

UNIVERSIDADE DE ÉVORA

MESTRADO EM ENGENHARIA DO SOLO E DA ÁGUA

DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE
HIDRÁULICA SATURADA NA AUSÊNCIA DA
TOALHA FREÁTICA

Paulo Jorge Norte Castanheira

Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia do Solo e da Água

Évora 1998

PAULO CASTANHEIRA

DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE
HIDRÁULICA SATURADA NA AUSÊNCIA DA
TOALHA FREÁTICA

Dissertação apresentada à Universidade de Évora para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia do Solo e da Água

92 15-1

Évora 1998

2049

*À Júlia e ao nosso pequeno
Sebastião*

Agradecimentos

Quero deixar aqui o mais sincero reconhecimento ao Professor Doutor Santos Júnior, pela sua preciosa colaboração na elaboração deste trabalho, pelas sugestões e revisão do trabalho final.

Ao Engenheiro Tomás Figo, pela cedência de uma parcela na Herdade do Barrocal, pelos transtornos que causamos nas culturas e no atrapalhar do normal desenvolvimento dos trabalhos agrícolas.

Ao colega João Mendes, pela colaboração desinteressada e apoio logístico.

Ao Sr. Junça pela colaboração prestada nos trabalhos de campo.

Por último à minha família, pela paciência e pelo tempo de que foram privados do meu convívio.

RESUMO

Palavras Chave: Condutividade hidráulica. Furo de Sonda Invertido. Infiltrómetro. Permeâmetro. Drenagem.

A condutividade hidráulica saturada (K_s) é uma das propriedades hidráulicas mais importantes, na caracterização de fenómenos de movimento e transporte de água no solo. A existência de diferentes métodos para determinar o seu valor, frequentemente leva a resultados diferentes.

Para avaliar a performance de sete métodos de determinação de condutividade hidráulica na ausência da toalha freática fizeram-se determinações a duas profundidades, em seis localizações num solo pardo mediterrânico (Pm) com horizonte argiluvado. Utilizaram-se métodos de campo, de laboratório e correlativos. Os métodos de campo foram: i) Furo de sonda invertido; ii) Infiltrómetro de duplo anel; iii) Infiltrómetro; iv) Permeâmetro de disco; v) Permeâmetro de Guelph. Método de laboratório: vi) Permeâmetro de carga constante. Método correlativo: vii) Permeâmetro de carga constante com amostras de agregados.

Os resultados obtidos mostram existir anisotropia quanto à direcção de escoamento. Os métodos de campo multidireccionais produzem valores condutividade superiores aos obtidos com processos unidireccionais. Os valores de K_s são significativamente diferentes nos horizontes A e B. O horizonte A, possui em média um valor para a condutividade hidráulica saturada cerca de 2 vezes superior ao horizonte B. Os métodos estudados não se correlacionaram com a condutividade hidráulica saturada observada num sistema de drenagem instalado no local do ensaio. Também não se verificou qualquer correlação entre os valores da condutividade hidráulica saturada obtidas nos diversos métodos com a condutividade saturadas de amostras de agregados.

Os métodos de laboratório determinam valores para K_s mais elevados do que os observados em métodos de campo.

O infiltrómetro simples e o método de furo de sonda foram os únicos métodos que registaram condutividades médias que se correlacionam positivamente.

O permeâmetro de Guelph registou os valores mais baixos de condutividade e o permeâmetro de carga constante os valores mais elevados. Este último método também apresentou a maior dispersão dos resultados.

ABSTRACT

Key words: hydraulic conductivity, permeameter, infiltrometer, inverted auger hole, drainage

The saturated hydraulic conductivity (K_s) is one of the most important hydraulic properties of the soil for the characterisation the movement and water transport in the soil.

Different methods to determine its value, frequently conduct to different results. To evaluate the performance of seven methods of determination of hydraulic conductivity in the absence of the watertable, two depths have been chosen at six different places in l mediterranic soil (Pm) with impermeable clay horizon.

Field, laboratory and correlative methods were used. The field methods were: i) inverted auger hole; II) double ring infiltrometer; iii)infiltrometer; IV) disc permeameter; v) Guelph permeameter. Laboratory methods was: vi) constant head permeameter with undisturbed samples. The correlative methods was: vii) Correlation with the hidraulyc conductivity of one core of aggregates in a constant head permeameter.

The results show to exist anisotropy in the direction of water movement. The unconfined three directions field methods of produce higher values of conductivity to than unidirectional ones. The values of K_s are significantly different in the A and B horizon. The A horizon, as an average shows a saturated hydraulic conductivity about 2 times higher than B horizon. The studied methods have not shown any correlation with the observed saturated hydraulic conductivity in drainage a system installed in the field. Also no correlation was seen between the saturated hydraulic conductivity of the field methods and the conductivity of soil aggregates.

The laboratory methods have shown higher values for K_s than the field methods. Simple infiltrometer and the method of invert auger hole were the only with positive correlation. Guelph permeameter had the lowest values of conductivity and the constant head permeameter the highest values. This last method also presented the largest dispersion of the results.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
2 PRINCÍPIOS TEÓRICOS	4
2.1 EQUAÇÕES DO MOVIMENTO DA ÁGUA NO SOLO	4
2.1.1 Equação da continuidade.....	4
2.1.2 Equação de Darcy. A condutividade hidráulica	7
2.1.2.1 Conceito de Potencial.....	7
2.1.2.2 Aproximação de Poiseuille	9
2.1.2.3 Modelo da mecânica dos meios contínuos	12
2.1.2.4 Validade da lei de Darcy.....	15
2.1.3 Equação Geral	17
2.2 INFILTRAÇÃO VERTICAL DA ÁGUA NO SOLO.....	19
2.2.1 Aproximação de Green e Amp.....	19
2.2.2 Aproximação de Philip	22
2.3 A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NO CÁLCULO DE SISTEMAS DE DRENAGEM	27
3. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	32
3.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	32
3.2 PRINCÍPIOS DE FUNCIONAMENTO DOS EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	42
4. DELINEAMENTO EXPERIMENTAL.....	47
4.1 ENSAIOS A REALIZAR	47
4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS	49
4.3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁGUA.....	51
4.4 DELINEAMENTO ESTATÍSTICO.....	54
5 OBSERVAÇÕES E MEDIÇÕES	56
5.1 MÉTODOS DE CAMPO.....	56
5.1.1 Método do furo de sonda invertido	56
5.1.2 Permeâmetro de Guelph.....	61
5.1.3 Infiltrómetro	69
5.1.4 Infiltrómetro de duplo anel	74

5.1.5 Permeâmetro de disco	79
5.1.6 Aplicação directa de equações utilizadas no cálculo da rede de drenagem.....	85
5.2 MEDIÇÕES DE LABORATÓRIO.....	87
5.2.1 Permeâmetro de carga constante.....	87
5.3 MÉTODOS CORRELATIVOS.....	91
5.3.1 Agregados característicos do solo.....	93
6 RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	98
6.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	98
6.2 MÉDIA AMPLITUDE DE VARIAÇÃO E DESVIO PADRÃO	99
6.3 ANÁLISE DE VARIÂNCIA	101
6.4 CORRELAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS.....	104
6.5 COMPARAÇÃO COM O MÉTODO DO DRENO.....	106
6.6 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS.....	108
7 CONCLUSÕES	117
8 BIBLIOGRAFIA	121

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Volume elementar em forma de cubo, atravessado por um liquido nos eixos x, y e z.....	5
Fig. 2- - Fluxo permanente em direcção aos drenos paralelos.	28
Fig. 3- A) Permeâmetro de Guelph, B) Furo de sonda, C) Permeâmetro de disco, D) Infiltrómetro.....	43
Fig. 4– Delineamento experimental	55
Fig. 5- Método do furo de sonda invertido.....	58
Fig. 6 - Resultados de furo de Sonda Invertido	61
Fig. 7– Funcionamento da garrafa de Mariotte.....	62
Fig. 8 - Permeâmetro de Guelph em funcionamento.....	66
Fig. 9. Infiltrómetro. A) Medição à superfície. B) Medição no horizonte B.	72
Fig. 10 - Curvas de Infiltração do infiltrómetro.....	74
Fig. 11 – Infiltrómetro de duplo anel.....	76
Fig. 12 - Curvas de infiltração obtidas com o duplo anel.....	78
Fig. 13 -Permeâmetro de disco	80
Fig. 14 - Permeametro de disco. A)Preparação do solo com o mínimo de distúrbio da superfície. B) Colocação do anel preenchido com areia. C) Colocação do aparelho. D) O permeametro de disco. E) O permeametro em funcionamento.....	83
Fig. 15 - Nível da toalha freática vs Caudal dos drenos	86
Fig. 16 - A - Trado utilizado na extracção das amostras. B - Amostras sujeitas a percolação durante 24 horas. C - permeâmetro de carga constante c/garrafa de Mariotte.....	89
Fig. 17 – Agregados entre 1 e 2 mm.....	96
Fig. 18 - Condutividade hidráulica de agregados.....	97
Fig. 19 - Média, desvio padrão e erro no Horiz. A.....	101
Fig. 20 - Média, desvio padrão e erro no Horiz. B.....	102
Fig. 21 - Aderência à distribuição normal. Horiz. A e B.....	107

INDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação textural dos solos	50
Quadro 2 - Composição da água usada nos ensaios meq l ⁻¹	52
Quadro 3 - Alteração da viscosidade dinâmica e da densidade da água com a temperatura .	53
Quadro 4 - Valores de ESP no horizonte. A e B.	92
Quadro 5 - Condutividade hidráulica saturada no Horizonte A (0-45 cm) - mm h ⁻¹	98
Quadro 6 - Condutividade hidráulica saturada no Horizonte B (45-80 cm)- mm h ⁻¹	98
Quadro 7 - Média, amplitude e desvio padrão das medições efectuadas. ND - Não disponível.....	99
Quadro 8 - Tabela da análise variância no horizonte A.....	102
Quadro 9- Tabela da análise variância no horizonte B	103
Quadro 10- Teste LSD Horizonte A	103
Quadro 11 - Teste LSD Horizonte B.....	103
Quadro 12 - Correlação dos resultados Horizonte A.....	104
Quadro 13- Correlação dos resultados no Horiz. B	104
Quadro 14- Condutividade hidráulica calculada pelo método do dreno.	107

SIMBOLOS UTILIZADOS

K – Condutividade hidráulica insaturada

K_s – Condutividade hidráulica saturada

k – Permeabilidade intrínseca

ρ - massa específica

θ - teor de humidade (volume)

φ - Potencial total

g – aceleração da gravidade

v – Velocidade aparente

η - Viscosidade dinâmica

Δh – Diferença de carga hidráulica

L – distância entre dois potenciais

V – Velocidade real

γ - Peso específico

t - Tempo

C - Factor forma

ψ - Potencial de pressão

Q - Caudal

W - Volume

1. INTRODUÇÃO

O estudo das propriedades hidráulicas do solo tem nos nossos dias uma importância crescente nos mais diversos domínios da ciência. O movimento da água no solo enquanto componente do ciclo hidrológico desempenha um papel importante na qualidade do recurso limitado que é a água. Influencia o crescimento das plantas, o escoamento superficial, as cheias, a contaminação dos aquíferos, etc..

