério SCS			Critério USBR
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
$d_0$				0,074	0,580
$d_5$	0,002			0,300	
$d_{10}$	0,052			0,440	5,000
$d_{15}$	0,072	0,860	4,180		
$d_{30}$	0,130			1,350	17,000
$d_{50}$	0,250	3,000	14,500		
$d_{60}$	0,370			6,000	20,000
$d_{85}$	1,100				
$d_{100}$	2,000			9,400	37,500

## 4.2. Desenvolvimento do modelo horizontal

O protótipo físico implantado em laboratório consistiu de uma câmara de fluxo em chapa de ferro com espessura de 0,60 mm e furos de 0,70 mm, de 100 cm de comprimento por 60 cm de largura instalada no interior de um tanque em chapa de ferro com 1,4 mm de espessura, com as seguintes dimensões: 100 x 115 x 100 cm. As paredes perfuradas da câmara de fluxo permitiram que a água penetrasse no material poroso, formando um fluxo horizontal ao longo da extensão do dreno e um outro, aproximadamente radial, na parte inferior da câmara. Para obtenção dos dados referentes aos níveis de água necessários ao cálculo das cargas hidráulicas, instalou-se no modelo um conjunto de piezômetros de forma horizontal que, no sentido longitudinal ao eixo do dreno, ficaram dispostos em ambos os lados e justapostos, nas respectivas distâncias de: 5,0; 8,0; 10,0; 15,0 e 25,0 cm a partir do centro do dreno. Um outro a mais foi colocado no centro do dreno e disposto de forma idêntica. Todos os piezômetros dentro da câmara de fluxo, inclusive o interno ao dreno, foram confeccionados em mangueira de cristal plástica de 0,4 mm de diâmetro, com comprimento de 50 cm. Os piezômetros foram conectados através de pinos vazados a um painel de leituras de cargas hidráulicas. Este, por conseguinte, medindo 60 x 70 cm, foi confeccionado em madeira e instalado na parte externa do tanque, onde foram afixados os piezômetros. Para evitar a entrada de sedimentos nos piezômetros, utilizou-se uma manta sintética para cobri-los externamente em aproximadamente 3,0 cm a partir de sua extremidade. No tanque externo foram instalados um monitor de nível hidráulico, um extravasor com 1" de diâmetro, controlado por uma manivela para manter constante níveis de cargas hidráulicas durante a realização do experimento em regime permanente, e um outro extravasador situado na parte inferior do tanque para retirada completa da água. O sistema de abastecimento do modelo horizontal consiste de um tubo plástico com diâmetro de 3/4", o qual a partir de uma alimentação externa abastece o tanque no fundo, evitando com isto que haja perturbação do nível hidráulico. No Anexo B encontra-se a prancha com detalhes construtivos do modelo horizontal de tanque de areia usado no experimento de laboratório, sendo uma modificação do que foi empregado pelo

Scientific Department of the Ijsselmeer Polder Development Authority (RIJP) da Holanda em testes de materiais filtrantes e de novos tubos drenos.

#### 4.3. Efeito dos tratamentos

O resultado da análise de variância para o parâmetro carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ), apresentada no Anexo A4, mostra que os sistemas drenantes testados tiveram um comportamento significativo ao nível de 5% de probabilidade, tendo como média geral o valor de 6,29 cm com um coeficiente de variação de 6,15%, que indica uma ótima precisão experimental. Os valores médios da  $h_e$ , apresentados na Tabela 10, obtidas do delineamento experimental, revelaram, na interação tipos de drenos versus tipos de envoltórios, que os valores médios apresentados pelo tubo cerâmico e o flexível, não diferem estatisticamente de acordo com o teste de Tukey ao nível de 5% de probabilidade, ou seja, os tubos drenos possuem comportamentos semelhantes. Constatou-se, também, que o tubo cerâmico apresentou o maior ( 13,48 cm ) e o menor ( 1,56 cm ) valor de  $h_e$ , apesar de não diferir estatisticamente dos sistemas drenantes tubo flexível com areia grossa, tubo flexível com manta sintética, tubo cerâmico com areia grossa e tubo cerâmico com manta sintética, respectivamente. Na segunda interação, onde está se verificando o efeito dos tipos de envoltórios sobre os tipos de drenos, os valores médios de  $h_e$ , conforme mostrado na Tabela 10, indicam que os tipos de envoltórios diferiram estatisticamente, de acordo com o teste de Tukey ao nível de 5% de probabilidade, isto é, os tipos de envoltórios tem comportamentos diferentes quanto a carga hidráulica de entrada. Observou-se, também, que o envoltório de areia grossa apresentou o menor valor para o parâmetro analisado, apesar de não diferir estatisticamente do sistema drenante tubo de PVC liso com areia lavada. Concluiu-se, portanto, que para o parâmetro  $h_e$  a combinação tubo cerâmico e areia grossa, apresenta menor valor para este parâmetro. Isto se deve ao fato das propriedades hidráulicas do envoltório criarem condições favoráveis para haver transmissividade no meio de contato entre o material poroso e o envoltório. Devido este último possuir uma condutividade hidráulica superior à do material poroso na ordem de 34 vezes, confirma-se então a teoria de Cavelaars (1974), a qual afirma que para compensar a resistência oferecida ao fluxo para

o interior do tubo, o material envoltório deve possuir uma condutividade hidráulica da ordem de 4 a 8 vezes a do material poroso. A análise de variância feita para a razão entre  $h_e/h_{tot}$ , mostrado no Anexo A4, revela que os sistemas drenantes tiveram um comportamento significativo ao nível de 5% de probabilidade, tendo como média geral o valor de 0,44 com um coeficiente de variação de 14,67%. Referindo-se aos valores médios da razão  $h_e/h_{tot}$  conforme Tabela 11, observa-se que os valores médios da primeira interação, não diferiram estatisticamente, de acordo com o teste de Tukey, ao nível de 5% de probabilidade, ou seja, os tubos drenos possuem comportamentos semelhantes quanto a razão  $h_e/h_{tot}$ . Observou-se, também, que o tubo cerâmico interagindo com os tipos de envoltórios, apresentou com a areia grossa, o segundo menor valor (0,1867) para a razão  $h_e/h_{tot}$  e não diferiu estatisticamente dos demais sistemas drenantes. Na segunda interação, constatou-se que os tipos de envoltórios diferiram estatisticamente quanto aos valores médios da razão das cargas hidráulicas, mostrando que os tipos de envoltórios não são sensíveis a análise do parâmetro em questão. Na combinação com tipos de drenos, os menores valores registrados foram verificados quando utilizou-se os envoltórios areia grossa e manta sintética no tubo cerâmico, com valores da razão entre as cargas hidráulicas de 0,1867 e 0,1960, respectivamente. Tais sistemas drenantes não diferiram estatisticamente, dos sistemas com tubo flexível, sem envoltório e com envoltório de areia grossa, apesar desses últimos terem apresentados os valores, 0,3440 e 0,2927, para a relação entre as cargas hidráulicas. SILVA (1983) e GONZAGA (1994) realizaram experimentos nos quais também verificaram as mesmas constatações encontradas nesta pesquisa.

**Tabela 10- Valores médios de carga hidráulica de entrada  $h_e$ (cm) para as interações tipos de tubos dreno x tipos de envoltórios e tipos de envoltórios x tipo de drenos**

Tipos de tubos dreno	Médias	Tipos de envoltórios		
		Sem envoltório(B <sub>1</sub> )	Areia grossa(B <sub>2</sub> )	Manta sintética (B <sub>3</sub> )
PVC liso (A <sub>1</sub> )	6,7344a	9,2500b	3,7666b	7,1866b
Cerâmico (A <sub>2</sub> )	6,0448b	13,4833a	1,5600c	3,1033c
Flexível (A <sub>3</sub> )	6,0766b	5,0766c	4,6033a	8,5500a
D.M.S.(5%)	0,4650	0,8054	0,8054	0,8054
CV = 6,147%				

Tipos de envoltórios	Médias	Tipos de drenos		
		PVC liso (A <sub>1</sub> )	Cerâmico (A <sub>2</sub> )	Flexível (A <sub>3</sub> )
Sem envoltório (B <sub>1</sub> )	9,2700a	9,2500a	13,4833a	5,0766b
Areia grossa (B <sub>2</sub> )	3,3100b	3,7666c	1,5600c	4,6033b
Manta sintética (B <sub>3</sub> )	6,2800c	7,1866b	3,1033b	8,5500a
D.M.S.(5%)	0,4650	0,8054	0,8054	0,8054
CV = 6,147%				

**Tabela 11- Valores médios da razão  $h_e/h_{tot}$  (%) para as interações tipos de tubos dreno x tipos de envoltórios e tipos de envoltórios x tipos de drenos.**

Tipos de tubos drenos	Médias	Tipos de envoltórios		
		Sem envoltório (B <sub>1</sub> )	Areia grossa (B <sub>2</sub> )	Manta sintética (B <sub>3</sub> )
PVC liso (A <sub>1</sub> )	0,4844a	0,7240a	0,1403b	0,5890a
Cerâmico (A <sub>2</sub> )	0,4092a	0,8450a	0,1867ab	0,1960b
Flexível (A <sub>3</sub> )	0,4241a	0,3440b	0,2927a	0,6357a
D.M.S.(5%)	0,0775	0,1343	0,1343	0,1343
CV = 14,67%				

Tipos de envoltórios	Médias	Tipos de drenos		
		PVC liso (A <sub>1</sub> )	Cerâmico (A <sub>2</sub> )	Flexível (A <sub>3</sub> )
Sem envoltório B <sub>1</sub> )	0,6377a	0,7240a	0,8450a	0,3440b
Areia grossa (B <sub>2</sub> )	0,2065c	0,1403c	0,1867b	0,2927b
Mantasintética(B <sub>3</sub> )	0,4735b	0,5890b	0,1960b	0,6357a
D.M.S.(5%)	0,0778	0,1343	0,1343	0,1343
CV = 14,67%				

Os resultados apresentados no Anexo A4, referentes à análise de variância para o parâmetro resistência de entrada ( $W_e$ ), mostram que os sistemas drenantes tiveram um

comportamento significativo ao nível de 5% de probabilidade, com média geral de 0,23cm, porém, um coeficiente de variação de 27,50%, evidenciando uma baixa precisão. Os valores médios da resistência de  $W_e$ , constantes na primeira interação e apresentados na Tabela 12, mostram que os tubos drenos, PVC liso e o flexível, com os respectivos valores de 0,1268dia.m<sup>-1</sup> e 0,0878dia.m<sup>-1</sup>, não diferiram estatisticamente, de acordo com o teste de Tukey, ao nível de 5% de probabilidade, isto é, os tubos drenos possuem comportamentos semelhantes quanto ao parâmetro analisado. Ainda na primeira interação, constatou-se que os tubos drenos quando usados com a manta sintética não diferiram estatisticamente, ou seja, a manta sintética proporcionou resistências de entrada semelhantes nos referidos tubos. Na segunda interação, verificou-se que os envoltórios de areia grossa e manta sintética não diferiram estatisticamente quanto a seus valores médios de  $W_e$ , mostrando que os mesmos são sensíveis a análise desse parâmetro. Ainda, nessa interação, a combinação com tipos de drenos, revelou que os envoltórios não diferiram estatisticamente quando foram usados com o tubo flexível, e que o sistema drenante, tubo cerâmico e areia grossa, foi o que apresentou a menor resistência de entrada 0,0306dia.m<sup>-1</sup>, seguido do sistema constituído por tubo de PVC liso e manta sintética 0,0453dia.m<sup>-1</sup>.

**Tabela 12- Valores médios da resistência de entrada  $W_e$  (dias/m) para as interações tipos de tubos dreno x tipos de envoltórios e tipos de envoltórios x tipos de drenos**

Tipos de tubos dreno	Médias	Tipos de envoltórios		
		Sem envoltório(B <sub>1</sub> )	Areia grossa(B <sub>2</sub> )	Manta sintética(B <sub>3</sub> )
PVC liso (A <sub>1</sub> )	0,1268b	0,0915b	0,2436a	0,0453a
Cerâmico (A <sub>2</sub> )	0,4420a	1,2394a	0,0306b	0,0562a
Flexível (A <sub>3</sub> )	0,0878b	0,0643b	0,0526b	0,1465a
D.M.S.(5%)	0,0771	0,1335	0,1335	0,1335
CV = 27,50%				
Tipos de envoltórios	Médias	Tipos de drenos		
		PVC liso (A <sub>1</sub> )	Cerâmico (A <sub>2</sub> )	Flexível (A <sub>3</sub> )
Sem envoltório(B <sub>1</sub> )	0,4651a	0,0915b	1,2394a	0,0643a
Areia grossa (B <sub>2</sub> )	0,1089b	0,2436a	0,0306b	0,0526a
Mantasintética B <sub>3</sub> )	0,0826b	0,0453b	0,0562b	0,1465a
D.M.S.(5%)	0,0771	0,1335	0,1335	0,1335
CV = 27,50%				

Apesar da análise de variância ter revelado um valor de coeficiente de variação elevado, talvez devido ao tipo de regime não-permanente imposto ao experimento ou a variação da carga hidráulica de entrada, os valores médios encontrados para a resistência de entrada  $W_e$ , mostram que os mesmos estão de acordo com os critérios de desempenho propostos nas Tabelas 4, 5 e 6, onde os valores citados se enquadram como muito bom à moderado. O efeito das perfurações nos tubos de PVC liso e o flexível e as aberturas entre tubos cerâmicos não são muito importantes para a resistência de entrada, quando comparado com o efeito do envoltório, que diminui consideravelmente a resistência, facilitando o fluxo de entrada para o interior do tubo de drenagem. O uso de um filtro até mesmo muito fino, já é capaz de reduzir a resistência de entrada para o tubo de drenagem. KNOPS (1979), WESSELING & VAN SOMEREN (1970) e SILVA (1983) também chegaram os mesmos resultados quanto à influência do envoltório na resistência de entrada.

#### 4.3. Desempenho dos sistemas drenantes

Nos Anexos A5 a A13 apresentam-se os dados, obtidos nos ensaios com os sistemas drenantes, relativos aos parâmetros carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ), relação carga hidráulica de entrada/carga hidráulica total ( $h_e/h_{tot}$ ), descarga unitária de fluxo ( $q_u$ ), resistência de entrada ( $W_e$ ) e parâmetro de resistência de entrada ( $\alpha$ ). Tomando-se como base os valores de  $h_e$ , razão  $h_e/h_{tot}$  e  $W_e$ , analisou-se as médias aritméticas dos referidos parâmetros e observou-se que diante a variabilidade dos dados, a mesma pressupõe a inexistência de uma distribuição normal, não caracterizando os parâmetros como representativos nos eventos a que foram submetidos. Na Tabela 13 são mostrados os valores médios dos referidos parâmetros.

As freqüências dos parâmetros hidráulicos  $h_e$ ,  $h_e/h_{tot}$  e  $W_e$ , contidas nos Anexos A14 a A22, foram tomadas a partir de uma distribuição tipo  $P = (100 n - 50) / m$ , onde  $n$  é a ordem dos números de dados e  $m$  é o número de dados. As medianas referentes aos valores dos parâmetros hidráulicos, resumidas na Tabela 14, mostraram que os valores obtidos para esses parâmetros diferenciaram-se em ordem de grandeza, quando comparados

com a média aritmética (Tabela 13 ). Portanto, devido sua frequência (50 %), tomou-se tais valores como sendo os representativos daqueles parâmetros.

**Tabela 13-Médias aritméticas dos parâmetros hidráulicos: carga de entrada ( $h_e$ ), razão entre carga hidráulica de entrada e total ( $h_e/h_{tot}$ ) e resistência de entrada ( $W_e$ ).**

Parâmetros	Sistemas			Drenantes					
	$A_1B_1$	$A_1B_2$	$A_1B_3$	$A_2B_1$	$A_2B_2$	$A_2B_3$	$A_3B_1$	$A_3B_2$	$A_3B_3$
$h_e$ (cm)	9,54	3,77	7,19	13,48	1,69	3,10	5,08	5,74	8,55
$h_e/h_{tot}$	0,72	0,37	0,59	0,840	0,20	0,20	0,34	0,51	0,64
$W_e$ (dia.m <sup>-1</sup> )	0,091	0,015	0,045	1,239	0,033	0,056	0,064	0,093	0,146

**Tabela 14 - Mediana dos parâmetros hidráulicos: carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ), relação entre cargas hidráulicas de entrada e total ( $h_e/h_{tot}$ ) e resistência de entrada ( $W_e$ )**

Parâmetros	Sistemas			Drenantes					
	$A_1B_1$	$A_1B_2$	$A_1B_3$	$A_2B_1$	$A_2B_2$	$A_2B_3$	$A_3B_1$	$A_3B_2$	$A_3B_3$
$h_e$ (cm)	10,22	3,70	6,17	13,52	1,30	2,55	5,15	5,95	9,45
$h_e/h_{tot}$	0,743	0,372	0,596	0,858	0,103	0,213	0,390	0,331	0,630
$W_e$ (dia.m <sup>-1</sup> )	0,104	0,017	0,041	1,558	0,018	0,081	0,093	0,060	0,195

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 13 para o parâmetro  $h_e$ , ficou comprovado que de acordo com os critérios propostos por WESSELING & VAN SOMEREN (1972), os sistemas drenantes  $A_1B_2$  (tubo PVC liso e areia grossa),  $A_2B_2$  (tubo cerâmico e areia grossa),  $A_2B_3$  (tubo cerâmico e manta sintética) com os respectivos valores desse parâmetro 3,77, 1,69 e 3,10 cm, tiveram um desempenho muito bom. Por outro lado os sistemas drenantes  $A_1B_1$  (tubo PVC liso sem envoltório),  $A_1B_3$  (PVC liso com manta sintética),  $A_3B_1$  (tubo flexível sem envoltório),  $A_3B_2$  (tubo flexível e areia grossa) e  $A_3B_3$  (tubo flexível e manta sintética), com valores médios de  $h_e$  iguais a 9,54, 7,19, 5,08, 5,74 e 8,55 cm, respectivamente, os rendimentos foram bons. Com relação ao sistema drenante  $A_2B_1$  (tubo cerâmico sem envoltório), que apresentou o valor de 13,48 cm para a carga hidráulica de entrada ( $h_e$ ), teve um desempenho moderado, segundo os critérios citados. O fato de que os sistemas drenantes testados tiveram desempenho muito bom, bom e moderado pode estar relacionado com o tipo de envoltório usado, principalmente o de areia grossa e a manta sintética. O primeiro, pela sua espessura aproximadamente de 10 cm e por sua granulometria, composta apenas de um único tipo de material, permitiu que ocorressem reduzidas perdas de carga na entrada do tubo, além da base física e a estabilidade dada por este envoltório ao sistema drenante. O segundo, pela sua característica de maior condutividade hidráulica, que permitiu um melhor fluxo saturado para o interior do tubo. Os valores da razão  $h_e/h_{tot}$  apresentados na Tabela 13, mostram que, segundo os critérios de DIELMAN & TRAFFORD (1976), o sistema drenante  $A_2B_2$  (tubo cerâmico e areia grossa) foi muito bom. Já para os sistemas  $A_1B_2$  (tubo PVC liso e areia grossa),  $A_2B_3$  (tubo cerâmico e manta sintética),  $A_3B_1$  (tubo flexível sem envoltório) e  $A_3B_2$  (tubo flexível e areia grossa) os valores indicam desempenho regular. Apenas os sistemas  $A_1B_1$  (tubo PVC liso sem envoltório),  $A_3B_3$  (tubo flexível com manta sintética) e  $A_2B_1$  (tubo cerâmico sem envoltório) apresentaram rendimentos muito ruim, com destaque para  $A_1B_1$  que apresentou o maior valor (0,72) entre todos. Considerando os critérios propostos, os valores elevados da razão  $h_e/h_{tot}$  deveram-se ao fato da ausência e defeito no funcionamento do envoltório, permitindo, assim, que um aumento significativo na carga hidráulica de entrada consumisse maior parte da carga hidráulica total, responsável pelo fluxo saturado em direção ao dreno. Os resultados das resistências de entrada ( $W_e$ ), por ordem de magnitude, apresentados na

Tabela 13, mostram que os sistemas drenantes tiveram um desempenho de muito bom a moderado, segundo os critérios propostos por WESSELING & VAN SOMEREN (1972). Desta forma, mostra-se que os sistemas drenantes cujo tubo dreno possui maior número de filas com perfurações (tubo flexível e de PVC liso) e uma maior área de entrada (tubo cerâmico) tenham influenciado, de maneira geral, na redução do valor da resistência de entrada. Por outro lado, no sistema drenante A<sub>2</sub>B<sub>1</sub> (tubo cerâmico sem envoltório) a ausência do envoltório induziu a uma maior convergência das linhas de fluxo nas proximidades do tubo, aumentando, conseqüentemente, a resistência de entrada. Tais reflexões concordam com os resultados de experimentos similares desenvolvidos por WESSELING & VAN SOMEREN (1972), KNOPS & DIERICKX (1978), TILIGADAS (1988) e GONZAGA (1994). Observando-se os valores médios apresentados na Tabela 14, constatou-se que o sistema drenante que apresentou melhores parâmetros hidráulicos foi o A<sub>2</sub>B<sub>2</sub> (tubo cerâmico com areia grossa), cujos valores são muito próximos dos valores medianos. Uma justificativa para isto pode ser dada em função do envoltório (areia grossa), cuja espessura e granulometria favoreceram melhores rendimentos. Comportamento inverso é verificado para o sistema A<sub>2</sub>B<sub>1</sub> (tubo cerâmico sem envoltório), o qual apresenta rendimentos muito ruim e ruim no que se refere à carga hidráulica de entrada, razão  $h_e/h_{tot}$  e  $W_e$ , segundo os critérios sugeridos por DIELEMAN & TRAFFORD (1976). A ausência do envoltório no sistema, provocando maiores perdas de carga, talvez seja a razão pela qual o sistema tenha apresentado um mal comportamento em relação aos demais. Na Tabela 15 encontram-se resumidas as conclusões sobre o desempenho dos sistemas drenantes testados.

**Tabela 15 - Desempenho dos sistemas drenantes, segundo os critérios de WESSELING & VAN SOMEREN (1972) e DIELEMAN & TRAFFORD (1976)**

Sistemas Drenantes	Desempenho dos Sistemas Drenantes			
	$h_e$	$h_e/h_1$	$W_e$	
PVC liso x Sem envoltório-A <sub>1</sub> B <sub>1</sub>	B	R	MB*	MB*
PVC liso x Areia grossa-A <sub>1</sub> B <sub>2</sub>	MB	RE	MB*	MB*
PVC liso x Manta sintética-A <sub>1</sub> B <sub>3</sub>	B	R	MB*	MB*
Cerâmico x Sem envoltório-A <sub>2</sub> B <sub>1</sub>	M	R	M*	RE*
Cerâmico x Areia grossa-A <sub>2</sub> B <sub>2</sub>	MB	MB	MB*	MB*
Cerâmico x Manta sintética-A <sub>2</sub> B <sub>3</sub>	MB	RE	MB*	MB*
Corrugado x Sem envoltório-A <sub>3</sub> B <sub>1</sub>	B	RE	MB*	MB*
Corrugado x Areia grossa-A <sub>3</sub> B <sub>2</sub>	B	RE	MB*	MB*
Corrugado x Manta sintética-A <sub>3</sub> B <sub>3</sub>	B	R	MB*	MB*

MB - muito bom

B - bom

M - moderado

RE - regular

A<sub>1</sub> - Tubo PVC liso

A<sub>2</sub> - Tubo cerâmico

A<sub>3</sub> - Tubo corrugado flexível

B<sub>1</sub> - Sem envoltório

B<sub>2</sub> - Areia grossa

B<sub>3</sub> - Manta sintética

R - ruim

\* Média aritmética

As Figuras 11, 12 e 13 mostram os resultados das relações entre as cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) e a descarga unitária de fluxo ( $q_u$ ), para os sistemas drenantes em questão, a partir dos dados tomados dos Anexos A5 a A13. Nos devidos sistemas drenantes testados, observou-se que as primeiras leituras tomadas durante a condução do experimento levou a alguns valores não representativos da série de dados tomados, de modo que, para caracterizar uma função matemática de melhor ajuste para tais valores considerou-se apenas aqueles pontos, a partir dos quais a série de valores tinha tendência retilínea. Do ponto de vista teórico os valores calculados de  $h_e$  a partir da Equação 2.14 não apresentam valores residuais como os obtidos a partir da função de melhor ajuste ( $h_e = h_0 + W_e \cdot q_u$ ), pois os valores das constantes deveriam ser iguais a zero devido a carga hidráulica ser nula quando não há descarga. Assim, a presença de uma carga hidráulica entre o piezômetro à 5,0 cm do dreno e àquele no interior do mesmo, provocando desse modo o valor residual, pode ter sido decorrente da posição em que operou o piezômetro durante cada ensaio. Portanto, comparando os valores de  $W_e$  contidos na Tabela 16, referentes à mediana, média aritmética e os valores obtidos da regressão linear, constata-se uma diferença significativa entre os mesmos, induzindo a classificações diferentes nos desempenhos dos sistemas. Tais diferenças se devem ao fato de que na definição de um valor representativo para " $W_e$ ", aqueles obtidos da média aritmética não representam o processo hidrológico ocorrido no modelo quando da ocorrência do regime transitório. Por outro lado, a representatividade da resistência de entrada, tendo como base os valores da mediana, caracterizou melhor o processo decorrente do regime transitório imposto ao experimento, revelando valores mais condizentes com os critérios adotados para o desempenho dos sistemas drenantes. No caso da regressão linear, os valores obtidos a partir do coeficiente angular das retas, além de não levar em conta os resíduos da carga hidráulica nas proximidades do tubo, apresentou valores que se encontram muito além dos limites estabelecidos nos critérios de desempenho, inviabilizando portanto, a avaliação dos sistemas drenantes.