A condutividade hidráulica do solo, como medida da capacidade deste se fazer atravessar pela água, é fundamental na caracterização do movimento da água no solo. Para a sua determinação recorre-se aos mais variados processos, sejam eles empíricos ou analíticos. Dada a natureza diversa desses processos quer por divergências da sua fundamentação teórica, quer por diferentes *modo operandis*, as determinações obtidas nem sempre são concordantes, sendo por isso necessário avaliar a magnitude das variações, compreender e identificar as suas causas.

Pretende este trabalho averiguar a existência ou não de diferenças significativas entre diversos métodos de determinação da condutividade hidráulica saturada (K_s), já que cada método apresenta limitações e vantagens específicas. Como referência comparam-se os resultados obtidos com os valores de condutividade obtidos em laboratório e com os calculados num sistema de drenagem instalado. Os drenos implantados no terreno permitem a aplicação das fórmulas de drenagem com aproximação ao regime permanente onde o K_s calculado traduz a condutividade média de toda a zona drenada por esses drenos.

O valor da condutividade hidráulica saturada tem aplicações em inúmeras situações, como sejam o projecto e monitorização de sistemas de rega, sistemas de drenagem, canais, reservatórios, tanques de decantação e estudos hidrológicos.

São comparados métodos de campo e de laboratório, na ausência da toalha freática. No primeiro caso prevê-se a utilização dos seguintes métodos: (i) Furo de sonda invertido; (ii) Infiltrómetro de duplo anel; (iii) Infiltrómetro; (iv) Permeâmetro de disco; (v) Permeâmetro de Guelph. No laboratório tratam-se amostras num (vi) Permeâmetro de carga constante.

Espera concluir o presente estudo qual o método que determina valores aproximados aos obtidos no sistema de drenagem de referencia. Aferir-se-á também qual o método a utilizar num projecto de drenagem, mais expedito, mais fiável e económico. Por fim, pretende-se também fixar as limitações dos vários métodos e a sua aplicabilidade às condições existentes.

Dada a natureza dos parâmetros hidráulicos em estudo, na medida em que estão relacionados com as propriedades físicas e químicas do solo estabelecem-se correlações entre a condutividade hidráulica saturada e a condutividade saturada de uma amostra de agregados, tendo presente a percentagem de sódio de troca (ESP).

Espera-se também trazer algum valor acrescentado à compreensão do comportamento hidráulico do solos argiluvados, sem pretensão no entanto, de os caracterizar no seu todo quanto a essas propriedades.

O trabalho divide-se em quatro secções principais. Numa primeira fase referem-se os princípios teóricos do movimento da água no solo, do fenómeno da infiltração, da equação de Darcy e a sua influência nos aparelhos de medição da condutividade hidráulica. Em seguida dão-se a conhecer trabalhos realizados no âmbito da comparação dos métodos de cálculo da condutividade hidráulica, os resultados obtidos e uma análise crítica desses mesmos resultados. Posteriormente descrevem-se os métodos, focando os princípios de funcionamento próprios de cada um a sua base teórica e a sua eficiência na utilização. Por último são apresentados os resultados obtidos, comentados e as respectivas conclusões extraídas do tratamento dos dados.

2 PRINCIPIOS TEÓRICOS

2.1 EQUAÇÕES DO MOVIMENTO DA ÁGUA NO SOLO

Do ponto de vista agrícola e urbano o movimento da água no solo possui importância considerável em muitos aspectos. A entrada da água no solo, o movimento da água para as raízes, o fluxo da água para os drenos e furos, e a evaporação a partir da superfície do solo são exemplos do papel importante do movimento da água no solo. A condutividade hidráulica é um dos parâmetros com influência mais significativa neste campo.

2.1.1 Equação da continuidade

Na caracterização do movimento de um líquido num sistema contínuo consideramos um sistema fictício com um volume elementar, onde em cada ponto as características são as médias observadas, em intervalos de tempo suficientemente longos para que as médias possam ser estatisticamente significativas. Simultaneamente as dimensões desse volume elementar e os intervalos de tempo deverão ser suficientemente pequenos para que as propriedades do meio e do fluido em movimento possam ser descritas por funções contínuas, diferenciáveis em relação ao espaço e ao tempo.

Um volume elementar fixo em relação a um triedro de referência, cujas arestas são as distâncias elementares dx , dy , dz , atravessado por um fluido incompressível, conserva a sua massa específica (ρ) ao longo do tempo, $\left(\frac{\partial \rho}{\partial t}\right) = 0$.

O fluxo do fluido que atravessa uma secção do volume elementar é igual ao produto da área dessa mesma secção pela componente de velocidade, segundo um eixo perpendicular à secção. Assumindo uma distribuição linear da velocidade ao longo das distâncias elementares dx , dy e dz , a componente da velocidade média perpendicular a cada face lateral do elemento espacial é indicada na fig 1

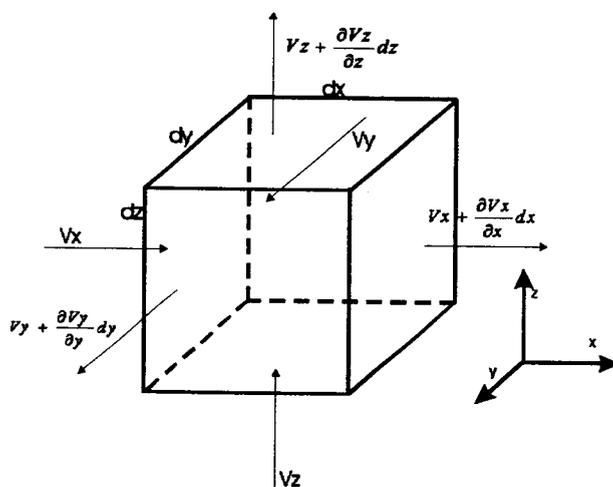


Fig. 1 - Volume elementar em forma de cubo, atravessado por um líquido nos eixos x , y e z .

A diferença de volume transferido no intervalo de tempo dt segundo o eixo das abcissas é igual a

$$\left(V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx\right) dydzdt - V_x dydzdt \quad (1.1)$$

ou

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} dx dy dz dt \quad (1.2)$$

expressões análogas podem obter-se para os eixos y e z

De acordo com a lei da conservação da massa, o balanço entre o volume de fluido que entra e sai do volume elementar é igual à variação temporal do teor de humidade. Isto é,

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} dx dy dz dt + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy dx dz dt + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz dx dy dt = - \frac{d\theta}{dt} dz dy dx \quad (1.3)$$

ou

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{d\theta}{dt} \quad (1.4)$$

ou

$$\text{div} \vec{V} = - \frac{d\theta}{dt} \quad (1.5)$$

A equação 1.5 é conhecida pela equação da continuidade.

Em condições de saturação e em regime permanente, o volume de fluido por intervalo de tempo que entra no volume elementar é o mesmo que sai, pelo que não há variação de humidade (θ) no volume elementar com o tempo $\left(\frac{\partial \theta}{\partial t}\right) = 0$, Nestas condições a equação 1.4 reduz-se à sua forma mais simples:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (1.6)$$

expressão que é um caso particular da equação da continuidade.

2.1.2 Equação de Darcy. A condutividade hidráulica

2.1.2.1 Conceito de Potencial

Sobre a água do solo actuam forças de massa, de natureza gravitacional, osmótica e de adsorção e forças de superfície. Admitindo que o movimento da água no poro se faz em regime viscoso e desprezando as variações de velocidade, as forças de superfície por unidade de superfície são representadas em cada ponto pela pressão hidrostática (Santos Júnior, 1971). Estas pressões têm valor positivo em condições de saturação (pressão) e negativo (sucção) em condições de insaturação. Embora menos frequentes podem também considerar-se forças de origem térmicas e eléctricas que em determinadas circunstâncias influenciam o movimento.

O potencial da água no solo (ϕ) num ponto, é o trabalho por unidade de massa, de volume ou de peso de água, que é necessário realizar para transferir essa água desse ponto para um nível de referência. O potencial de pressão num ponto do solo, definido num campo referencial de pressões hidrostáticas, positivas ou

negativas, é numericamente igual à distância h , medida para cima, desse ponto até à superfície livre num piezómetro ou tensiómetro, instalado nesse ponto. Tendo como referencia a unidade peso de água, à altura piezometrica h , em cm, corresponde uma pressão numericamente igual a h (g cm^{-2}) e um potencial de pressão h (erg dyne^{-1}).

No sistema referencial definido no campo da gravidade, o potencial gravitacional é numericamente igual à cota z do ponto, medida positivamente para cima de um plano de referência com potencial gravitacional nulo. Esse ponto à cota z cm, tem o potencial gravitacional z (erg dyne^{-1}).

A soma dos potenciais de pressão e gravitacional nesse ponto é numericamente igual à cota ($\Phi = h + z$) da superfície livre do piezómetro ou do tensiómetro, medida positivamente para cima a partir do plano horizontal de referência dos potenciais gravitacionais. A soma do campo gravitacional com o campo das pressões define o campo escalar do potencial hidráulico.

O potencial expresso em termos de energia por unidade de massa, no sistema c.g.s. possui as unidades erg g^{-1} (ϕ) ou em termos de energia por unidade de volume ficando erg cm^{-3} ou dyne cm^{-2} ($\rho\phi$).

Em 1856 Henry Darcy, descreveu o fluxo de água através de um meio poroso, utilizando para o efeito uma coluna de areia, e deduziu experimentalmente uma expressão que ficou conhecida por equação de Darcy, que em notação vectorial, toma a seguinte forma:

$$\vec{v} = -K\nabla\phi \quad (1.7)$$

onde \vec{v} é a velocidade aparente da água; $\nabla\phi$ é o gradiente hidráulico e K a condutividade do solo para a água. Assumindo à partida que o solo é homogéneo e isotrópico a condutividade hidráulica é uniforme e não depende da direcção do fluxo da água.

Considerando que a água se move numa só direcção, por exemplo do eixo das abcissas, parte do potencial aumenta nessa direcção, sendo $\frac{\partial\phi}{\partial x}$ positivo e a direcção do fluxo da água v_x é negativa, pois a água move-se das regiões de potencial elevado para as regiões de potencial baixo. O sinal negativo de 1.7 mantém assim a consistência algébrica da equação. Pela análise unidimensional mostra-se que o gradiente hidráulico é adimensional, que K possui a mesma unidade de velocidade que v , cm s^{-1} . De acordo com 1.7, K é um escalar e um factor de proporcionalidade entre o vector velocidade e o vector gradiente.

2.1.2.2 Aproximação de Poiseuille

Do ponto de vista da Física o significado da condutividade hidráulica ilustra-se pelo escoamento da água através dos poros do solo, que pode ser comparado com o escoamento de um fluido pelo tubo de raio uniforme r . Para um escoamento laminar o caudal pode ser expresso pela equação de Hagen-Poiseuille (1842):

$$Q = \frac{\pi r^4 \rho g \Delta h}{8\eta L} \quad (1.8)$$

No sistema c.g.s: Q o caudal (cm^3s^{-1}); r o raio do tubo (cm); η a viscosidade dinâmica do fluido ($\text{g cm}^{-1} \text{s}^{-1}$); Δh perda de carga (cm); L o comprimento do tubo entre os dois pontos considerados (cm); g a aceleração da gravidade (cm s^{-2}); ρ a densidade do fluido (g cm^{-3}).

Sendo d o diâmetro do tubo, a equação anterior pode ser escrita do seguinte modo:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{d^2 \rho g}{32 \eta} i \quad (1.9)$$

Com i a representar o gradiente hidráulico (adimensional). Considerando uma só direcção, atendendo à forma da equação 1.7 e comparando com a equação 1.9 pode escrever-se:

$$K = \frac{d^2 \rho g}{32 \eta} \quad (1.10)$$

verifica-se que K depende de d , isto é, do diâmetro médio dos poros do solo e por consequência da forma e do tamanho das suas partículas. Estas por sua vez, têm influência na distribuição e variação dos poros do solo.

Para um gradiente hidráulico(*i*) unitário, a velocidade é igual á condutividade hidráulica.

Num solo saturado o valor de *K* é independente do gradiente hidráulico. Contudo, num solo insaturado a condutividade hidráulica varia com o teor de húmidade.

De 1.10 depreende-se que a condutividade hidráulica é função das características do meio poroso e das propriedades do fluido, e esta expressão é frequentemente referida na bibliografia da seguinte forma:

$$k = K \frac{\eta}{\rho g} \quad (1.11)$$

onde, *g* é a aceleração da gravidade e *k* a permeabilidade intrínseca.

A condutividade hidráulica resulta assim da permeabilidade intrínseca e das características físicas do fluido (ρ/η). A permeabilidade intrínseca depende da textura, estrutura e grau de saturação do meio (Santos Júnior, 1987). Pelo que as características do fluido não influenciam este parâmetro. Por seu lado a condutividade hidráulica além da textura, estrutura do solo, do numero e diâmetro dos poros presentes e da húmidade do solo, está dependente também da densidade e viscosidade do fluido.

A permeabilidade intrínseca e a condutividade medem a habilidade da solo para conduzir água. A condutividade tem as dimensões de velocidade enquanto a permeabilidade intrínseca possui dimensões de área.

2.1.2.3 Modelo da mecânica dos meios contínuos

Santos Júnior (1971) faz a dedução analítica da lei de Darcy onde o conceito de condutividade hidráulica é interpretado à luz da mecânica dos meios contínuos, admitindo-se neste caso uma série de simplificações e assumindo condições quer para o fluido quer para o meio poroso. Trata-se de uma abordagem matemática, inspirada nos moldes clássicos da hidrodinâmica.

Considerando-se um fluido homogêneo, incompressível, simplesmente pesado, escoando num meio poroso, indeformável, isotropo, constituído por uma massa solta ou consolidada de partículas sólidas, finas, deixando entre si espaços contínuos a que chamamos poros e onde o regime viscoso se processa segundo a lei da resistência linear, sujeito a forças de superfície e a forças de massa.

As forças de superfície, por unidade de superfície, em regime viscoso e com alterações de velocidade desprezíveis, reduzem-se às componentes normais que se aproximam à pressão hidrostática. As forças de massa por unidade de massa são respectivamente:

$$\vec{F} = \frac{\vec{G}}{\theta} + \vec{R} \quad (1.12)$$

$$\vec{G} = -grad.g.z \quad (1.13)$$

A força da gravidade \vec{G} , por unidade de massa e a resistência \vec{R} por unidade de massa.

Sendo g a aceleração da gravidade e z a cota e:

$$\vec{R} = -\frac{aC\eta\vec{V}}{\rho\theta} = -\frac{aC}{\theta} \frac{\eta}{\rho} \vec{V} = -m \frac{\eta}{\rho} \frac{\vec{v}}{\theta} \quad (1.14)$$

onde:

ρ - densidade

η - coeficiente de viscosidade

a - superfície resistente da matriz por unidade de volume do contínuo

C - constante adimensional

θ - teor de humidade

m - parâmetro referente às características geométricas do meio

\vec{V} - velocidade real

\vec{v} - Velocidade aparente

A aplicação ao teorema da conservação de massa e à equação dinâmica,

$$\frac{d\vec{v}}{dt} = -\frac{1}{\rho} grad.p + \vec{G} + \theta\vec{R} \quad (1.15)$$

onde:

$$\frac{1}{g} \frac{d\vec{v}}{dt} = -\text{grad}\left(\frac{p}{\gamma} + z\right) - \frac{m\eta}{\rho g} \vec{v} \quad (1.16)$$

A expressão anterior (1.16) representa a equação dinâmica do movimento de um fluido incompressível, homogêneo, simplesmente pesado em meio poroso indeformável.

A equação anterior em regimes uniformes pode escrever-se do seguinte modo:

$$\vec{v} = -\frac{\rho g}{m\eta} \text{grad}\left(\frac{p}{\gamma} + z\right) \quad (1.17)$$

ou simplificando:

$$\vec{v} = -K \text{grad}.\phi \quad (1.18)$$

onde:

ϕ - potencial hidráulico

K - condutividade hidráulica

Esta última expressão traduz a lei de Darcy.

2.1.2.4 Validade da lei de Darcy

Apesar de a condutividade hidráulica aparecer como um factor de proporcionalidade na lei de Darcy o seu valor não é necessariamente uma constante. Devido a alterações, químicas físicas e biológicas no solo, podem ocorrer mudanças na condutividade quando a água atravessa o solo. A alteração da capacidade de troca do solo afecta a capacidade de este conduzir água. A lei de Darcy é adequada para descrever a condução de água através solo, que se mantém constante ao longo do tempo. Contudo, por interações químicas entre o fluido a matriz do solo podem ocorrer alterações na estrutura do solo e conseqüentemente alterar a condutividade hidráulica. Nestas condições, a condutividade não é um valor constante ao longo do tempo. Estão neste caso escoamentos que se realizam em solos com elevada percentagem de sódio (ESP) quando o teor de sais da água é baixo. Nesta situação ocorre a defloculação dos colóides, alterando a permeabilidade do meio poroso e conseqüentemente a condutividade hidráulica. Pelas mesmas razões a condutividade tende a ser superior quando a concentração de solutos na água é relativamente elevada.

A actividade microbiológica pode afectar a condutividade, principalmente quando a água submerge o solo durante longos períodos. O aparecimento de algas e a deposição de materiais diversos por acção de microorganismos altera a porosidade do solo e por conseqüência a sua permeabilidade intrínseca.

Também em termos físicos a lei de Darcy não é válida para todas as situações de escoamento. A análise das diversas forças concorrentes no escoamento mostra que esta lei é válida quando aplicada em situações em que as forças de inércia são negligenciáveis quando comparadas com as forças de viscosidade. Em especial nas areias, onde o escoamento se depara com forças de inércia elevadas, será necessário restringir o gradiente hidráulico a valores a 0,5 para a lei de Darcy ser válida. Experimentalmente, verifica-se, que na presença de um gradiente hidráulico elevado, o fluxo resultante poderá ser inferior ao que a equação de Darcy prediz, pois a relação entre o fluxo e o gradiente deixa de ser directamente proporcional. O escoamento em meios porosos mantém-se viscoso para valores de número de Reynolds(Re) até 100 (Bear *et al*, 1968), porém a validade da equação mantém-se na estreita faixa de valores Re entre 1 e 10. Para valores superiores de Re não se verifica a proporcionalidade linear entre a velocidade e o gradiente. Para valores inferiores de Re o escoamento faz-se a velocidades baixíssimas sendo assim de considerar a estrutura molecular da matéria.

A teoria mecânica do movimento da água nos meios porosos ignora a estrutura molecular da matéria e não considera as interações moleculares entre a água e o meio sólido. É por isso inadequada quando essas acções se tornam importantes. Em elevados graus de insaturação a água pode estabelecer ligações com os constituintes do solo invalidando a aplicação da lei de Darcy.