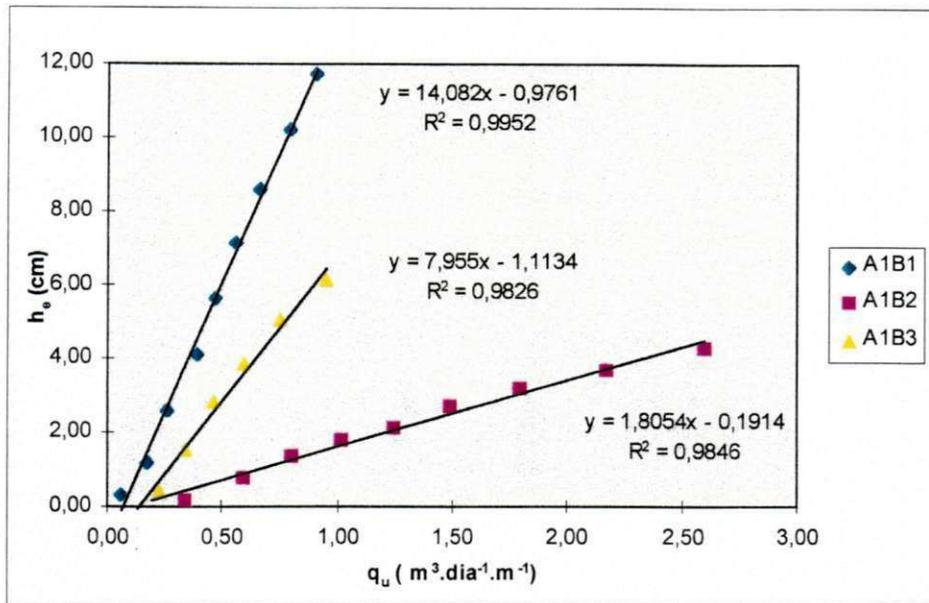


Figura 10 - Relação entre cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) e a descarga unitária de fluxo ( $q_u$ ) para os sistemas drenantes  $A_1B_1$ ;  $A_1B_2$  e  $A_1B_3$

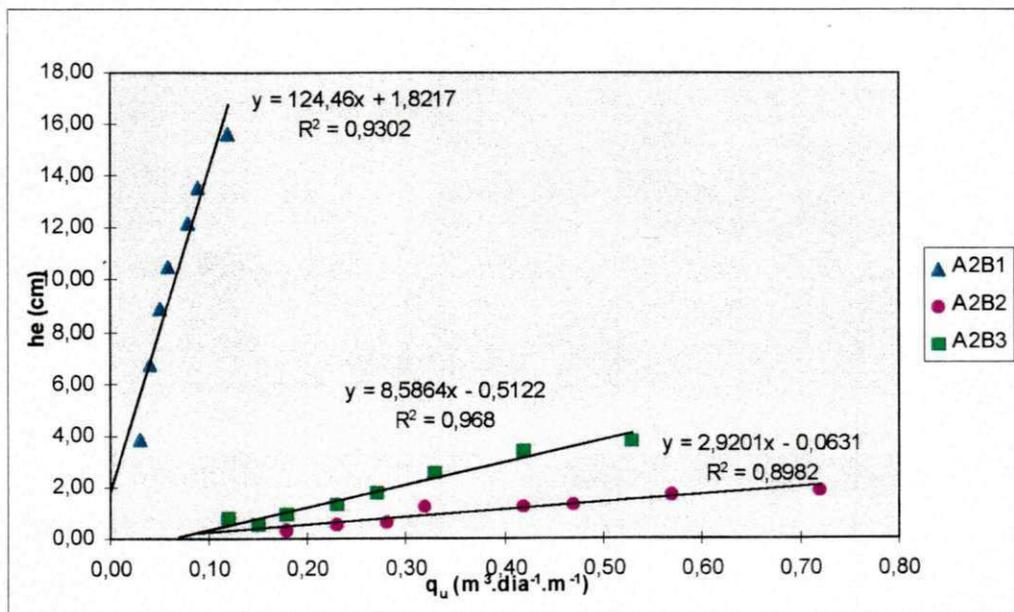
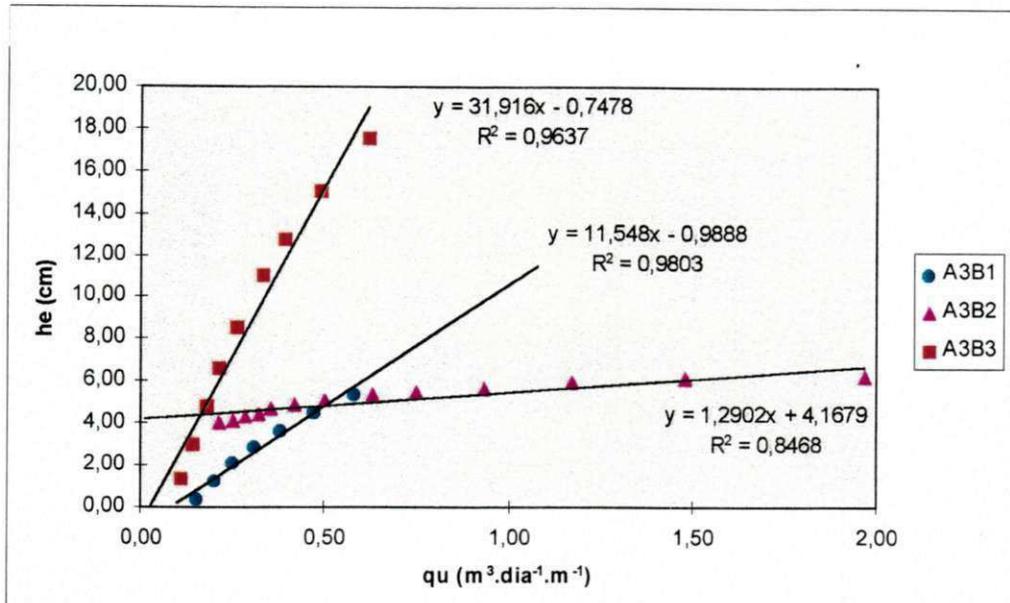


Figura 11- Relação entre cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) e a descarga unitária de fluxo ( $q_u$ ) para os sistemas drenantes  $A_2B_1$ ,  $A_2B_2$  e  $A_2B_3$ .



**Figura 12- Relação entre cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) e a descarga unitária de fluxo ( $q_u$ ) para os sistemas drenantes A<sub>3</sub>B<sub>1</sub>, A<sub>3</sub>B<sub>2</sub> e A<sub>3</sub>B<sub>3</sub>.**

Tomando-se como referência os valores dos coeficientes estatístico de decisão dos modelos de regressão linear, constatou-se que os sistemas drenantes apresentaram ajustes adequados com exceção do A2B2 (tubo cerâmico e areia grossa) e A3B2 (tubo flexível e areia grossa). Constatou-se com isto que o regime não permanente, imposto ao modelo horizontal, teve influência no parâmetro  $h_e$ , de modo que para pequenas cargas hidráulicas de entrada os dados tendem a um melhor ajuste com a função linear, demonstrando que apesar dos coeficientes estatísticos terem sido menores, os referidos sistemas os referidos sistemas juntamente com o A1B2 (tubo PVC liso e areia grossa), foram os que apresentaram menores valores de  $h_e$ , comprovando assim, que esse envoltório, com características peculiares é o de melhor desempenho hidráulico. Tais resultados divergem com os de GONZAGA (1994), o qual obteve para valores da resistência de entrada  $W_e$ , sob condições de regime não permanente, os coeficientes angulares das retas que melhor se ajustaram aos pontos da relação carga hidráulica de entrada  $h_e$  e descarga unitária de fluxo  $q_u$ .

**Tabela 16- Valores da resistência de entrada  $W_e$  (dias.m<sup>-1</sup>) obtidos da média, mediana e regressão linear para os respectivos sistemas drenantes.**

Sistemas Drenantes	Média aritmética	Mediana	Regressão linear
A <sub>1</sub> B <sub>1</sub>	0,0914	0,1047	14,082
A <sub>1</sub> B <sub>2</sub>	0,0156	0,0174	7,955
A <sub>1</sub> B <sub>3</sub>	0,0453	0,0416	1,805
A <sub>2</sub> B <sub>1</sub>	1,2394	1,5587	124,460
A <sub>2</sub> B <sub>2</sub>	0,0332	0,0180	2,920
A <sub>2</sub> B <sub>3</sub>	0,0562	0,0815	8,586
A <sub>3</sub> B <sub>1</sub>	0,0644	0,0939	11,548
A <sub>3</sub> B <sub>2</sub>	0,0933	0,0607	1,290
A <sub>3</sub> B <sub>3</sub>	0,1465	0,1950	31,916

Os valores dos parâmetros de resistência de entrada ( $\alpha$ ) dos sistemas drenantes estudados foram determinados mediante sua dedução na Equação 2.34, tendo como resistência de entrada os resultados das médias probabilísticas e para condutividade hidráulica o valor representativo do meio poroso obtido em laboratório. Os dados referentes aos raios efetivos ( $r_{ef}$ ) foram determinados mediante a Equação 2.35. Na Tabela 17 observa-se que os raios efetivos variaram em função de cada sistema. Naqueles onde foram usados o tubo de PVC liso (A<sub>1</sub>B<sub>1</sub>, A<sub>1</sub>B<sub>2</sub>, A<sub>1</sub>B<sub>3</sub>) e o tubo cerâmico (A<sub>2</sub>B<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>B<sub>2</sub>, A<sub>2</sub>B<sub>3</sub>) os valores oscilaram entre 2,94 a 87,14 mm e  $6,31 \times 10^{-12}$  a 79,92 mm respectivamente, enquanto que nos sistemas com o tubo flexível (A<sub>3</sub>B<sub>1</sub>, A<sub>3</sub>B<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>B<sub>3</sub>) ocorreu uma variação de 2,49 a 38,43mm.

No cálculo do raio efetivo para os sistemas drenantes sem envoltório, A<sub>1</sub>B<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>B<sub>1</sub>, A<sub>3</sub>B<sub>1</sub>, constatou-se que praticamente nos dois primeiros não ocorreram efetividades por parte dos drenos cujos valores calculados foram bastante reduzidos. Já neste último, o raio efetivo foi mais expressivo, talvez devido à geometria das aberturas e o maior adensamento dos furos no tubo corrugado. Porém, nos sistemas onde utilizou-se

envoltórios de areia grossa, os valores encontrados para os raios efetivos variaram de 38,43 a 87,14 mm, enquanto que nos de manta sintética os valores variaram de 2,49 a 9,31 mm. Essas diferenças demonstraram que um envoltório de maior granulometria influencia positivamente nas condições hidráulicas do sistema solo-envoltório-tubo dreno. Portanto o uso de envoltório em tubos drenos além de reduzir a resistência de entrada, incrementa o raio efetivo dos drenos. Estudos conduzidos por SEKENDAR (1983) e GONZAGA (1994) mostram conclusões idênticas às abordadas neste trabalho.

Os valores (Tabela 17) correspondentes aos parâmetros de resistência de entrada ( $\alpha$ ) mostram que os mesmos se enquadram nos critérios de desempenho, segundo WESSELING & VAN SOMEREN (Tabela 7), cujo valor máximo deste parâmetro para diferentes permeabilidades do solo é 9,6. Considerando que o meio poroso do estudo teve praticamente o mesmo valor da permeabilidade do solo ( $K = 1,93$  m/dia), admite-se que os sistemas possuem um desempenho no máximo moderado. Analisando-se o mesmo parâmetro segundo os limites sugeridos por SMEDEMA & RYCROFT (1983), constata-se que apenas os sistemas drenantes  $A_2B_1$  (tubo cerâmico sem envoltório) e  $A_3B_3$  (tubo flexível e manta sintética) possuem valores fora dos limites adotados pelos pesquisadores. Estes resultados estão coerentes com os encontrados por WESSELING & VAN SOMEREN (1972), ZUIDEMA & SCHOLTEN (1979), SEKENDAR (1983).

**Tabela 17- Raio nominal do tubo dreno ( $r_o$ ), raio do tubo dreno mais envoltório ( $r_f$ ), parâmetro de resistência de entrada ( $\alpha$ ) e raio efetivo ( $r_{ef}$ ) para os sistemas drenantes testados.**

Sistemas Drenantes	$r_o$ (mm)	$r_f$ (mm)	$\alpha$ (-)	$r_{ef}$ (mm)
$A_1B_1$	25	25	0,18	2,94
$A_1B_2$	25	125	0,03	87,14
$A_1B_3$	25	26,9	0,09	9,31
$A_2B_1$	25	25	2,39	$6,31 \times 10^{-12}$
$A_2B_2$	25	125	0,04	79,92
$A_2B_3$	25	26,9	0,11	7,23
$A_3B_1$	37,5	75	0,12	16,63
$A_3B_2$	37,5	115	0,13	38,43
$A_3B_3$	37,5	76,9	0,28	2,49

#### 4.5. Quantificação de sedimentos nos sistemas drenantes

Os resultados apresentados no Anexo A23 mostram que dos sistemas drenantes testados o que apresentou maior quantidade de partículas de areia sedimentada foi o  $A_2B_2$  (tubo cerâmico e areia grossa). Isto se deveu talvez, à abertura existente entre os tubos cerâmicos, que permitiu a entrada de partículas de areia, e aos altos gradientes hidráulicos que influenciaram a entrada deste material. Ainda para o mesmo sistema drenante, constata-se uma quantidade crescente de partículas sedimentadas do primeiro ao o terceiro teste, mostrando que não ocorreu redução no processo de carreamento das partículas. Uma possibilidade para reduzir o carreamento seria testar o dreno com envoltório de maior granulometria. Os sistemas drenantes sem envoltório ( $A_1B_1$ ,  $A_2B_1$ ,  $A_3B_1$ ) tiveram um comportamento idêntico, no caso  $A_1B_1$  e  $A_3B_1$ , ou seja, mostrando um acréscimo na quantidade de sedimentos enquanto que  $A_2B_1$  mostra uma queda nesta quantidade. A explicação para este contraste se deveu ao reordenamento das partículas, à medida que prosseguiu a percolação, proporcionando uma nova acomodação que se refletiu na redução brusca verificada do segundo para o terceiro teste. Finalmente, os sistemas drenantes testados com o envoltório de manta sintética ( $A_1B_3$ ,  $A_2B_3$ ,  $A_3B_3$ ) mostraram uma quantidade muito pequena e decrescente de partículas sedimentadas no interior do dreno, na medida em que os testes se sucederam. Isto vem a calhar com a praticidade deste envoltório, cuja função além da seletiva, fez com que a quantidade de sedimentos no interior do dreno fosse reduzindo-se, afastando assim o perigo de fechamento dos tubos. KNOPS (1979), ZUIDEMA & SCHOLTEN (1979) e SEKENDAR (1983) em estudos realizados chegaram às mesmas conclusões.

Na Tabela 18, onde são mostradas as espessuras dos envoltórios, os valores das resistências de entrada e a quantidade total de material sedimentado, constata-se que o tubo cerâmico sem envoltório e com envoltório de areia grossa ( $A_2B_1$ ,  $A_2B_2$ ) apresentaram uma quantidade significativa de material sedimentado associada a valores elevados de resistência de entrada, mostrando que estes sistemas com espessuras variadas conduzem a uma alta taxa de material carreado para o interior do dreno. Por outro lado, é importante destacar

que aqueles sistemas drenantes testados com manta sintética com espessura de 1,9mm (A<sub>1</sub>B<sub>3</sub>, A<sub>2</sub>B<sub>3</sub>, A<sub>3</sub>B<sub>3</sub>) tiveram uma quantidade reduzida de sedimentos assim como valores razoáveis de resistência de entrada. Isto, portanto, vem corroborar no sentido de que tipos de envoltórios de espessura reduzida são menos favoráveis ao carreamento de materiais. Tais conclusões estão de acordo com SEKENDAR (1983) e ZUIDEMA & SCHOLTEN (1979).

**Tabela 18- Mediana da resistência de entrada,  $W_e$  (dias.m<sup>-1</sup>) e quantidade total de material sedimentado (gr.m<sup>-1</sup> de dreno) nos sistemas drenantes.**

Sistemas Drenantes	Espessura do envoltório (mm)	Mediana $W_e$ (dias.m <sup>-1</sup> )	Material sedimentado (gr.m <sup>-1</sup> )
A <sub>1</sub> B <sub>1</sub>	0,0	0,1296	387,31
A <sub>1</sub> B <sub>2</sub>	100	0,0337	22,38
A <sub>1</sub> B <sub>3</sub>	1,9	0,0517	0,41
A <sub>2</sub> B <sub>1</sub>	0,0	1,5587	1504,31
A <sub>2</sub> B <sub>2</sub>	100	0,0180	8933,04
A <sub>2</sub> B <sub>3</sub>	1,9	0,0815	0,78
A <sub>3</sub> B <sub>1</sub>	0,0	0,0939	46,63
A <sub>3</sub> B <sub>2</sub>	100	0,0607	6,21
A <sub>3</sub> B <sub>3</sub>	1,9	0,1950	4,66

#### 4.6. Efeito da resistência de entrada no espaçamento entre drenos

##### 4.6.1. Regime permanente

A partir da Equação 2.17, dos valores das medianas das resistências de entrada (Tabela 17) e dos raios dos tubos drenantes mais envoltório (Tabela 17), foram calculados os espaçamentos entre drenos para os diversos sistemas drenantes. Posteriormente, utilizando-se da mesma Equação e do raio nominal dos drenos (Tabela 17), foram calculados os espaçamentos sem envoltório. Os dados referentes ao espaçamento relativo contidos na Tabela 19, indicam que existem tendências de incremento no espaçamento entre

drenos que variam na proporção de 4 a 70% e de 6 a 48% quando foram usados os envoltórios de areia grossa e manta sintética respectivamente. Isso demonstra a eficiência hidráulica desses tipos de envoltórios, que reduz consideravelmente as cargas hidráulicas de entrada e, conseqüentemente, a resistência de entrada num sistema de drenagem, favorecendo maiores espaçamentos para o solo em questão. Os maiores espaçamentos foram obtidos quando usado o envoltório de areia grossa (sistemas drenantes A<sub>1</sub>B<sub>2</sub>, A<sub>2</sub>B<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>B<sub>2</sub>). Constatou-se que a quantidade de drenos por hectare é menor quando utilizou-se o mesmo envoltório (sistemas drenantes A<sub>1</sub>B<sub>2</sub>, A<sub>2</sub>B<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>B<sub>2</sub>), acarretando em menores comprimentos de drenos por hectare.

**Tabela 19- Espaçamento absoluto e relativo de drenos, calculados através da Equação de Ernst para os diversos sistemas drenantes testados e suas respectivas densidades de drenos.**

Sistemas drenantes	Resistência de entrada (dias.m <sup>-1</sup> )	Espaçamento absoluto ( m )	Espaçamento relativo ( % )	Densidade de drenos ( m.ha <sup>-1</sup> )
A <sub>1</sub> B <sub>1</sub>	0,1291	26,51	1,00	377,22
A <sub>1</sub> B <sub>2</sub>	0,0337	27,48	1,04	364,00
A <sub>1</sub> B <sub>3</sub>	0,0517	26,77	1,01	425,17
A <sub>2</sub> B <sub>1</sub>	1,5587	15,82	1,00	632,11
A <sub>2</sub> B <sub>2</sub>	0,0180	26,87	1,70	372,16
A <sub>2</sub> B <sub>3</sub>	0,0815	23,39	1,50	427,53
A <sub>3</sub> B <sub>1</sub>	0,0939	24,54	1,00	497,50
A <sub>3</sub> B <sub>2</sub>	0,0607	27,44	1,12	364,43
A <sub>3</sub> B <sub>3</sub>	0,1950	26,08	1,10	383,14

#### 4.6.2. Regime não permanente

Considerando-se os altos valores da resistência de entrada obtidos através da regressão linear (Tabela 16), foram calculados os espaçamentos entre drenos através da Equação 2.33 para a qual considerou-se o critério de drenagem referente ao tipo de regime e o valor da porosidade efetiva da estratificação relativa ao fluxo saturado. Na Tabela 20 são mostrados os espaçamentos calculados para o regime transitório, os quais indicam a existência de aumento no espaçamento entre drenos quando são utilizados o envoltório de

areia grossa (sistemas drenantes  $A_1B_2$ ,  $A_2B_2$ ,  $A_3B_2$ ), mostrando que o uso deste tipo de envoltório é bastante satisfatório para o solo em questão e que ainda, segundo a mesma Tabela, os sistemas drenantes que utilizam a manta sintética como envoltório apresentaram valores reduzidos nos seus espaçamentos (sistemas drenantes  $A_1B_3$ ,  $A_2B_3$  e  $A_3B_3$ ). Constatou-se, ainda, que a densidade de drenos, também, foi menor quando utilizou-se o envoltório de areia grossa, ao contrário da manta sintética que apresentou elevados valores para suas densidades de drenos.

Portanto, de maneira geral, os resultados obtidos das diferentes equações (Tabelas 19 e 20) revelaram que se usados os sistemas drenantes com envoltórios de alta resistência de entrada, a densidade de drenos ( $m \cdot ha^{-1}$ ) é duas vezes a necessária, caso sejam usados sistemas drenantes de baixa resistência de entrada. Assim, envoltórios com alta resistência de entrada envolve maiores riscos de falha do que aqueles que permitem um maior espaçamento. SEKENDAR (1984) em estudos de laboratório constatou incrementos na ordem de três por cento quando foram usados tubos dreno com envoltório com fibra de coco e fibra sintética. BELTRAN (1978), em estudos de campo, constatou aumento na densidade de drenos à medida que sistemas drenantes revelaram maiores valores de resistência de entrada.

**Tabela 20- Relação entre a resistência de entrada ( $W_e$ ) e espaçamento de drenos (L), de acordo com a Equação de Hellinga - de Zeeuw para os sistemas drenantes testados e suas respectivas densidade de drenos.**

Sistemas drenantes	Critério de drenagem					Densidade de drenos ( $m \cdot ha^{-1}$ )
	$W_e$ (dias. $m^{-1}$ )	$h_o$ (m)	$h_t$ (m)	t (dias)	L (m)	
$A_1B_1$	12,570	0,85	0,55	8	6,53	1809,32
$A_1B_2$	1,134	0,85	0,55	8	72,60	137,74
$A_1B_3$	4,298	0,85	0,55	8	19,09	523,83
$A_2B_1$	6,757	0,85	0,55	8	12,14	823,72
$A_2B_2$	2,659	0,85	0,55	8	30,85	324,15
$A_2B_3$	5,746	0,85	0,55	8	14,30	699,30
$A_3B_1$	11,547	0,85	0,55	8	7,11	1460,47
$A_3B_2$	1,242	0,85	0,55	8	66,06	151,38
$A_3B_3$	18,310	0,85	0,55	8	4,48	2232,14

## **5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

Os resultados obtidos permitiram evidenciar as seguintes conclusões e recomendações:

1) - O sistema drenante composto de tubo cerâmico e areia grossa foi o que apresentou melhor efeito nos parâmetros cargas hidráulicas.

2) - O envoltório de areia grossa seguido da manta sintética, foram os que propiciaram melhor desempenho dentre os sistemas drenantes testados.

3) - Os sistemas drenantes compostos de manta sintética como envoltório inibiram satisfatoriamente a entrada de areia para o interior dos drenos, enquanto que o envoltório de areia grossa não mostrou efetividade na contenção de sedimentos.

4) - O uso de material inorgânico como envoltório de drenos permitiu teoricamente um incremento bastante significativo no espaçamento entre drenos.

5) - Na escolha de sistemas drenantes a decisão em favor de um envoltório com baixa resistência de entrada deve ser escolhido, ainda que o custo seja alto, desde que este compense ter uma baixa densidade de drenos.

6) - Os resultados precisam ser testados sob condições de campo.

7) - A instalação de sistemas de drenagem com drenos subterrâneos, no solo utilizado como meio poroso, deve ser uma prática recomendada, porém fazendo-se uso de envoltórios.

8) - Os resultados precisam ser testados sob condições de campo.

## LITERATURA CITADA

AART VAN R. Drainage of irrigated lands In: WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the International Drainage Workshop**. Wageningen: ILRI, 1978.p. 50 - 61 (Publicacion, 25).

AMORIM, W. B. **Diagnóstico e avaliação de desempenho de drenagem subterrânea no Perímetro Irrigado de Babedouro - PE**. Campina Grande - PB. Universidade Federal da Paraíba. 1995. 102 p. (Tese de Mestrado).

ALVA C. A.; J. G. VAN ALPHEN et al. **Problemas de drenaje y salinidad en la Costa Peruana**. ILRI. Bulletins N° 16, 1976, p.116.

ANTONINI A.C.J.; FERREIRA A. P. Desempenho dos drenos sem envelope e com envelope sintético, em relação ao dos drenos com envelope de material mineral, submetidos ao regime de escoamento não-permanente. In: **IX CONGRESSO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM**, 1991. Natal. **Anais**. Fortaleza. 1992. v.1, p. 57-80.

BATISTA, M. J. Condutividade Hidráulica In: **3º Curso Internacional de Drenagem de Terras Agrícolas**. Petrolina: CODEVASF / UFRPe / ILRI 1992a. (Datilografado) 16 p.