2.1.3 Equação Geral

O escoamento linear da água através de uma coluna de solo é relativamente simples sendo a equação de Darcy suficiente para o caracterizar. Entretanto em situações que envolvem um escoamento tridimensional, como ocorre em drenagem, na infiltração e na generalidade dos processos utilizados na determinação da condutividade hidráulica, o fenómeno é mais complexo e deve ser caracterizado por uma expressão que contemple a referencia espacial. Tendo por base os conceitos da equação da continuidade (eq.1.4) e da equação de Darcy (eq.1.7) e atendendo às condições de validade da lei de Darcy em solo anisotrópico, temos:

$$v_x = -K_x \frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v_y = -K_y \frac{\partial \phi}{\partial y}, \quad v_z = -K_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (1.19)$$

onde K_x , K_y e K_z é a condutividade hidráulica na respectiva direcção.

substituindo na equação da continuidade (1.4),

$$\frac{\partial \left(-K_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(-K_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)}{\partial y} + \frac{\partial \left(-K_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \right)}{\partial z} = -\frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (1.20)$$

Esta expressão é conhecida pela equação geral do escoamento dos meios porosos.

Atendendo a que o solo é homogéneo e isotrópico em relação a K , isto é, $K_x=K_y=K_z=K$ 1.20 toma a seguinte forma:

$$K\left(\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\phi}{\partial z^2}\right) = \frac{\partial\theta}{\partial t} \quad (1.21)$$

A equação de Laplace, caso particular da equação geral, é obtida assumindo a hipótese de que não há armazenamento nem perdas de água no volume elementar do solo $\frac{\partial\theta}{\partial t} = 0$, isto é que o escoamento se processa em solo saturado e em regime permanente e variável.

$$\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\phi}{\partial z^2} = 0 \quad (1.22)$$

Esta expressão é usada para análises tridimensionais do escoamento de água no solo, sendo válida somente em condições de saturação e como referido, em solos isotrópicos.

2.2 INFILTRAÇÃO VERTICAL DA ÁGUA NO SOLO

Em regime quase permanente, estabelecido ao fim de tempo quase infinito, com o quase anulamento dos gradientes de pressão, na ausência de toalha freática e com saturação do solo à superfície, a condutividade saturada é inúmeras vezes referida na bibliografia como o valor da taxa de infiltração final decorrente da análise do processo de infiltração.

Em qualquer das situações em que se caracteriza a infiltração, analisando-a do ponto de vista multidimensional ou unidirecional; tendo em conta ou não o teor de humidade inicial do solo, verifica-se que a taxa de infiltração final quando o tempo tende para infinito é igual à condutividade hidráulica saturada. Isto é:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{dI}{dt} \rightarrow K_0 \quad (2.1)$$

Sendo I a infiltração acumulada e t o tempo.

De seguida ilustra-se este aspecto com a abordagem unidireccional de Green e Amp em 1911 e de Philip em 1957, citados por Hillel (1971)

2.2.1 Aproximação de Green e Amp

Green e Amp em 1911 descreveram pela primeira vez o processo de infiltração, com uma aplicação a situações onde a infiltração vertical numa coluna

de solo, se inicia com o solo completamente seco, em solos de textura grosseira e com uma frente de humedecimento bem marcada. O modelo pressupõe que a frente de humedecimento possui um potencial de pressão negativo que se mantém constante e uma zona de transmissão uniforme.

Estes autores referem que a infiltração acumulada (I) é igual ao produto da profundidade da frente de humedecimento (L_f), pelo incremento do teor de humidade $\Delta\theta = \theta_t - \theta_i$, onde θ_t é o teor de humidade na frente de humedecimento durante a infiltração e θ_i é o teor de humidade inicial num ponto do perfil do solo antes desse ponto ser atingido pela frente de humedecimento.

$$I = L_f \Delta\theta \quad (2.2)$$

É fácil verificar que no caso de θ_i ser zero e θ_t o teor de humidade à saturação $I = fL_f$ onde f é a porosidade do solo na zona de transmissão. Derivando a expressão anterior em ordem ao tempo temos:

$$\frac{dI}{dt} = \Delta\theta \frac{dL_f}{dt} = K \frac{\Delta\psi_p}{L_f} = K \frac{\Delta\theta \Delta\psi_p}{I} \quad (2.3)$$

onde $\frac{dL_f}{dt}$ é a velocidade de avanço da frente de humedecimento e $\psi_p = \psi_0 - \psi_f + L_f$ com ψ_0 o valor do potencial de pressão à superfície e ψ_f é o potencial de pressão na frente de humedecimento. Deste modo atendendo ao potencial gravitacional podemos escrever:

$$\frac{dI}{dt} = \Delta\theta \frac{dL_f}{dt} = K \frac{\psi_0 - \psi_f + \psi_f}{L_f} \quad (2.4)$$

integrando:

$$\frac{K_t}{\Delta\theta} = L_f - (\psi_0 - \psi_f) \ln \left[1 + \frac{L_f}{\psi_0 - \psi_f} \right] \quad (2.5)$$

à medida que o tempo incrementa, o segundo termo do segundo membro da equação tem um incremento cada vez menor em relação ao aumento do comprimento da zona de transmissão (L_f). Para períodos de tempo suficientemente largos, pode escrever-se:

$$L_f = \frac{Kt}{\Delta\theta} + \delta \quad (2.6)$$

isto é:

$$I = Kt + \delta \quad (2.7)$$

podendo δ atingir um valor constante.

Considerando que as relações descritas são essencialmente empíricas, de que na realidade a valor inicial da humidade no solo não é uniforme ao longo do seu perfil. O valor de ψ_f é de difícil determinação. Apesar destas condições de aplicabilidade, este modelo é já um aproximação ao conceito de condutividade hidráulica no seio da teoria da infiltração. Se se derivar a expressão anterior em ordem ao tempo, para tempos bastante largos, obtém-se taxa de infiltração final i a aproximar-se do valor da condutividade hidráulica.

$$i \approx K \quad (2.8)$$

2.2.2 Aproximação de Philip

A infiltração num solo insaturado é influenciada pela acção combinada dos gradientes de sucção e gravitacional, segundo Darcy:

$$v_z = -K \frac{d\phi}{dz} = -K \frac{d(\psi_p - z)}{dz} \quad (2.9)$$

onde v_z é a velocidade de escoamento, ϕ a carga hidráulica total, ψ_p o potencial de pressão, z a distância vertical desde a superfície do solo (cota de referência) até um ponto no seu perfil, e K a condutividade hidráulica.

Durante a infiltração a frente de humedecimento vai-se afastando da superfície e a diferença de potencial é dividida por uma distancia cada vez maior (z

aumenta). Como consequência o gradiente de sucção vai sendo cada vez menor até ser negligenciado. Nesta situação somente a componente gravitacional é responsável pelo movimento da água no solo ao longo do seu perfil. O valor do gradiente gravitacional é igual à unidade, pelo que o fluxo tende a aproximar-se à condutividade hidráulica.

À superfície do solo $v_z=i$ e para solos insaturados ψ_p é negativo e pode exprimir-se como o potencial de pressão ψ . Neste sentido a expressão anterior pode tomar a seguinte forma:

$$v_z = K \frac{d\psi}{dz} + K \quad (2.10)$$

Combinado a equação de Darcy com a equação da continuidade, temos a equação do escoamento numa direcção.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) = - \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) - \frac{\partial K}{\partial z} \quad (2.11)$$

Atendendo a que

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \left(\frac{\partial \theta}{\partial \psi} \right) \left(\frac{\partial \psi}{\partial t} \right) \quad (2.12)$$

A equação 2.11 pode ser rescrita da seguinte forma

$$C \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial K}{\partial z} \quad (2.13)$$

onde C é definido como a capacidade específica para a água, representando a variação do teor de humidade, num volume unitário de solo, provocada pela variação unitária do potencial de sucção. Os dois termos do membro direito da equação anterior expressam respectivamente o gradiente de sucção e gradiente gravitacional.

A equação anterior pode então ser rescrita do seguinte modo:

$$\frac{\partial v_z}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{K}{C} \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) - \frac{\partial K}{\partial z} \quad (2.14)$$
$$\frac{\partial v_z}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) - \frac{\partial K}{\partial z}$$

Onde D é a difusidade.

Para resolver esta equação diferencial é necessário fixar as condições iniciais e de fronteira. Considerando o solo seco, o potencial de sucção no início pode ser muito superior ao potencial gravitacional. Como consequência, a taxa de infiltração horizontal tende a aproximar-se da taxa de infiltração vertical. Por outro lado

quando a infiltração se faz com o solo húmido, os gradientes de sucção são fracos no início tornado-se mesmo negligenciáveis no decorrer do processo de infiltração.

Considerando um solo uniforme, infinitamente profundo com humidade inicial constante, θ_i , assumido também que no tempo zero está submergido por uma fina camada de água, que instantaneamente aumenta a sua humidade inicial para um novo valor θ_0 perto da saturação. Assim as condições iniciais e de fronteira são respectivamente:

$$t = 0, z > 0, \theta = \theta_i$$

$$t \geq 0, z = 0, \theta = \theta_0$$

a solução é

$$z(\theta, t) = \sum_{n=1}^{\infty} f_n(\theta) t^{n/2} \quad (2.15)$$

onde z é profundidade de qualquer valor de humidade θ e os coeficientes $f_n(\theta)$ são calculados sucessivamente em função da difusidade e condutividade. Esta solução mostra que para tempos relativamente pequenos o valor da humidade incrementa na razão \sqrt{t} . Para períodos de tempo mais largos o avanço da humidade no solo aproxima-se de um valor constante $\frac{K_0 - K_i}{\theta_0 - \theta_i}$, sendo K_0 e K_i as

condutividades verificadas respectivamente com os valores de θ_0 e θ_i , sendo θ_0 o teor de humidade à superfície e θ_i o valor inicial de humidade.