\_\_\_\_\_ Drenagem subterrânea e recuperação de solos salinizados no trópico semi-árido brasileiro. **Irrigação e Tecnologia Moderna**, Brasília, n° 47, p. 3 - 6, 1992b.

\_\_\_\_\_ Envoltórios para drenos subterrâneos. **CODEVASF**, Brasília, 1991. (Datilografado) 30 p.

\_\_\_\_\_ Envelope para drenos subterrâneos. **Irrigação e Tecnologia Moderna**, Brasília, nº 19, p. 14 - 22, 1984.

\_\_\_\_\_ Gradiente hidráulico de falha em relação a outros parâmetros do solo e sua influência na determinação do diâmetro efetivo dos drenos. **4º CONGRESSO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM**. 1980. S. Paulo. **Anais**. Brasília, **ABID**, 1980. v. 2, p. 16 -47.

BATISTA, M. J. ; SILVA, C.L.; RODRIGUES, J.D. Análise técnica econômica do comportamento de drenos entubados empregando somente de cascalho e de cascalho com manta sintética. **Irrigação e Tecnologia Moderna**, Brasília, nº 19, p. 14 - 22, 1984.

BELTRAME, L.F.S. ; FIETZ, C.R. Análise de modelos empregados para estimativa da porosidade drenável. In: **8º CONGRESSO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM**, 1988, Florianópolis. **Anais**. Brasília. **ABID**, 1988, v.2. p. 815 - 829.

BELTRAN, J.M. Drainage Agricola In: **Series de ingeniaria rural y desarrollo agrario**. Madrid: Ministerio de Agricultura, Pesca e Alimentacion. IRYDA, 1986. 239 p. (Manual Técnico. 5).

BENTLEY W. J.; R. W. SKAGGS et al. **The effect of variation in hydraulic conductivity on watertable drawdown**. Technical Bulletin 288, 23p., North Carolina Research Service, U.S.A., 1989.

BENTLEY W. J.; SKAGGS R.W. Changes in entrance resistance of subsurface drains. **Journal of the Irrigation and Drainage Engineering**, ASCE, Vol.119, Nº 3, 1993. P. 583 - 599.

BENATTI, Jr. R.; CRUCIANI, E.D.; ABRAÃO, J,T,M. Durabilidade de fibras vegetais usadas como envoltório de drenos subterrâneos. **Irrigação e Tecnologia Moderna**, Brasília, nº 39, p. 35 - 37, 1983.

---

**Drainage and reclamation of salt affected soils, Bardenas Area, Spain.** Wageningen. ILRI. 1978 (publication, 24).

BOERS, Th. M.; C.L. VAN SOMEREN. Design of gravel envelope for sitty na fine sandy soils in Pakistan. In: WESSELING, j. (ed.). **Proceedings of the International Drainage Workshop.** Wageningen: ILRI, 1978. p. 713 - 731 (publication, 25).

BOUMANS, J.H. Drainage calculation in stratified soils using the anisotropic soil model to simulate hidraulic condutivity conditions. In: WESSELING, J. (ed.) **Proceddings of the International Drainage Workshop.** Wageningen: ILRI, 1978, p.108-123 (publication, 25).

BOUWER, H. **Groundwater Hydrology.** McGraw - Hill Kogakusha, Ltda., 1978. 469 p.

BOUWER, H.; JACKSON. R.D. Determining soils properties. In: VAN SCHILFGAARDE, J. ; **Drainage for agricultural.** Madison: American Society of Agronomy. 1974. p. 611 - 666 (Agronomy, 17).

BOS, M.G. Principles of groundwater flow. In: **Twenty-nine International Course on Land Drainage.** Wageningen: ILRI, 1990. 47 p. (Syllabus, 6).

BUCKMAN, H. O. ; BRADY, N.C. **Natureza e propriedades dos solos.** Rio de Janeiro: Livraria Freitas Bastos, 1986. 594 p.

BUENO, B. de S.; VILLAR, O. M. **Mecânica dos solos**. Viçosa, Imprensa Universitária, 1980. 131 p. (Boletim 69).

BUREAU OF RECLAMATION. **Drainage Manual**. US Department of the Interior. Washington: 1978. 286 p.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983. 216 p.

CASTANY, G. **Tratado practico de las aguas subterraneas**. Barcelona: Ediciones Omega, S.A, 1971. 649 p.

CAVELAARS, J.C. Subsurface drainage system design. In: **Twenty-eighth International Course on Land Drainage**. Wageningen. ILRI, 1989. 86 p.

\_\_\_\_\_ **Sistemas subsuperficiales de drenaje agrícola**. In: **Principios y aplicaciones del drenaje**. Wageningen. ILRI, 1977. v.4, p. 1 - 7. (Publication, 16).

CRUCIANI, D.E. **A drenagem na agricultura**. São Paulo: Nobel, 1980. 333 p.

DIELEMAN, P.J. ; RIDDER, N.A. Hidráulica elemental del agua en la zona saturada. In: **Principios y aplicaciones del drenaje**. Wageningen: ILRI, 1977. v.1, p. 168 - 216 (Publication, 16).

DIELEMAN, P.J. ; TRAFFORD, B.D. **Ensayos de drenaje**. Rome: Fao, 1976. 140 p. (Estudios FAO : Riego y Drenaje, nº 28).

DIERICKX, W. Choice of subsurface drainage material. **Journal of American Society of Agriculture Engineers**, St. Joseph, v. 87, n. 2580, p. 2 - 9, 1987.

\_\_\_\_\_ Field experience and laboratory research on drainage envelopes. In: **Proceedings of International Seminar on Land Drainage**. Otoniemi: University of Technology, Department of Civil Engineering Water, 1986. 10 p.

\_\_\_\_\_ Soil invasion into drain pipes In: VAN WILJK, A.L.M. ; WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the Symposium on Agricultural Water Management**. Wageningen: Institute for Land and Water Management Research, 1986. p. 151 - 161.

DIERICKX, W. ; VAN DER MOLEN, W.H. Effect of perforation shape and pattern on the performance of drain pipes. **Agricultural Water Management**. Amsterdam: n° 4, p. 429 - 443, 1981.

DIERICKX, W. ; YÜNCUOGLU, H. Factors affecting the performance of drainage envelope material in structurally unstable soils. **Agricultural Water Management**. Amsterdam, n° 13, p. 225 - 233, 1988.

DUNGLAS, J. Estudio de las experiencias obtenidas con materiales para avenamiento y analisis de las especificaciones disponibles en Francia. In: **FAO - Los materiales para avenamientos**. FAO/Roma. 1972. p. 40-53 (Estudio sobre riego e avenamiento, N ° 9).

DUMM, L.D. Subsurface drainage by transient - flow theory. **Journal of the Irrigation and Drainage Division**. ASCE, vol. 94, N ° IR4, December, 1968, p. 505 - 519.

EGGELSMANN R. Subsurface Drainage Instrucons. **Bulletins of the German Association for Water Resources and Land Improvement**. Berlin. 1984. 285 p.

- F.A.O. 1985. **Elementos para el proyecto de drenaje**. Estudio FAO Riego y Drenaje n° 38. FAO, Roma. 40 p.
- FERREIRA, P. V. **Estatística experimental aplicada à agronomia**. Maceió-EDUFAL, 1991.
- FOUSS, J.L. Drain tube materials and installation. In: VAN SHILFGAARDE, J. (ed). **Drainage for agricultural**. Madison: American Society of Agronomy, 1974. p. 147 - 177. (Agronomy, 17).
- GOMES, P. C. F. **Problemática da caracterização de solos aluviais para fins de drenagem subterrânea**. Campina Grande - PB, 1977. 119 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Paraíba,
- GOMES, F. P. **Iniciação à estatística**. 6° ed. São Paulo. Nobel S. A 1978. 211p.
- GONZAGA, E. **Aplicabilidade do tubo de PVC para esgoto como material drenante alternativo**. Campina Grande - PB, 1994. 60 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Paraíba.
- GUITJENS, J.C. Hydraulic models. In: VAN SCHILFGAARDE, J. (ed). **Drainage for agricultural**. Madison: American Society of Agronomy, 1974. P. 537 - 555. (Agronomy, 17).
- GUYON, G. Les materiaux de drainage. In: **Bulletin Technique de Génie Rural**. Ministère de L'Agriculture: CTGREF, République Française. N° 126, p. 29 - 39, 1980.
- HAYNES, J. L. **Uso agrícola dos tabuleiros costeiros do Nordeste do Brasil, um exame das pesquisas**, SUDENE, Recife, 1970. 139 p.

IRWIN, R.W. ; HORE, F.R. Drain envelope materials in Canada, In: WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the International Drainage Workshop**. Wageningen: ILRI, 1978. p. 283 - 295. (Publication, 25).

JACOMINE, P. K. T.; RIBEIRO R. M. **Solos de referência de Pernambuco: extração e preparação dos monolitos**. In: XIII Congresso Latino Americano de Ciências do Solo, São Paulo, 1996, v. 1.

JACOMINE, P. K. T.; CAVALCANTI, A. C.; BURGOS, N.; PESSOA, S. C. P. **Levantamento exploratório e reconhecimento de solos do Estado de Pernambuco**. Recife: MA/DNPEA - SUDENE / DRN, 1973. v. 1 (Boletim técnico, 26).

JOHNSTON, W.R. Drainage installation problems in the San Joaquin Valley California, US. In: WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the International Drainage Workshop**. Wageningen: ILRI, 1978. p. 603 -619. (Publication, 25).

KABAT, P; BEEKMA, J. Water in the Usaturated zone. In: RITZEMA, H. P. **Drainage Principles and Applications**. 2 ed. Wageningen: The Netherlands. International Institute for land Reclamation and Improvement (ILRI), 1994 cap. 12, p. 384-434. (ILRI. Publication,16).

KELLER, J.; ROBINSON, A. R.. Laboratory research on interceptor drains. **Journal of the Irrigation and Drainage Divison**. ASCE. Vol. 85, N° IR3, september, 1959, pp. 25 - 40.

KESSLER J. ; OOSTERBAAN J.R. Determinación de la conductividade hidráulica de los suelos. In: **Principios y aplicaciones del drenaje**. Wageningen: ILRI, 1978. v. 3, p. 275 - 320. (Publication, 16).

KIRKHAM, D. Steady - state theories for drainage. **Journal of the Irrigation and Drainage Divison**. American Society of Civil Engeneers, nº 1, p. 19 - 39. 1966.

KNOPS, J.A.C. Research on envelope materials for subsurface drains. In: WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the International Drainage Workshop**. Wageningen: ILRI, 1978, p. 368 - 392. (Publication, 25).

KNOPS, J.A.C. ; DIERICKX, W. Drainage materials. In: WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the International Drainage Workshop**. Wageningen: ILRI, 1978. p. 14 - 36. (Publication, 25).

KNOPS, J.A.C. ; ZUIDEMA, F.C. ; SOMEREN, C.L. VAN ; SCHOLTON, J. Guideline for the selection of envelope material for subsurface drains. In: WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the International Drainage Workshop**. Wageningen: ILRI, 1978. p. 439 - 451. (Publication, 25).

LAMSTER, E. C. Programa Nacional de Aproveitamento de Várzeas. **MINISTÉRIO DA AGRICULTURA**, Brasília, 1983. p. 7 - 11 (Informação técnica, 1 ).

LANG, O.R.S. Estimativa da porosidade drenável em função da condutividade hidráulica saturada de um solo orgânico. In: **IX CONGRESSO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM**, 1991, Natal. **Anais**. Fortaleza, 1992. v. 1, p. 619 - 629.

LAGACÉ R.; SKAGGS W. R. Prediction of drain silting by soil aggregate size analysis. **Transactions of the ASAE**; v. 3 n.3, p. 796 - 803, 1988.

---

LENNOZ - GRATIN Ch. Effect of envelopes on flow patterns near drain pipe. **Journal of the Irrigation and Drainage Engineering**, ASCE, v. 115, n. 4, August, 1989, p. 626 - 641

LUTHIN, J.N. **Drainage Engineering**. Wiley, New York, 1973, 350 p.

\_\_\_\_\_ **Drenaje de tierras agrícolas**. México: Editorial Limosa, 1974a. 684 p.

\_\_\_\_\_ Drainage analogues. In: VAN SCHILFGAARDE, J. (ed). **Drainage for Agricultural**, Madison: American Society of Agronomy, 1974b. p.517-536.(Agronomy, 17).

MARIÑO, A.M.; LUTHIN, J. **Seepage and Ground-Water**, Elsevier, Amsterdam, 1982, 483 p.

MILLAR, A.A. **Drenagem de terras agrícolas: bases agronômicas**. São Paulo: Editerra Editorial Ltda., 303 p. 1988.

MILLER, D. W.; WILLARDSON, S. L. Head kiss at siuk - drain envelope interfaces. **Journal of the Irrigation and Drainage Engineering**. ASCE, Vol. 109, N<sup>o</sup>2, June, 1983, p. 211 - 220.

MOODY, W. T. Nonlinear differential equation of drain spacing. **Journal of the Irrigation and Drainage Division**. ASCE, Vol. 92. IR 2, June. 1966. P. 1 - 9.