Philip em 1957, descreve a série anterior com a infiltração acumulada dependente do tempo de infiltração.

$$I(t) = \sum_{n=1}^{\infty} j(\theta) t^{n/2} \quad (2.16)$$

O coeficiente $j(\theta)$ é calculado a partir de $K(\theta)$ e $D(\theta)$. A série tem o seguinte desenvolvimento:

$$\sum_{n=1}^{\infty} j_n(\theta) t^{n/2} = s t^{1/2} + (A_2 + K_0) t + A_3 t^{3/2} + A_4 t^2 + \dots + A_n t^{n/2} \quad (2.17)$$

onde s é a sorvidade. Na prática é suficiente aproximar a solução desta série a uma equação com dois parâmetros, no que se obtém o seguinte:

$$I(t) = s t^{1/2} + A t \quad (2.18)$$

Esta expressão é conhecida pela equação de infiltração de Philip (1957). Derivando em ordem ao tempo obtém-se a expressão que caracteriza a taxa de infiltração :

$$i(t) = \frac{1}{2}st^{-1/2} + A \quad (2.19)$$

Quando o tempo tende para infinito, a taxa de infiltração decresce assintoticamente até um valor final $i(\infty)$. Nestas circunstâncias $A = K$, sendo K a condutividade hidráulica da zona de transmissão, pelo que:

$$i = K \quad (2.20)$$

2.3 A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NO CÁLCULO DE SISTEMAS DE DRENAGEM

Na figura 2 está esquematizado um solo homogéneo, plano, isotrópico, cujos contornos ou limites são a sua superfície e uma camada impermeável a uma certa profundidade. Drenado por valas paralelas que atingem a barreira, sendo L o seu espaçamento. A superfície recebe uma recarga de chuva de intensidade R , uniforme. O nível de água nos drenos está a uma altura d da barreira, sendo h a carga hidráulica do lençol freático num ponto.

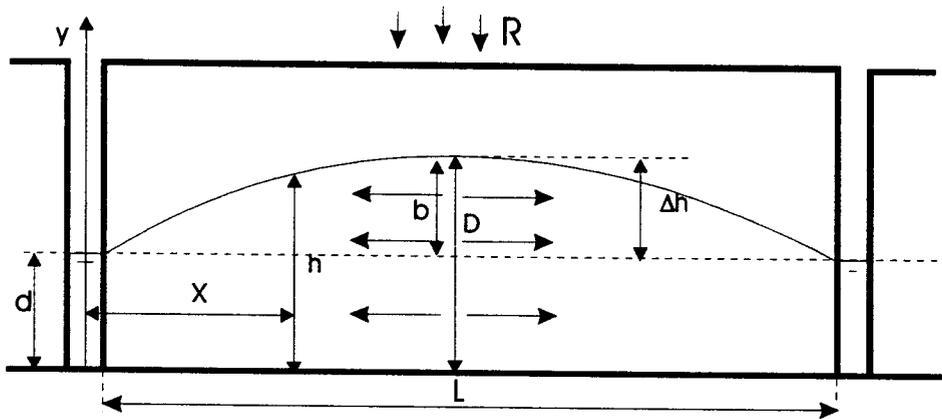


Fig. 2- - Fluxo permanente em direcção aos drenos paralelos.

Segundo as hipóteses de Dupuit referidas ao movimento horizontal, estabelece-se que o gradiente hidráulico i se aproxima ao declive da superfície livre.

Considerando a existência de um plano divisor vertical na parte central do espaçamento, assume-se que todo o fluxo da recarga é repartido igualmente em direcção aos dois drenos.

Uma dada secção transversal situada à distancia x do dreno, admitindo que o movimento na zona insaturada é vertical, num dado momento é atravessada pelo fluxo q :

$$q = R \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad (2.21)$$

Atendendo à equação de Darcy pode escrever-se:

$$q = Ka \frac{dh}{dx} \quad (2.22)$$

onde a é a área da secção transversal. Tratando-se do mesmo fluxo, igualando vem:

$$Ka \frac{dh}{dx} = R \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad (2.23)$$

ou:

$$Kadh = \frac{RL}{2} dx - Rxdx \quad (2.24)$$

integrando entre os limites: $x=0$, $x=(1/2)L$, $h=d$ e $h=D$:

$$K \int_d^D adh - R \int_0^{L/2} \left(\frac{L}{2} - X \right) dX \quad (2.25)$$

de onde resulta:

$$L^2 = \frac{4K(D^2 - d^2)}{R} \quad (2.26)$$

Esta fórmula poderá ser usada para calcular o espaçamento dos drenos.

A água move-se em direcção aos drenos porque estes constituem um centro de baixa pressão cuja velocidade de transmissão depende da condutividade hidráulica e do gradiente.

Em regime permanente assume-se que o fluxo é igual em todas as partes de uma secção perpendicular à direcção dos drenos e que a recarga na superfície do solo distribui-se uniformemente entre o espaçamento dos drenos. Em termos práticos a formula 2.26 é de difícil aplicação devido á dificuldade de medir D e d . Se os drenos atingirem ou se aproximarem da camada impermeável o fluxo considera-se predominantemente horizontal em relação aos drenos. Dupuit reconheceu que isto é verdade apenas para um lençol freático com pouco declive e colocou a hipótese simplificadora de que a velocidade associada às linhas de fluxo é proporcional ao declive do lençol da superfície livre e não depende da profundidade da camada impermeável.

Hooghout em 1936 apresentou uma formula semelhante a 2.26 corrigida em função do fluxo radial que ocorre na proximidade dos drenos.

$$L^2 = \frac{4K(b^2 + 2bde)}{R} \quad (2.27)$$

Onde de é a espessura da camada equivalente e b a altura máxima da toalha freática acima dos drenos. Esta camada é a solução encontrada por Hooghout para reduzir a profundidade D a um valor equivalente menor, resultando assim um fluxo em direcção aos drenos essencialmente horizontal, porque a camada impermeável

fica mais perto dos drenos. Contudo, a fórmula proposta por Hooghout no caso do perfil do solo ser constituído por mais de duas camadas requer que os drenos se situam na interface destas camadas.

Num sistema de drenagem instalado, conhecidos que são os valores de R , b , d e L , pode determinar-se o valor de K . Este valor traduz a condutividade saturada média do solo sob influência de dois drenos consecutivos.

3. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

3.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O conceito de condutividade hidráulica aparece pela primeira vez em 1856, consequência das investigações de Henri Darcy, que o apresenta como um factor de proporcionalidade entre a velocidade aparente de escoamento de um liquido no solo e o gradiente de potencial hidráulico.

A caracterização e desenvolvimento deste parâmetro foi desde esse momento constante. Firemaem (1944) em estudos realizados em laboratório, utilizando solos inertes, demonstra a importância de K no movimento de líquidos em meios porosos.

Também por esta altura Luthin e Kirkham (1949), propõem o método do piezómetro para a sua determinação.

Diserens (1934) utilizando um furo no solo abaixo da toalha freática, relaciona a velocidade de acesso da água ao furo com a condutividade hidráulica e descreve o método do furo de sonda. Este processo foi melhorado por Hooghout (1936) e Ernst (1950), que introduziram um factor de correcção, a que chamaram factor forma, associado às condições em que se faz a afluência da água ao furo. Bouwer (1961), projecta e testa um dispositivo, a que deu o nome de tubo duplo, para determinação da condutividade hidráulica saturada no solo acima da toalha freática. Embora com resultados eficazes este processo era moroso e caro. Bouwer e Jackson(1974) propõem um processo de furos múltiplos. Em 1979 Merva desenvolve

o método do permeâmetro de carga variável. Este dispositivo representa um progresso relativamente aos métodos existentes pois elimina os efeitos do potencial da água preexistente no solo e do ar preso nos poros, que introduzem erros nas determinações por outros dispositivos. A Universidade de Guelph, baseada nos estudos de Reynolds e Elrick (1985) propõe o permeâmetro de Guelph. Perroux e White (1988) introduzem o permeâmetro de disco, que é o culminar das investigações iniciadas em infiltrómetros de tensão por Gardner (1939) e posteriormente por Clothier e White (1981). Este processo permite com um único teste determinar vários parâmetros hidráulicos dos solo, como a condutividade hidráulica saturada e insaturada, a sorvidade e o diâmetro médio dos poros que participam na condução da água. A grande vantagem da sua utilização prende-se com o facto de provocar o mínimo distúrbio do solo analisado.

A determinação de condutividade hidráulica saturada como aproximação do valor da taxa de infiltração final foi desenvolvida por trabalhos de Green e Amp, (1911) e de Philip,(1957).

A capacidade de infiltração é teoricamente identificada com a condutividade hidráulica saturada, pelo que através de medições de infiltrações pode chegar-se a estimativas da condutividade hidráulica saturada. (Youngs, 1987).

Alguns destes métodos têm como objectivo a rápida determinação do valor de K (Carter *et al*, 1983). As maiores limitações de alguns processos são o dispêndio de várias horas, por vezes dias numa única determinação, outros necessitam de grandes quantidade de água, outros ainda requerem dois operadores para funcionarem. Os instrumentos que recentemente têm sido testados (Merva, 1979;

Richards e Elrick, 1985; Perroux e White ,1988), tentam obviar os inconvenientes referidos.

Os processos que utilizam determinações no campo, são na maioria dos casos morosos e laboriosos. Apesar das limitações físicas e teóricas que as medições em laboratório encerram, muitos investigadores derivaram a condutividade hidráulica a partir de amostras de solo em laboratório (Green e Corey ,1971; Mualem, 1976; van Genuchten;1980)

A precisão da estimativa de K_s pelos diferentes métodos depende do modo como cada um deles determina um fluxo permanente de água no solo e da capacidade que cada método possui para descrever teoricamente as circunstâncias que representam o sistema físico da condução da água no solo. (Gupta *et al*, 1993)

Taherian *et al* (1976) encontraram maiores diferenças nos valores de K entre determinações no campo do que entre os vários métodos utilizados nas determinações.

A utilização de infiltrómetros na determinação da condutividade saturada encerra algumas dificuldades na interpretação dos resultados por se verificar um escoamento lateral à medida que a água se infiltra. Esta componente lateral do escoamento vem complicar a análise do escoamento total (Youngs, 1987). O valor de K_s não depende só da textura do solo mas também da sua estrutura. Vários autores (Bouma, 1982; Topp e Sattlecker, 1983, Wang *et al.*, 1985) referem anisotropia em solos bem estruturados com valores muito elevados de condutividade hidráulica vertical (K_{sv}) relativamente à condutividade hidráulica horizontal (K_{sh}).

Em solos estratificados observou-se o fenómeno inverso, isto é, K_{sh} muito superior a K_{sv} , devido a diferentes resistências horizontais de passagem da água no solo.

Wu *et al* (1997), mostraram que em solos estratificados a taxa de infiltração final e consequentemente a condutividade hidráulica, é afectada por uma descontinuidade estrutural no solo. A diferença observada na taxa de infiltração i entre o perfil de um solo uniforme e um perfil estratificado está dependente do tempo de infiltração. Para períodos curtos de medição a diferença de i nos dois solos é mínima, pelo contrário, à medida que o tempo aumenta em medições suficientemente longas, a diferença torna-se mais evidente.

Os valores de K_s obtidos em laboratório são mais elevados do que os obtidos em leituras de campo, como referido por vários autores (Lee *et al.*, 1985; Kanwar *et al.*, 1989). Esta situação deve-se à existência de macroporos descontínuos e ao aprisionamento de ar nos poros do solo. Nas observações efectuadas no campo, apesar do solo estar saturado, o seu teor em água à saturação é contudo, menor do que numa amostra do mesmo solo em laboratório. Os métodos de campo medem quer a condutividade vertical quer a horizontal. Em laboratório, os permemâmetros medem somente uma componente, que por si só é suficiente para dar resultados diferentes dos obtidos no campo. Para obter eficácia nas medições, os métodos de medição deverão diferenciar as componentes vertical e horizontal da condutividade hidráulica usando uma técnica unidirecional, ou uma apropriada técnica de campo tridimensional (Banton, 1993).

A comparação da condutividade hidráulica obtida por medições de campo e em laboratório (Banton, 1993) mostra não haver correlação entre os resultados obtidos por estes dois processos. Os valores obtidos em laboratório são mais altos. Porém quando a anisotropia é devida essencialmente a macroporos verticais, a determinação da condutividade hidráulica vertical (K_{sv}) no campo está muito próxima dos valores obtidos em laboratório. No entanto, Klute (1971) refere que o método do tubo duplo produz resultados muito semelhantes aos obtidos em permeâmetros em laboratório. Conclusão idêntica foi obtida por Perroux *et al* (1992) comparando a infiltração tridimensional e unidimensional com recurso a um permeâmetro de disco.

Mohanty, Kanwar e Everts (1994) obtiveram grande variabilidade de resultados com o método do permeâmetro de Guelph em comparação com outros métodos de campo. Este instrumento revelou também os valores mais baixos para a condutividade saturada (K_s) enquanto o método do tubo duplo e do permeâmetro de disco determinaram os valores mais altos para K_s e menor variabilidade entre determinações. Segundos os mesmos autores as causas para estes resultados devem-se essencialmente ao tamanho da amostra de solo que intervém na determinação. Sendo pequena no caso do permeâmetro de Guelph, aumenta nos outros processos diminuindo a variabilidade espacial. Dentro do mesmo método, a variabilidade dos resultados diminui à medida que a profundidade do solo aumenta, pois, à superfície é maior a probabilidade de ocorrerem caminhos preferenciais para o escoamento da água induzindo maior irregularidade nas determinações. Kanwar (1989) chegou a

conclusões idênticas. As causas da variabilidade do permeâmetro de Guelph prendem-se com o esfregaço das paredes do furo em condições de solo húmido, variabilidade na distribuição dos macroporos nos planos vertical e horizontal, prisão de bolhas de ar nos poros durante o humedecimento inicial do furo e a necessidade de duas leituras com cargas diferentes para o cálculo da condutividade. Paige e Hillel (1993) verificaram que o permeâmetro de Guelph produz determinações cerca de três vezes mais baixas do que as obtidas com o permeâmetro de carga constante em laboratório. Também na sua perspectiva, a teoria subjacente ao método é muito complexa. Este processo não determina directamente a humidade do solo ou o potencial de sucção, pelo contrário assume teoricamente a forma do bolbo saturado à volta do furo. O método dá uma estimativa da condutividade saturada composta pela componente vertical e horizontal do escoamento. Em consequência os resultados podem ser diferentes de processos que medem a condutividade numa só direcção. Além disso não tem em conta os macroporos existentes no furo e o aprisionamento de ar durante a entrada de água no solo. Devido ao aprisionamento do ar nos poros do solo Gupta *et al* (1993) multiplicaram a condutividade hidráulica determinada através do permeâmetro de Guelph por um factor de 2,0 para converter a condutividade obtida na condutividade saturada.

Gupta *et al* (1993) encontraram grande variabilidade nos valores de condutividade hidráulica saturada, quer entre métodos, quer no espaço de ensaio. Comparando o permeâmetro e infiltrómetro de Guelph, o infiltrómetro de duplo anel e simulador de precipitação, o infiltrómetro de Guelph obteve o maior

coeficiente de variação (88%), logo seguido do permeâmetro de Guelph (60%). A variação mais baixa foi obtida pelo simulador de precipitação (43%). Por outro lado, os maiores valores da condutividade foram obtidos pelo simulador de precipitação e os menores com o permeâmetro de Guelph. As explicações dos resultados assentam essencialmente no tamanho da amostra. Correspondendo a menor variabilidade dos resultados a maiores valores de condutividade e a maiores áreas envolvidas na determinação. Os valores elevados de condutividade, obtidos com o simulador de precipitação são consequência do maior número de fendas e/ou poros largos que este instrumento pode abranger por testar uma superfície maior de solo.

Malik, Phogat e Jharar (1994) comparando diversos métodos de determinação de condutividade hidráulica saturada, não encontraram diferenças significativas entre o permeâmetro de carga constante em furo e o infiltrômetro de duplo anel. Por seu lado o furo de sonda invertido estimou valores superiores em 50% ao infiltrômetro de duplo anel. Ainda no mesmo estudo o permeâmetro de carga constante em laboratório determinou valores cerca de 48% inferiores aos obtidos pelo infiltrômetro de duplo anel. Estes autores consideram que os resultados obtidos pelo furo de sonda invertido são consequência de não se considerar a componente de 'sucção do fluxo na análise teórica do processo. Do mesmo modo, por o permeâmetro de carga constante no furo não considerar a componente sucção, leva a uma sobre estimação da condutividade saturada relativamente aos restantes métodos. Os resultados baixos obtidos com o permeâmetro de carga constante em laboratório justificam-se pelo facto de a condutividade vertical do solo testado ser baixa relativamente à condutividade horizontal. Também o processo de obtenção da

amostra provoca a compactação do solo e eliminação de alguns macroporos determinando valores mais baixos. Este processo produz grande variabilidade nas medições, fundamentalmente devido à dimensão das amostras, que sendo pequena, não reproduz correctamente as condições de campo. Além disso é praticamente impossível retirar amostras sem distúrbio, em especial sem a compactar e sem evitar a existência de macroporos descontínuos (Gupta ,1993).

Relativamente à importância do método do dreno, Hoffman e Schawab (1964) verificaram que os valores de condutividade obtidos por aplicação de fórmulas de drenagem a sistemas já instalados, são aproximadamente metade dos valores determinados com recurso ao método de furo de sonda. Também Perrier *et al* (1972) determinaram valores três vezes mais elevados com o método do piezometro em comparação com a linha de dreno. Porém Camp (1976) obteve valores idênticos em ambos métodos, quando a condutividade é determinada com base na equação de Schilfgaard, portanto em regimes variáveis. Usando dados de condutividade obtidos com a equação de Glover, Broughton e Tu (1975) sustentam que o método do furo de sonda determina valores cerca de 50% mais baixos que os reproduzidos pela aplicação daquela equação. Finalmente DeBoer *et al* (1979) usando o método do dreno e equações de regime permanente em comparação com método do furo de sonda em canteiros de arroz, encontraram grande concordância nos resultados dos dois métodos. DeBoer (1979) considera que o método do furo de sonda tem a desvantagem de utilizar um pequeno volume de solo e de utilizar predominantemente as características do fluxo horizontal na avaliação da condutividade saturada. O mesmo autor, baseado em estudos de Jonson *et al* (1963),

Lembke(1967), Tu(1975), sustenta ser razoável assumir que os valores de condutividade hidráulica obtidos pelo método do dreno, reflectem a melhor estimativa deste parâmetro para utilização em projectos de sistemas de drenagem.

Perroux e White (1988) defendem a utilização do permeâmetro de disco na determinação dos parâmetros hidráulicos do solo com a infiltração a processar-se sob uma tensão em vez de uma pressão positiva como acontece em condições de alagamento (Infiltrómetro, Permeâmetro de carga constante). A infiltração ao processar-se sob tensão evita os macroporos e assim sua elevada contribuição para a variabilidade das determinações. Caso contrario, em condições de alagamento os macroporos dominam a infiltração e conseqüentemente a condutividade hidráulica. Apesar de este processo medir a condutividade insaturada, a obtenção do respectivo valor saturado estima-se através da relação empírica de Gardner (1939) com o potencial de pressão zero. Perroux e White (1988,1989) obtiveram maior variabilidade nos resultados com métodos que utilizam o alagamento do que no caso da infiltração ocorrer sob condições de sucção, o que mostra a elevada contribuição dos macroporos para a variabilidade dos resultados.

Além da condutividade hidráulica, o permeâmetro de disco permite ainda determinar a sorvidade utilizada na equação de infiltração de Philip. Lin *et al* (1995) utilizou o este aparelho para demonstrar a importância dos macroporos no escoamento da água no solo.

Não obstante os diferentes conceitos aplicados aos diferentes métodos de determinação, os resultados obtidos podem depender de um factor externo ao próprio método. Esse factor é a composição química da água usada na determinação. Aringhieri e Capurro (1994) verificaram que valores elevados de sódio de troca e baixas concentrações do electrólito causam uma progressiva redução na taxa de percolação, resultando numa relação não linear entre o volume efluente e o tempo, ou seja, a relação linear que a lei de Darcy preconiza não se verifica. A dispersão dos coloides e a sua consequente migração potencia o feito de degradação da estrutura com o entupimento dos poros pelos sedimentos. Estes autores propõem um novo modelo que tem em conta degradação/modificação estrutural do solo.

Reeve, *et al* (1954) verificou a importância da percentagem de sódio de troca na permeabilidade do solo. Concluiu que a permeabilidade diminui exponencialmente com o aumento da percentagem de sódio de troca e que a taxa desse aumento é progressivamente mais elevada à medida que a capacidade de troca catiónica do solo é menor.