MONTENEGRO, S. M. G. L. Estudo experimental e numérico de drenagem subterrânea - Aplicação do método dos elementos de contorno.. São Paulo, 1989. 200 p. Dissertação (Mestrado) - E.E.S.C./ USP

NIEUWENHUS, G. J. A.; J. WESSELING. Effect of perforation and filter material on entrance resistance and effective diameter of plastic pipes. **Agricultural Water Management**. n.13, p. 225 - 233, 1978. Elsevier Science Publishers, Amsterdam - Netherlands.

OOSTERBAAN, R.J. Subsurface flow to drains and wells. In: **28º International Course on Land Drainage**. Wageningen: ILRI, 1989, 81 p.

\_\_\_\_\_ The study of effects of drainage on agriculture. In: **Land reclamation and water manegement**. Wageningen: ILRI, 1980, p. 160 - 169 (Publication, 27).

PANOSO, L. A. **Levantamento detalhado dos solos da Estação Experimental de Itapirema**. Rio de Janeiro, 1969. 84 p. (Boletim técnico nº12).

PARFITT, E. B. ; CRUCIANI, D.E. Geometria de perfurações em drenos tubulares e sua descarga subterrânea. In: **8º CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA**, 1988, Florianópolis. **Anais**. Brasília: ABID, 1988. v. 2, p. 677 - 770.

PIRES, E.T. ; FERREIRA, P.A. ; BERNARDO, S. ; CHAVES, R.N.M. Redes de fluxo de água em condições de laboratório, meio saturado e regime de escoamento permanente. **Irrigação e Tecnologia Moderna**, Brasília, nº 13, p. 12 - 15, 1983.

PIZARRO, F. **Drenaje agrícola y recuperacion de suelos salinos**. Madrid: Agricola Espanhola, 1978. 521 p.

QUEIROZ, J.E. Avaliação do desempenho hidráulico de dois sistemas pilotos de drenagem subterrânea usando manilhas de barro, no perímetro irrigado de Sumé - PB. Campina Grande - PB, 1987. 98 p. Dissertação ( Mestrado) - Universidade Federal da Paraíba

QUEIROZ, J.E. ; OLIVEIRA, G. R. Espaçamento entre linhas de drenos para diferentes critérios de drenagem no perímetro irrigado de Sumé-PB. In: **8º CONGRESSO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM**, Florianópolis. **Anais**. Brasília: ABID, 1988. v. 2, p, 737 - 790.

REICHARDT, K. **A água na produção agrícola**. Piracicaba: MacGraw - Hill, 1978.111p.

\_\_\_\_\_ **Processo de transferência no sistema solo-água-planta-atmosfera**. Piracicaba: CENEA/USP, 1975. 286 p.

RIDDER, N.A. Hidrogeologia de los diferentes tipos de zonas llanas. In: **Principios y aplicaciones del drenaje**. Wageningen: ILRI, 1977. v . 1, p. 1 - 33. (Publicacion, 16).

RITZEMA, H. P. Subsurface flow to drains. In: **Drainage Principles and Applications**. Wageningen. The Netherlands. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI) 16 (2º ed): p. 263- 304. 1994.

SEKENDAR, M. Entrance resistance of enveloped drainage pipes. **Agricultural Water Management**. n. 8, p. 351 - 360, 1984. Elsevier Science publishers, Amsterdam - Netherlands

S. C. S. **Drainage of agricultural land**. Soil Conservation Service. Water Information Center, Huntington, New York, 1973.

SEGEREN W. & DE LA TORRE, A. Conduktividad hidráulica. In: **II Curso Nacional de Drenaje de Tierras Agrícolas**. Centro de Drenaje y Recuperación de Tierras, La Molina, 1969. p. 3.5/1 - 3.5/39.

SILVA, L. M. **Envolvamento de tubos-dreno com mantas não-tecidas**. Florianópolis, Imprensa Universitária, 1983. 118 p.

SMEDEMA, L.K. ; RYCROFT, D.W. **Land Drainage: planning and design of agricultural dranaige systems**. Bastford, London, 1983, 288 p.

SMEDEMA, L.K. **Estado de desarrollo del drenaje en el mundo**. Oxfordshire, Reino Unido, n° 6, p. 9 - 10, 1995.

SPIEGEL, M. R. **Estatística**. 2° ed., São Paulo. McGraw-Hill do Brasil, 35 p. 1985.

STUIJT, L.C.P.M. **Drainage material**. In: **Twenty-eighth International Course on Land Drainage**. Wageningen: ILRI, 1989. 47 p. (Syllabus, 22).

THEOBALD, G. H. **Methods and machines for tiles drainage**. Rome. Italy, FAO.1963.104 p.

×

TILIGADAS, E. **Effecto of differents parameters on entrance resistance of corrugated plastic drains**. **Agriculture Water Management**, Amsterdan, n° 13, p. 225 - 233, 1988.

VAN BEERS, W.F.J. **Suelos y propiedades del suelos**. In: **Princípios y aplicaciones del drenaje**, Wageningen: ILRI, 1977. v. 1, p. 39 - 79. (Publication, 16).

---

Some nomographs for the calculation of drain spacings. Bulletin n° 8. **International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI)**. Wageningen. The Netherlands, 1979. 48 p.

- VAN DER MOLEN, W.H. Balance de sales y necesidades de lavado. In: **Principios y aplicaciones del drenaje**. Wageningen: ILRI, 1977. v. 2, p. 65 - 103. (Publication, 16).
- VAN SCHILFGAARDE, J. **Drainage for agriculture**. Madison: American Society of Agronomy, 1974. 700 p. (Agronomy, 17).
- VAN SOMEREN, C.L. **Drainage materials: Synthesis**. In: FAO. Drainage materials. FAO/ Rome. 1972. p. 1 - 25. (Irrigation and Drainage, Paper 9 ).
- VAN ZEIJTS, T.E.J. General information on subsurface drainage in the Netherlands. In: WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the International Drainage Workshop**. Wageningen: ILRI, 1978. p. 481 - 507. (Publication, 25).
- WESSELING, J. Fluxe subsuperficial del agua a los drenos. In: **Principios y aplicaciones del drenaje**. Wageningen: ILRI, 1977. v. 2, p. 3 - 62. (Publication, 16).
- \_\_\_\_\_ The entrance resistance drains as a factor in design. In: WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the International Drainage Workshop**. Wageningen: ILRI, 1978. p.354 - 365. (Publication, 25).
- WESSELING, J. ; HOMMA, F. Hidraulic resistance of drain pipes. **Institute for Land and Water Manegement Reseach**, Wageningen, n°50, p. 183 - 197, 1967.
- WESSELING, J. ; VAN SOMEREN, C.L. **Materiales para aveniamientos. Informe provisional sobre la experiencia obtnida en los paises bajos**. In: Material del drenaje. Rome: FAO/ONU, 1972. p. 59 - 88. Estudios FAO: Riego y Drenage, n°9)

WILLARDSON, L.S. Envelope Materials. In: VAN SCHILFGAARDE, J. **Drainage for agricultural**. Madison: American Society of Agronomy, 1974. p. 178 - 196. (Agronomy, 17).

WILLARDSON, L.S. ; WALKER, R.F. Synthetic drain envelope - soil interactions. **Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE**, nº 15028, p. 367 - 373, 1979.

YOUNGS, E. G. The hydraulic effect of filter materials around gappy non-ideal field drains. **Agricultural Water Manegement**. Nº 3, p. 17 - 34; 1980. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdan - Netherlands.

ZEEUW J. W. Analisis de hidrogramas para zonas com predominio de escorentia subsuperficial. In: **Principios y aplicaciones del drenaje**. Wageningen. ILRI, 1977. V. 2, p. 345 - 382 (Publication, 16).

ZUIDEMA, F.C.; SCHOLTEN, J. Model tests on drainage material. In: WESSELING, J. (ed). **Proceedings of the International Drainage Workshop**. Wageningen: ILRI, 1978. p. 393 - 401. (Publication, 25).

## **ANEXOS**

### **ANEXO 1- DESCRIÇÃO GERAL**

**PERFIL** - 03

**DATA** - 20.04.95

**CLASSIFICAÇÃO** - PODZOL ÁLICO com duripan A moderado textura arenosa fase cerrado relevo plano.

**LOCALIZAÇÃO, MUNICÍPIO, ESTADO E COORDENADAS** - Unidade de Execução de Pesquisa de Itapirema, Município de Goiana (PE). 07°37'30" S e 34°57'30" W.

**SITUAÇÃO, DECLIVE E COBERTURA VEGETAL SOBRE O PERFIL** - Trincheira situada em área levemente abaciada em topo de tabuleiro com 0-2,5% de declividade, sob pomar de sapotizeiro.

**ALTITUDE** - 70 metros acima do nível do mar.

**LITOLÓGIA E CRONOLOGIA** - Grupo Barreiras. Terciário.

**MATERIAL ORIGINÁRIO** - Sedimentos arenosos do Grupo Barreiras.

**PEDREGOSIDADE** - Não pedregoso.

**ROCHOSIDADE** - Não rochoso.

**RELEVO LOCAL** - Plano, levemente deprimido.

**RELEVO REGIONAL** - Plano e suave ondulado.

**EROSÃO** - Não aparente.

**DRENAGEM** - Imperfeitamente drenado.

**VEGETAÇÃO PRIMÁRIA** - Cerrado.

**USO ATUAL** - Cultura de sapoti.

**CLIMA** - Ams' da classificação de KOPPEN. 3dTh da classificação de GAUSSEN.

**DESCRITO E COLETADO POR** - P.K.T. Jacomine, M.R. Ribeiro, M. M. Corrêa.

## ANEXO 4- QUADRO DE RESULTADOS DA ANÁLISE DE VARIÂNCIA

### Análise de variância do parâmetro carga hidráulica de entrada ( $h_e$ )

Causas da Variação	G. L.	S. Q.	Q. M.	Valor F	Prob. >F
Tipos de Drenos	2	2,7102909	1,3551455	9,0740	0,00219
Tipos de Envoltórios	2	159,8478136	799,239068	535,1674	0,00001
Tipos de Drenos + Tipos de Envoltórios	4	166,3293201	415,823300	278,4337	0,00001
Resíduo	18	2,6881875	0,1493437		
<b>Total</b>	<b>26</b>	<b>331,5756120</b>			

Média Geral= 6,286667

Coefficiente de Variação = 6,147 %

### Análise de variância da relação carga hidráulica de entrada/carga total ( $h_e/h_{tot}$ )

Causas da Variação	G. L.	S. Q.	Q. M.	Valor F	Prob. >F
Tipos de Drenos	2	0,0285604	0,0142802	3,4385	0,05322
Tipos de Envoltórios	2	0,8522345	0,4261172	102,6033	0,00001
Tipos de Drenos + Tipos de Envoltórios	4	0,7680033	0,1920008	46,2312	0,00001
Resíduo	18	0,0747550	0,0041531		
<b>Total</b>	<b>26</b>	<b>1,7235532</b>			

Média Geral=0,439259

Coefficiente de Variação = 14,671 %

### Análise de variância do parâmetro resistência de entrada ( $W_e$ )

Causas da Variação	G. L.	S. Q.	Q. M.	Valor F	Prob. >F
Tipos de Drenos	2	0,7052813	0,3526406	90,2382	0,00001
Tipos de Envoltórios	2	0,8528157	0,4264079	109,1147	0,00001
Tipos de Drenos + Tipos de Envoltórios	4	2,2025187	0,5506297	140,9021	0,00001
Resíduo	17	0,0664341	0,0039079		
<b>Total</b>	<b>25</b>	<b>3,8270498</b>			

Média Geral= 0,227312

Coefficiente de Variação =27,501 %

**ANEXO 5- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A1B1**

$\Delta t$ (s)	$h_e$ (cm)	$h_{tot}$ (cm)	$h_e / h_{tot}$ (-)	$q$ ( $m^3 \cdot dia^{-1} \cdot m^{-1}$ )	$W_e$ (dias. $m^{-1}$ )	$\alpha$ (-)
98	19,27	25,95	0,743	9,378	0,0219	0,04
244	18,05	24,02	0,752	3,570	0,051	0,10
396	16,40	22,17	0,741	2,193	0,0751	0,14
562	14,87	20,02	0,744	1,543	0,0966	0,19
720	13,47	17,97	0,751	1,204	0,1123	0,22
892	11,73	15,82	0,743	0,973	0,1211	0,23
1097	10,22	13,70	0,746	0,792	0,1296	0,25
1302	8,60	11,62	0,742	0,666	0,1294	0,25
1569	7,13	9,63	0,743	0,555	0,1289	0,25
1861	5,60	7,58	0,745	0,468	0,120	0,23
2218	4,10	5,53	0,746	0,392	0,1047	0,20
2745	2,62	3,67	0,717	0,317	0,0818	0,16
5648	1,20	1,72	0,698	0,177	0,0667	0,13
16520	0,30	0,52	0,526	0,061	0,0412	0,08
<b>Médias</b>	<b>9,54</b>	<b>12,85</b>	<b>0,720</b>	<b>1,590</b>	<b>0,0914</b>	<b>0,18</b>
<b>S</b>	<b>6,31</b>	<b>8,43</b>	<b>0,06</b>	<b>2,43</b>	<b>0,04</b>	<b>0,07</b>
<b>CV%</b>	<b>66,16</b>	<b>65,60</b>	<b>8,17</b>	<b>152,75</b>	<b>39,10</b>	<b>38,40</b>

**ANEXO 6- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A1B2**

$\Delta t$ (s)	$h_e$ (cm)	$h_{tot}$ (cm)	$h_e / h_{tot}$ (-)	$q$ ( $m^3 \cdot dia^{-1} \cdot m^{-1}$ )	$W_e$ (dias. $m^{-1}$ )	$\alpha$ (-)
47	8,47	20,93	0,41	22,86	0,0044	0,01
110	7,60	18,90	0,40	9,46	0,009	0,02
179	6,42	15,88	0,41	5,84	0,0121	0,02
262	5,30	13,63	0,38	4,13	0,0133	0,03
327	4,88	12,30	0,39	3,21	0,0158	0,03
396	4,27	11,18	0,38	2,60	0,0171	0,03
444	3,70	9,85	0,37	2,17	0,0174	0,03
530	3,17	8,67	0,36	1,80	0,0182	0,04
639	2,70	7,45	0,36	1,49	0,0194	0,04
734	2,13	6,10	0,35	1,25	0,0180	0,04
934	1,80	5,07	0,36	1,02	0,0209	0,04
1253	1,37	3,93	0,35	0,80	0,0240	0,05
1784	0,73	2,80	0,25	0,59	0,0197	0,04
3556	0,18	5,07	0,36	0,34	0,0083	0,01
<b>Médias</b>	<b>3,77</b>	<b>10,13</b>	<b>0,37</b>	<b>4,11</b>	<b>0,02</b>	<b>0,03</b>
<b>S</b>	<b>2,54</b>	<b>5,64</b>	<b>0,04</b>	<b>5,93</b>	<b>0,01</b>	<b>0,01</b>
<b>CV%</b>	<b>67,33</b>	<b>55,71</b>	<b>10,74</b>	<b>144,29</b>	<b>35,17</b>	<b>39,29</b>

**ANEXO 7- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A1B3**

*Handwritten note:* 11/10/2010

$\Delta t$ (s)	$h_e$ (cm)	$h_{tot}$ (cm)	$h_e / h_{tot}$ (-)	$q$ ( $m^3 \cdot dia^{-1} \cdot m^{-1}$ )	$W_e$ (dias. $m^{-1}$ )	$\alpha$ (-)
66	14,28	23,67	0,60	13,20	0,0110	0,02
138	12,95	21,58	0,60	6,36	0,0206	0,04
238	11,90	19,75	0,60	3,66	0,0328	0,06
343	10,53	17,77	0,59	2,55	0,0418	0,08
453	9,45	13,22	0,80	1,93	0,0496	0,10
578	8,42	14,15	0,59	1,51	0,0564	0,11
742	6,10	12,22	0,50	1,18	0,0517	0,10
923	6,17	9,75	0,67	0,95	0,0659	0,13
1161	5,05	8,58	0,59	0,75	0,0679	0,13
1497	3,82	6,40	0,60	0,59	0,0663	0,13
1909	2,83	4,75	0,60	0,46	0,0625	0,12
2558	1,53	2,98	0,51	0,34	0,0448	0,09
3937	0,40	1,00	0,41	0,23	0,0180	0,03
Médias	7,19	11,99	0,59	2,59	0,0453	0,09
S	4,46	7,25	0,09	3,61	0,02	0,04
CV%	161,13	165,36	652,38	71,74	232,66	224,98

*Handwritten note:* 11/10/2010

**ANEXO 8- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A2B1**

$\Delta t$ (s)	$h_e$ (cm)	$h_{tot}$ (cm)	$h_e / h_{tot}$ (-)	$q$ ( $m^3 \cdot dia^{-1} \cdot m^{-1}$ )	$W_e$ (dias. $m^{-1}$ )	$\alpha$ (-)
808	22,50	26,00	0,87	1,11	0,2131	0,41
2101	20,98	24,95	0,84	0,43	0,5158	1,00
3569	19,15	22,60	0,85	0,25	0,8004	1,54
5270	14,38	20,42	0,70	0,17	0,8258	1,59
7353	15,63	18,22	0,86	0,12	1,3442	2,59
9910	13,52	15,78	0,86	0,09	1,5587	3,01
11918	12,15	14,15	0,86	0,08	1,6806	3,24
15302	10,53	12,08	0,87	0,06	1,8729	3,61
18658	8,88	10,20	0,87	0,05	1,9242	3,71
21963	6,72	7,78	0,86	0,04	1,7108	3,30
28163	3,82	4,52	0,85	0,03	1,1870	2,29
Médias	13,48	16,06	0,84	0,22	1,2394	2,39
S	5,88	7,07	0,05	0,32	0,5782	1,11
CV%	43,63	44,03	5,82	144,39	46,65	46,65

**ANEXO 9- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A2B2**

$\Delta t$ (s)	$h_e$ (cm)	$h_{tot}$ (cm)	$h_e / h_{tot}$ (-)	$q$ ( $m^3 \cdot dia^{-1} \cdot m^{-1}$ )	$W_e$ (dias. $m^{-1}$ )	$\alpha$ (-)
132	2,02	16,10	0,12	6,60	0,0030	0,01
308	2,55	16,13	0,15	2,81	0,0089	0,02
537	2,47	16,03	0,15	1,62	0,0150	0,03
750	2,22	15,00	0,15	1,16	0,0187	0,04
987	2,08	14,03	0,15	0,88	0,0236	0,05
1210	1,30	12,33	0,10	0,72	0,0180	0,03
1511	0,63	10,50	0,06	0,57	0,0110	0,02
1838	0,28	8,92	0,03	0,47	0,0060	0,01
2104	0,63	7,63	0,08	0,42	0,0165	0,03
2674	1,23	6,78	0,18	0,32	0,0396	0,08
3158	1,30	5,37	0,24	0,28	0,0497	0,10
3862	1,70	4,13	0,42	0,23	0,0798	0,15
4751	1,87	3,15	0,59	0,18	0,1080	0,21
<b>Médias</b>	<b>1,56</b>	<b>10,47</b>	<b>0,19</b>	<b>1,25</b>	<b>0,0306</b>	<b>0,06</b>
<b>S</b>	<b>0,73</b>	<b>4,79</b>	<b>0,16</b>	<b>1,76</b>	<b>0,03</b>	<b>0,06</b>
<b>CV%</b>	<b>47,01</b>	<b>45,74</b>	<b>83,41</b>	<b>141,09</b>	<b>102,78</b>	<b>100,92</b>

**ANEXO 10- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A2B3**

$\Delta t$ (s)	$h_e$ (cm)	$h_{tot}$ (cm)	$h_e / h_{tot}$ (-)	$q$ ( $m^3 \cdot dia^{-1} \cdot m^{-1}$ )	$W_e$ (dias. $m^{-1}$ )	$\alpha$ (-)
211	6,58	25,7	0,26	4,1	0,016	0,03
526	5,95	22,1	0,27	1,64	0,0362	0,07
878	5,22	21,52	0,24	0,99	0,0529	0,10
1252	4,40	19,37	0,23	0,69	0,0636	0,12
1645	3,77	17,35	0,22	0,53	0,0715	0,14
2076	3,40	15,93	0,21	0,42	0,0815	0,16
2616	2,55	13,62	0,19	0,33	0,0770	0,15
3255	1,80	11,28	0,16	0,27	0,0677	0,13
3840	1,33	9,77	0,14	0,23	0,0592	0,11
4829	0,90	7,52	0,12	0,18	0,0500	0,10
5800	0,57	4,42	0,15	0,15	0,0373	0,07
7169	0,73	4,27	0,18	0,12	0,0608	0,12
<b>Médias</b>	<b>3,10</b>	<b>14,40</b>	<b>0,20</b>	<b>0,80</b>	<b>0,0562</b>	<b>0,11</b>
<b>S</b>	<b>2,11</b>	<b>7,10</b>	<b>0,05</b>	<b>1,13</b>	<b>0,02</b>	<b>0,04</b>
<b>CV%</b>	<b>68,04</b>	<b>49,32</b>	<b>24,32</b>	<b>140,80</b>	<b>33,70</b>	<b>33,98</b>

**ANEXO 11- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A3B1**

*Wagner et al / nu. 1-2011*

$\Delta t$ (s)	$h_e$ (cm)	$h_{tot}$ (cm)	$h_e/h_{tot}$ (-)	$q$ ( $m^3 \cdot dia^{-1} \cdot m^{-1}$ )	$W_e$ (dias. $m^{-1}$ )	$\alpha$ (-)
115	10,02	25,85	0,39	7,68	0,0133	0,03
293	9,52	23,92	0,4	2,96	0,0323	0,06
497	8,70	21,80	0,40	1,74	0,0501	0,10
704	6,63	19,75	0,34	1,23	0,0545	0,11
936	5,90	17,80	0,33	0,92	0,0634	0,12
1179	5,15	15,93	0,32	0,73	0,0711	0,14
1501	5,40	13,88	0,39	0,58	0,0939	0,18
1859	4,53	11,75	0,39	0,47	0,0976	0,19
2306	3,60	9,73	0,37	0,38	0,0962	0,19
2820	2,88	8,10	0,36	0,31	0,0942	0,18
3452	2,07	6,10	0,34	0,25	0,0827	0,16
4372	1,20	4,15	0,29	0,20	0,0604	0,12
5732	0,42	2,40	0,17	0,15	0,0271	0,05
Médias	5,08	13,94	0,35	1,35	0,0644	0,13
S	3,08	7,65	0,06	2,06	0,03	0,05
CV%	60,58	54,92	18,22	151,91	43,95	43,52

*foram classificados*

**ANEXO 12- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A3B2**

$\Delta t$ (s)	$h_e$ (cm)	$h_{tot}$ (cm)	$h_e/h_{tot}$ (-)	$q$ ( $m^3 \cdot dia^{-1} \cdot m^{-1}$ )	$W_e$ (dias. $m^{-1}$ )	$\alpha$ (-)
67	6,79	25,97	0,26	12,92	0,0053	0,01
183	6,67	26,67	0,25	4,74	0,0142	0,03
306	6,54	24,54	0,27	2,82	0,0232	0,04
438	6,23	22,28	0,28	1,97	0,0316	0,06
583	6,12	21,14	0,29	1,48	0,0413	0,08
737	5,91	18,96	0,31	1,17	0,0504	0,10
928	5,65	17,03	0,33	0,93	0,0607	0,12
1145	5,41	15,38	0,35	0,75	0,0717	0,14
1379	5,35	13,98	0,38	0,63	0,0854	0,16
1715	5,03	12,08	0,42	0,50	0,0996	0,19
2056	4,88	10,63	0,46	0,42	0,1161	0,22
2485	4,69	9,12	0,51	0,35	0,1346	0,26
3055	4,42	7,64	0,58	3,27	0,1081	0,21
3870	4,32	5,84	0,74	2,80	0,1332	0,26
5096	4,09	4,39	0,93	2,53	0,1683	0,32
7715	4,03	3,23	1,25	2,16	0,2563	0,49
Médias	5,38	15,92	0,51	2,63	0,0933	0,18
S	0,93	7,79	0,28	3,05	0,07	0,13
CV%	17,30	48,94	54,93	115,97	70,33	69,72

**ANEXO 13- Parâmetros hidráulicos apresentados pelo sistema drenante A3B3**

*original e planilha*

$\Delta t$	$h_e$	$h_{tot}$	$h_e/h_{tot}$	$q$	$W_e$	$\alpha$
(s)	(cm)	(cm)	(-)	( $m^3 \cdot dia^{-1} \cdot m^{-1}$ )	(dias. $m^{-1}$ )	(-)
101	15,8	28,9	0,55	8,54	0,0185	0,04
314	14,9	26,48	0,56	2,75	0,0541	0,1
551	13,88	24,20	0,57	1,57	0,0885	0,17
810	12,65	21,88	0,58	1,07	0,1186	0,23
1082	11,73	19,90	0,59	0,80	0,1468	0,28
1412	10,33	17,53	0,59	0,62	0,1687	0,33
1784	9,45	15,00	0,63	0,49	0,1950	0,38
2216	7,88	12,75	0,62	0,39	0,2020	0,39
2662	6,63	10,98	0,60	0,33	0,2046	0,39
3289	5,68	8,55	0,66	0,26	0,2147	0,41
4065	4,28	6,58	0,65	0,21	0,2011	0,39
4864	3,25	4,75	0,69	0,18	0,1830	0,35
5987	2,18	2,93	0,74	0,14	0,1508	0,29
7870	1,15	1,33	0,87	0,11	0,1053	0,20
Médias	8,56	14,41	0,64	1,25	0,15	0,28
S	4,85	9,00	0,09	2,22	0,06	0,12
CV%	56,72	62,48	13,50	177,95	41,91	41,89