Fireman (1944) utiliza amostras de agregados para determinar a permeabilidade do solo e testar a validade das determinações em permeâmetros de carga constante no laboratório. Defende este processo por ser aplicável a grandes áreas e em locais onde os métodos de campo são impraticáveis.

3.2 PRINCÍPIOS DE FUNCIONAMENTO DOS EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.

As variáveis mais importantes na caracterização das propriedades hidráulicas do solo são o tamanho e distribuição dos poros, a condutividade hidráulica saturada, a sorvidade e o gradiente de potencial.

Estas propriedades hidráulicas podem ser medidas no campo, utilizando vários instrumentos como os referidos na fig. 3

O caudal constante Q_{∞} , ($m^3 s^{-1}$) que atravessa as paredes de um furo sob o efeito de uma carga hidráulica h (m), pode ser derivado a partir da equação de Richards(1931), que descreve o fluxo tridimensional da água a partir de um cilindro.

A forma desta expressão referida em Reynolds e Elrick, (1986) é a seguinte:

$$Q_{\infty} = \frac{2\pi h^2}{C} K_s + \pi r^2 K_s + \frac{2\pi h}{C} \phi_m \quad (4.1)$$

onde, K_s é a condutividade hidráulica saturada ($m s^{-1}$), r o raio do furo (m), C um factor forma (adimensional) que depende da relação h/r e ϕ_m o potencial de sucção (m). Em termos práticos os valores de C podem obter-se em Reynolds e Elrick (1987). Os primeiros dois termos da equação descrevem a componente saturada do escoamento a partir do furo, ou componente hidrostática e o terceiro termo descreve a componente instaurada ou mátrica do fluxo.

A partir de duas cargas hidráulicas no furo (H_1 e H_2), a que correspondem dois fluxos permanentes ($Q_{1\infty}$, $Q_{2\infty}$), produzem-se duas equações simultâneas, que permitem determinar K_s e ϕ_m .

É este o princípio subjacente ao permeâmetro de Guelph, fig 3 (A). Este dispositivo utiliza duas determinações de um caudal constante a partir de diferentes cargas hidráulicas no furo, para determinar a condutividade hidráulica.

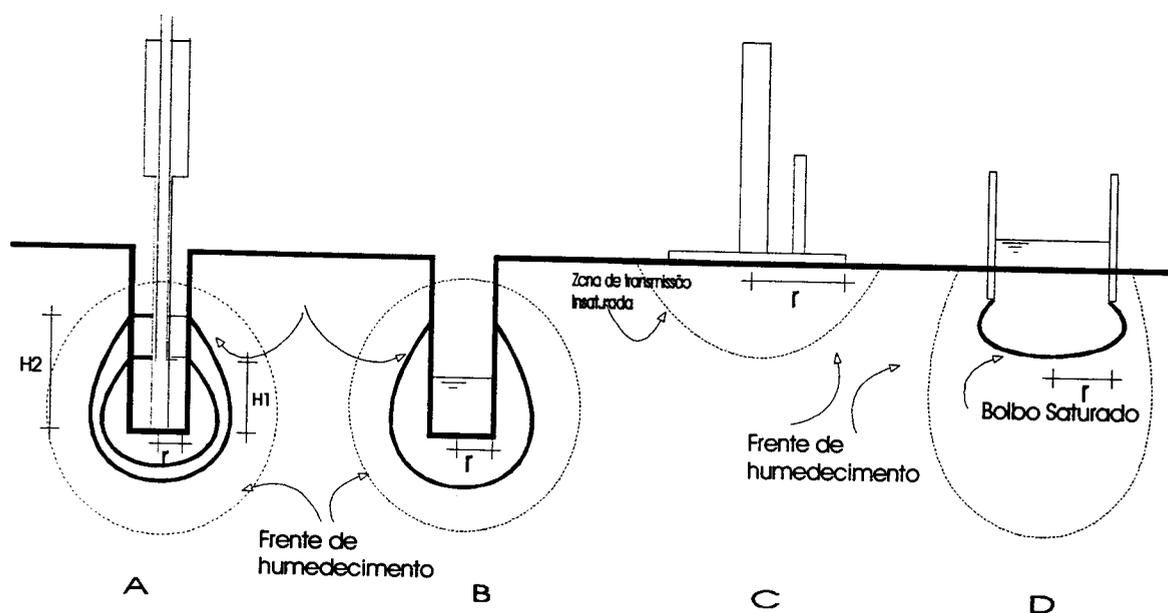


Fig. 3- A) Permeâmetro de Guelph, B) Furo de sonda, C) Permeâmetro de disco, D) Infiltrômetro.

O permeâmetro de Guelph (A), o furo de sonda invertido (B) e o infiltrômetro(D) promovem a infiltração sob condições de alagamento, ou seja sob acção de um potencial de pressão positivo, $H(m)$.

Dentro do furo fig 3 (A, B) o potencial de pressão da água no solo (ψ) varia linearmente desde $\psi = H$, na base do furo, até $\psi = 0$ na superfície livre da água no furo. No infiltrômetro a infiltração processa-se sob o efeito de um valor positivo (H),

que se pretende o mais baixo possível, para não *forçar* a infiltração nos poros mais largos. A infiltração sob o efeito de uma pressão positiva promove o surgimento de uma região saturada em redor do furo a que se chama “bolbo”.(Elrick e Reynolds, 1992). Na verdade esta região não se encontra totalmente saturada devido ao aprisionamento de ar nos poros do solo consequência da infiltração. No bolbo, o potencial da água (ψ), varia de $\psi = H$, na superfície de infiltração até $\psi = 0$ na extremidade do bolbo. Em redor do bolbo saturado ocorre uma zona insaturada cujos limites são a superfície do bolbo e a frente de humedecimento. O potencial varia aqui desde $\psi = 0$, à superfície do bolbo até $\psi = \psi_i$, potencial correspondente ao teor de humidade inicial no solo.

Relativamente ao permeâmetro de disco a infiltração processa-se sob o efeito de um potencial de pressão constante negativo $\psi_t < 0$, consequentemente em redor do disco desenvolve-se uma zona insaturada, onde o potencial da água varia de $\psi = \psi_t < 0$ na superfície de infiltração até $\psi = \psi_i$, na frente de humedecimento.

Após o estabelecimento de uma taxa de infiltração constante, a forma e dimensão do bolbo permanecem constantes (Elrick e Reynolds, 1992), enquanto a zona insaturada continua a aumentar por deslocamento da frente de humedecimento. O tamanho final da bolbo é condicionado pela dimensão da superfície de infiltração, pelo potencial de pressão aplicado pelo infiltrómetro ou permeâmetro de Guelph na superfície de infiltração, pela textura e estrutura do solo e pelo potencial inicial do solo (ψ_i).

Todos os processos descritos, fig 3 (A,B,C,D) são técnicas tridimensionais, isto é, a infiltração e posterior movimento da água no solo faz-se em qualquer direcção, por isso podem também chamar-se técnicas de escoamento não confinado. Todos os instrumentos utilizam o valor aparentemente constante do caudal que se infiltra no solo para calcular o valor da condutividade hidráulica. No permeâmetro de Guelph e no infiltrómetro, a infiltração processa-se sob acção de uma pressão constante, derivada da altura de água acima do solo. Pelo contrário, no caso do permeâmetro de disco a infiltração decorre sob acção de uma tensão, com origem num dispositivo de Mariotte que o aparelho possui.

Também existem técnicas unidimensionais ou confinadas, onde a infiltração e o escoamento da água no solo se processam num só sentido, é caso do permeâmetro de carga constante em laboratório e o infiltrómetro de duplo anel, que em teoria devem assegurar que o solo é atravessado pela água numa só direcção.

Qualquer dos processos referidos pode com facilidade durante a fase de humedecimento originar o aprisionamento de ar nos poros do solo, diminuindo desta forma permeabilidade do solo. A extracção deste ar nas determinações de campo é impossível pelo que os resultados obtidos traduzem um valor aproximado do conceito de condutividade hidráulica saturada e um valor preciso da condutividade presente no solo em condições de encharcamento.

Em termos práticos o parâmetro que se determina nas medições, referido como condutividade hidráulica saturada, não implica obrigatoriamente que todos os espaços intersticiais do solos estejam ocupados com água. Por vezes podem ocorrer situações de aprisionamento de ar nos poros impedindo que toda a porosidade seja

preenchida pelo líquido. Esta quantidade de ar presa, pode dar origem a resultados de condutividade saturada 50% inferiores os observados no caso de toda a porosidade estar preenchida com água. (Bouwer,1966; Stephens *et al*,1984).

4. DELINEAMENTO EXPERIMENTAL

4.1 ENSAIOS A REALIZAR

As determinações realizaram-se na Herdade do Barrocal, situada a cerca de 15 km a sul de Évora, onde foi instalado em 79/80 um sistema de drenagem subterrânea em sensivelmente 2,26ha de um solo Pmg, em duas parcelas, uma de 1,06 ha e a outra de 1,2 ha, com drenos colocados à profundidade de respectivamente 45 cm e 80 cm, equipada para medição de caudais de drenagem superficial e subsuperficial e da profundidade da toalha freática. Este sistema foi objecto de observações no período de 80/88 e foi matéria de um relatório (Santos Júnior e Lúcio, 1989) e de uma tese de mestrado (Isabel castanheira, 1998).

O presente estudo foi realizado na parcela com a área de 1,06 hectares, onde se conhecem os valores da condutividade hidráulica obtidos por tratamento dos caudais de drenagem superficial e subsuperficial nos estudos acima mencionados.

O métodos de determinação da condutividade hidráulica testados no presente trabalho foram: (i)Furo de sonda invertido; (ii)Infiltrómetro de duplo anel; (iii)Infiltrómetro; (iv)Permeâmetro de disco; (v)Permeâmetro de Guelph (vi)permeâmetro de carga constante, em laboratório.

Todos os métodos de campo mencionados são usados na ausência da toalha freática. Nas condições do terreno, a existência de toalha freática é temporária, pois

a ocorrência de precipitação promove a sua subida acima do nível dos drenos, mesmo até à superfície, mas na maioria das vezes o lençol freático situa-se mais tempo abaixo deste nível. Durante as medições nunca se registou a sua existência.