**ANEXO 14- Cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades**

Sistemas Drenantes								
A1B1			A1B2			A1B3		
$h_e$	Ordem	P(%)	$h_e$	Ordem	P(%)	$h_e$	Ordem	P(%)
1,20	1	3,85	0,73	1	3,85	0,40	1	3,85
2,62	2	11,54	1,37	2	11,54	1,53	2	11,54
4,10	3	19,23	1,80	3	19,23	2,83	3	19,23
5,60	4	26,92	2,13	4	26,92	3,82	4	26,92
7,13	5	34,62	2,70	5	34,62	5,05	5	34,62
8,60	6	42,31	3,17	6	42,31	6,10	6	42,31
10,22	7	50,00	3,70	7	50,00	6,17	7	50,00
11,73	8	57,69	4,27	8	57,69	8,42	8	57,69
13,47	9	65,38	4,88	9	65,38	9,45	9	65,38
14,87	10	73,08	5,30	10	73,08	10,53	10	73,08
16,40	11	80,77	6,42	11	80,77	11,90	11	80,77
18,05	12	88,46	7,60	12	88,46	12,95	12	88,46
19,27	13	96,15	8,47	13	96,15	14,28	13	96,15

**ANEXO 15- Cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades**

Sistemas Drenantes								
A2B1			A2B2			A2B3		
he	Ordem	P(%)	he	Ordem	P(%)	he	Ordem	P(%)
3,82	1	4,55	0,28	1	4,55	0,57	1	4,55
6,72	2	13,64	0,63	2	13,64	0,73	2	13,64
8,88	3	22,73	0,63	3	22,73	0,90	3	22,73
10,53	4	31,82	1,23	4	31,82	1,33	4	31,82
12,15	5	40,91	1,30	5	40,91	1,80	5	40,91
13,52	6	50,00	1,30	6	50,00	2,55	6	50,00
14,38	7	59,09	1,70	7	59,09	3,40	7	59,09
15,63	8	68,18	1,87	8	68,18	3,77	8	68,18
19,15	9	77,27	2,02	9	77,27	4,40	9	77,27
20,98	10	86,36	2,08	10	86,36	5,22	10	86,36
22,50	11	95,45	2,22	11	95,45	5,95	11	95,45

**ANEXO 16- Cargas hidráulicas de entrada ( $h_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades**

Sistemas Drenantes								
A3B1			A3B2			A3B3		
he	Ordem	P(%)	he	Ordem	P(%)	he	Ordem	P(%)
0,42	1	3,85	6,79	1	3,85	15,80	1	3,85
1,20	2	11,54	6,67	2	11,54	14,90	2	11,54
2,07	3	19,23	6,54	3	19,23	13,88	3	19,23
2,88	4	26,92	6,23	4	26,92	12,65	4	26,92
3,60	5	34,62	6,12	5	34,62	11,73	5	34,62
4,53	6	42,31	5,91	6	42,31	10,33	6	42,31
5,15	7	50,00	5,65	7	50,00	9,45	7	50,00
5,40	8	57,69	5,41	8	57,69	7,88	8	57,69
5,90	9	65,38	5,35	9	65,38	6,63	9	65,38
6,63	10	73,08	5,03	10	73,08	5,68	10	73,08
8,70	11	80,77	4,88	11	80,77	4,28	11	80,77
9,52	12	88,46	4,69	12	88,46	3,25	12	88,46
10,02	13	96,15	4,42	13	96,15	2,18	13	96,15

**ANEXO 17- Razão entre as cargas hidráulicas ( $h_e/h_{tot}$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades**

Sistemas Drenantes								
A1B1			A1B2			A1B3		
$h_e/h_{tot}$	Ordem	P(%)	$h_e/h_{tot}$	Ordem	P(%)	$h_e/h_{tot}$	Ordem	P(%)
0,698	1	3,85	0,246	1	3,85	0,409	1	3,85
0,717	2	11,54	0,346	2	11,54	0,500	2	11,54
0,741	3	19,23	0,350	3	19,23	0,512	3	19,23
0,742	4	26,92	0,357	4	26,92	0,588	4	26,92
0,743	5	34,62	0,362	5	34,62	0,593	5	34,62
0,743	6	42,31	0,363	6	42,31	0,595	6	42,31
0,743	7	50,00	0,372	7	50,00	0,596	7	50,00
0,744	8	57,69	0,378	8	57,69	0,597	8	57,69
0,745	9	65,38	0,384	9	65,38	0,600	9	65,38
0,746	10	73,08	0,393	10	73,08	0,603	10	73,08
0,746	11	80,77	0,404	11	80,77	0,604	11	80,77
0,751	12	88,46	0,405	12	88,46	0,666	12	88,46
0,752	13	96,15	0,406	13	96,15	0,796	13	96,15

**ANEXO 18- Razão entre as cargas hidráulicas ( $h_e/h_{tot}$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades**

Sistemas Drenantes								
A2B1			A2B2			A2B3		
$h_e/h_{tot}$	Ordem	P(%)	$h_e/h_{tot}$	Ordem	P(%)	$h_e/h_{tot}$	Ordem	P(%)
0,705	1	4,55	0,124	1	4,55	0,256	1	4,55
0,841	2	13,64	0,152	2	13,64	0,272	2	13,64
0,847	3	22,73	0,151	3	22,73	0,242	3	22,73
0,853	4	31,82	0,145	4	31,82	0,227	4	31,82
0,857	5	40,91	0,147	5	40,91	0,217	5	40,91
0,858	6	50,00	0,103	6	50,00	0,213	6	50,00
0,859	7	59,09	0,059	7	59,09	0,187	7	59,09
0,864	8	68,18	0,032	8	68,18	0,159	8	68,18
0,866	9	77,27	0,083	9	77,27	0,137	9	77,27
0,872	10	86,36	0,180	10	86,36	0,119	10	86,36
0,872	11	95,45	0,244	11	95,45	0,146	11	95,45

**ANEXO 19- Razão entre as cargas hidráulicas ( $h_e/h_{tot}$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades**

Sistemas Drenantes								
A3B1			A3B2			A3B3		
$h_e/h_{tot}$	Ordem	P(%)	$h_e/h_{tot}$	Ordem	P(%)	$h_e/h_{tot}$	Ordem	P(%)
0,387	1	3,85	0,263	1	3,85	0,547	1	3,85
0,398	2	11,54	0,250	2	11,54	0,563	2	11,54
0,399	3	19,23	0,267	3	19,23	0,573	3	19,23
0,336	4	26,92	0,280	4	26,92	0,578	4	26,92
0,330	5	34,62	0,289	5	34,62	0,589	5	34,62
0,324	6	42,31	0,311	6	42,31	0,589	6	42,31
0,389	7	50,00	0,331	7	50,00	0,630	7	50,00
0,385	8	57,69	0,351	8	57,69	0,618	8	57,69
0,370	9	65,38	0,382	9	65,38	0,604	9	65,38
0,357	10	73,08	0,415	10	73,08	0,662	10	73,08
0,338	11	80,77	0,458	11	80,77	0,650	11	80,77
0,287	12	88,46	0,512	12	88,46	0,685	12	88,46
0,168	13	96,15	0,575	13	96,15	0,744	13	96,15

**ANEXO 20- Resistência de entrada ( $W_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades**

Sistemas Drenantes								
A1B1			A1B2			A1B3		
$W_e$	Ordem	P(%)	$W_e$	Ordem	P(%)	$W_e$	Ordem	P(%)
0,0219	1	3,85	0,0044	1	3,85	0,0110	1	3,85
0,0510	2	11,54	0,0090	2	11,54	0,0180	2	11,54
0,0667	3	19,23	0,0121	3	19,23	0,0206	3	19,23
0,0751	4	26,92	0,0133	4	26,92	0,0328	4	26,92
0,0818	5	34,62	0,0158	5	34,62	0,0418	5	34,62
0,0966	6	42,31	0,0171	6	42,31	0,0448	6	42,31
0,1047	7	50,00	0,0174	7	50,00	0,0496	7	50,00
0,1123	8	57,69	0,0182	8	57,69	0,0517	8	57,69
0,1200	9	65,38	0,0184	9	65,38	0,0564	9	65,38
0,1211	10	73,08	0,0194	10	73,08	0,0625	10	73,08
0,1289	11	80,77	0,0197	11	80,77	0,0659	11	80,77
0,1294	12	88,46	0,0209	12	88,46	0,0663	12	88,46
0,1296	13	96,15	0,0240	13	96,15	0,0679	13	96,15

**ANEXO 21- Resistência de entrada ( $W_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades**

Sistemas Drenantes								
A2B1			A2B2			A2B3		
$W_e$	Ordem	P(%)	$W_e$	Ordem	P(%)	$W_e$	Ordem	P(%)
0,2131	1	4,55	0,0030	1	4,55	0,0160	1	4,55
0,5158	2	13,64	0,0089	2	13,64	0,0362	2	13,64
0,8004	3	22,73	0,0150	3	22,73	0,0529	3	22,73
0,8258	4	31,82	0,0187	4	31,82	0,0636	4	31,82
1,3442	5	40,91	0,0236	5	40,91	0,0715	5	40,91
1,5587	6	50,00	0,0180	6	50,00	0,0815	6	50,00
1,6806	7	59,09	0,0110	7	59,09	0,0770	7	59,09
1,8729	8	68,18	0,0060	8	68,18	0,0677	8	68,18
1,9242	9	77,27	0,0165	9	77,27	0,0592	9	77,27
1,7108	10	86,36	0,0396	10	86,36	0,0500	10	86,36
1,1870	11	95,45	0,0497	11	95,45	0,0373	11	95,45

**ANEXO 22- Resistência de entrada ( $W_e$ ) por ordem de magnitude com respectivas probabilidades**

Sistemas Drenantes								
A3B1			A3B2			A3B3		
$W_e$	Ordem	P(%)	$W_e$	Ordem	P(%)	$W_e$	Ordem	P(%)
0,0133	1	3,85	0,0053	1	3,85	0,0185	1	3,85
0,0323	2	11,54	0,0142	2	11,54	0,0541	2	11,54
0,0501	3	19,23	0,0232	3	19,23	0,0885	3	19,23
0,0545	4	26,92	0,0316	4	26,92	0,1186	4	26,92
0,0634	5	34,62	0,0413	5	34,62	0,1468	5	34,62
0,0711	6	42,31	0,0504	6	42,31	0,1687	6	42,31
0,0939	7	50,00	0,0607	7	50,00	0,1950	7	50,00
0,0976	8	57,69	0,0717	8	57,69	0,2020	8	57,69
0,0962	9	65,38	0,0854	9	65,38	0,2046	9	65,38
0,0942	10	73,08	0,0996	10	73,08	0,2147	10	73,08
0,0827	11	80,77	0,1161	11	80,77	0,2011	11	80,77
0,0604	12	88,46	0,1346	12	88,46	0,1830	12	88,46
0,0271	13	96,15	0,1081	13	96,15	0,1508	13	96,15

**ANEXO 23- Quadro da quantidade de partículas de areia sedimentada no interior do dreno durante o processo de avaliação dos sistemas drenantes**

Sistemas Drenantes (gr/m)	I			II			III		
	areia grossa (gr/m)	areia fina (gr/m)	areia total (gr/m)	areia grossa (gr/m)	areia fina (gr/m)	areia total (gr/m)	areia grossa (gr/m)	areia fina (gr/m)	areia total (gr/m)
A <sub>1</sub> B <sub>1</sub>	6,49	41,49	47,98	11,47	31,64	43,11	197,97	98,25	296,22
A <sub>1</sub> B <sub>2</sub>	0,95	3,48	4,43	1,02	2,13	3,15	5,02	9,78	14,80
A <sub>1</sub> B <sub>3</sub>	0,15	0,19	0,34	0,01	0,02	0,03	0,02	0,02	0,04
A <sub>2</sub> B <sub>1</sub>	812,95	324,11	1137,06	224,36	114,28	338,64	20,24	8,37	28,61
A <sub>2</sub> B <sub>2</sub>	2232,76	504,84	2737,60	1451,87	513,08	1964,95	3081,67	1148,82	4230,49
A <sub>2</sub> B <sub>3</sub>	0,22	0,15	0,37	0,23	0,15	0,38	0,01	0,02	0,03
A <sub>3</sub> B <sub>1</sub>	3,50	7,89	11,39	0,85	5,04	5,89	3,50	25,85	29,35
A <sub>3</sub> B <sub>2</sub>	0,30	0,35	0,65	2,02	1,51	3,53	1,39	0,64	2,03
A <sub>3</sub> B <sub>3</sub>	3,10	1,40	4,50	0,09	0,051	0,14	0,01	0,01	0,02