Outros processos existem, porém esta selecção reúne um conjunto de características que importa estudar, como sejam a *portabilidade*, uma vez que os equipamentos possuem diferentes dimensões e pesos além de alguns necessitarem de mais água do que outros para as medições; a *eficiência*, o tempo de medição é importante para o rendimento do trabalho, pois para o mesmo período de tempo o numero de medições e área estudada pode ser significativamente diferente; a *eficácia*; os métodos escolhidos utilizam diferentes teorias para estudar o mesmo conceito sendo importante determinar qual o que mais se aproxima de um valor de referência; a *adaptabilidade* às características dos solo; e por último a *economia*. Apesar de não se ter efectuado um levantamento dos custos envolvidos nas medições resulta óbvio que os métodos mais expeditos e precisos têm vantagens sobre os restantes.

Assim, foi determinado a condutividade hidráulica saturada, K_s de cada camada correspondente à descrição do perfil do solo, um K_{s1} de 0 a 45 cm de profundidade e um K_{s2} de 45 a 80 cm. Para cada caso foram efectuadas 6 repetições de modo a obter uma maior precisão na determinação da variância e assegurar que o numero de tratamentos fosse igual ao numero de repetições.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

A parcela experimental, possui exclusivamente solos mediterrâneos pardos de materiais não calcários, mais concretamente do sub grupo de solos mediterrâneos pardos normais de quartzodioritos, identificados daqui em diante pela sigla Pmg de acordo com a classificação do S.E.R.O.A., adaptada a partir do levantamento da carta de solos de Portugal, editado pela Direcção dos serviços Agrícolas (Cardoso, 1965)

No momento da realização das determinações esta parcela estava semeada com trigo, tendo sido realizada uma lavoura há poucos meses e mais recentemente uma adubação de cobertura, portanto existe alguma compactação por tráfico de máquinas. Numa primeira fase de determinações (Março-Abril de 1997) houve um estio que veio originar a formação de crosta à superfície, dificultando a infiltração.

Estes solos apresentam três horizontes bem definidos. O horizonte A com uma profundidade de 35 cm, de cor parda, textura arenosa, estrutura granulada fina, não aderente, não plástico, muito friável, fofo. Transição nítida para o horizonte B, com a espessura de 50 cm, de cor parda, franco argiloso; estrutura prismática média; há películas de argila na face dos agregados; aderente; plástico; muito firme; muito rijo. Transição nítida para horizonte C composto por material originário.

No local do ensaio haviam sido realizadas análises à textura do solo (Bless 1985), com os seguintes resultados:

Quadro 1 - Classificação textural dos solos

Horiz.	Argila < 2 μ	Limo 2-20 μ	Areia Fina 20-200 μ	Areia Grossa 200-2000 μ	Classificação U.S.D.A.
A	10	8	60	22	Arenoso - Franco
B	27	10	52	11	Franco-Argilo-Arenoso
C	10	5	60	20	Arenoso

Como se depreende do quadro 1, a percentagem de argila no horizonte B é cerca de três vezes mais elevada do que no horizonte A. Esta acumulação em profundidade resulta da migração das argilas a partir da camada mais superficial, como é característica dos solos argiluvitados.

Naturalmente que esta distribuição dos constituintes do solo influencia as restantes propriedades físicas e químicas nos respectivos horizontes. A densidade aparente do horizonte A é de cerca 1,6 g cm⁻³, bastante frequente em solos de textura ligeira. Porém no horizonte B de textura fina a densidade aparente sobe para 1,7 g cm⁻³, podendo no fim do Verão apresentar valores da ordem de 1,8 g cm⁻³ (Bless, 1985). Esta situação ocorre porque a maioria dos poros do horizonte B estão preenchidos por argila.

A partir de uma curva característica humidade-tensão, Bless (1985) mostrou que no conjunto dos dois horizontes A e B, cerca de 35% do volume do solo é ocupado por poros, no entanto, somente 3% em volume é constituído por poros largos, maiores que 50 μ . Os poros com diâmetro médio entre 50 e 10 μ ocupam também um volume muito pequeno. Como consequência, a drenagem interna neste solo é difícil e o volume para armazenar água disponível é também pequeno.

4.3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁGUA

A qualidade da água utilizada nas determinações da condutividade, associada ao balanço de sais do solo tem uma influência fundamental na natureza dos valores obtidos. A ocorrência de grande variabilidade de resultados bem como a imprecisão das determinações poderão ser consequência da expansão das argilas e colapso dos agregados, devido à composição iônica da água utilizada nas determinações. Alterações da estrutura, o entupimento dos poros e/ou alteração das suas dimensões têm implicações evidentes da condutividade hidráulica.

O fornecimento de água ao solo pode implicar uma série de alterações químicas e físicas deste, nomeadamente a substituição dos cátions de troca e da estrutura presente.

Durante a lixiviação de solos salino-sódicos, poderá haver problemas de declínio da estrutura do solo. A espessura da camada dupla difusa das partículas de argila depende da composição e da concentração de sais na solução do solo. Os iões Ca^{2+} reduzem a largura desta camada e os iões Na^+ aumentam-na. Por outro lado, a espessura desta camada é inversamente proporcional à concentração da solução do solo. Os cátions de troca geralmente favorecem as propriedades físicas do solo do ponto de vista agronómico. Se a camada dupla difusa, tiver uma espessura pequena, há maior redução da actividade das cargas negativas da superfície das partículas de argila, com o consequente aumento de estabilidade do solo e incremento da estrutura. Por este motivo os solos salino-sódicos com elevada concentração de sais na solução do solo não apresentam problemas estruturais.

Depois da maior parte dos sais solúveis serem lixiviados, o efeito do elevado valor da percentagem de sódio de troca (E.S.P.) torna-se evidente e a estrutura do solo deteriora-se. A recuperação destes solos assume-se deste modo mais complicada, havendo necessidade, antes da lixiviação, de prevenir o declínio da estrutura.

Nestas circunstâncias efectuaram-se análises à água utilizada nas determinações no sentido de averiguar a qualidade a concentração dos iões presentes, para averiguar se poderá ou não existir colapso da estrutura.

A mesma análise foi realizada com a solução do solo, de forma a que antes do fornecimento de água ao solo, se preveja o declínio da estrutura.

No geral solos com $ESP < 15\%$ não apresentam problemas de dispersão. Porém a concentração de sais na solução do solo tem também influência na dispersão.

As análises efectuadas abrangem a percentagem dos iões Na^+ , Mg^{2+} e Ca^{2+} no complexo de troca e a capacidade de troca em meq/100 g de solo. Conhecido o valor de ESP determina-se também a razão de adsorção de sódio (SAR).

No sentido de prever se a água usada nas determinações implica a alteração dos iões no complexo de troca, foi também determinado o SAR da água utilizada nas medições.

Os resultados obtidos são listados no quadro 2.

Quadro 2 - Composição da água usada nos ensaios meq l⁻¹

Origem da Água	Métodos utilizados	Na ⁺	Ca ²⁺	Mg ²⁺	SAR
Rede de Évora	Furo de Sonda; P. Guelph; Lab; Disco	18.0	24.6	9.8	6.51
Mitra	Inf.; Infil. duplo anel;	36.4	27.2	11.7	12.38

A água da Mitra possui um valor SAR mais elevado do que a água da rede de Évora, por apresentar quase o dobro de sódio na sua composição. Este valor fica no limite do normalmente aceite para não provocar alterações na estrutura do solo. Admitindo que pode ocorrer para este valor de SAR dispersão de certos agregados, optou-se por negligenciar a acção destes sais sobre a estrutura dos agregados, por ser complexa a quantificação dos problemas de dispersão na determinação da condutividade hidráulica.

A equação 1.11 mostra a condutividade hidráulica dependente da densidade e viscosidade da água. A densidade é a massa por unidade de volume, podendo variar com a pressão, temperatura e a concentração de sólidos dissolvidos no líquido. Do ponto de vista prático pode considerar-se com o valor constante de 1000 Kg m^{-3} , variando pouco com a temperatura (quadro 3).

Um fluido possui um movimento laminar ou viscoso quando cada partícula descreve uma trajectória bem definida, com velocidade unicamente no sentido do escoamento. Uma camada de um fluido em movimento laminar deslizando sobre outra camada do mesmo fluido exerce uma fricção a que chamamos atrito interno, com influência na viscosidade. Esta capacidade de fricção é bastante influenciada pela temperatura do líquido.

Quadro 3 - Alteração da viscosidade dinâmica e da densidade da água com a temperatura

Temperatura (°C)	Densidade (Kg m^{-3})	Viscos. Dinâmica ($\text{Kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$)
0	999,87	$1,79 \times 10^{-6}$
25	997,07	$0,89 \times 10^{-6}$
40	992,24	$0,66 \times 10^{-6}$

A correcção da condutividade hidráulica devido ao efeito da temperatura é obtida a partir da seguinte expressão:

$$K_{ST} = K_T (N_T / N_{ST}) \quad (4.1)$$

Onde K e N são respectivamente a condutividade e a viscosidade. T e ST são a temperatura de medição e a temperatura standard de 20 °C.

4.4 DELINEAMENTO ESTATÍSTICO

O delineamento estatístico compreendeu 6 blocos com a dimensão de 6 x 4 m, com a área de 24 m² cada, no sistema de drenagem estabelecido, entre os drenos n^o1 e n^o2. A distância entre cada bloco foi de 6 metros. A utilização de uma grelha regular na localização dos blocos e talhões é recomendada por O' Halloran *et al.* (1986). Este autor mostrou que a utilização de grelhas com espaçamentos regulares produz melhores resultados do ponto de vista de estimativa das características estatísticas relativamente a uma estratégia aleatória na fixação dos locais de teste.

Cada bloco foi por sua vez dividido em seis talhões iguais, com a área de 4 m² cada e dimensões de 2 x 2 m. Os seis métodos correspondentes a seis tratamentos foram em seguida distribuídos de forma aleatória pelos seis talhões de cada bloco. A distribuição fez-se por sorteio (Neville e Kennedy, 1964), atribuindo a cada método

uma letra que se escreveu num cartão. Em seguida os cartões foram escolhidos aleatoriamente e atribuídos aos talhões. A grelha final está esquematizada na figura 4.

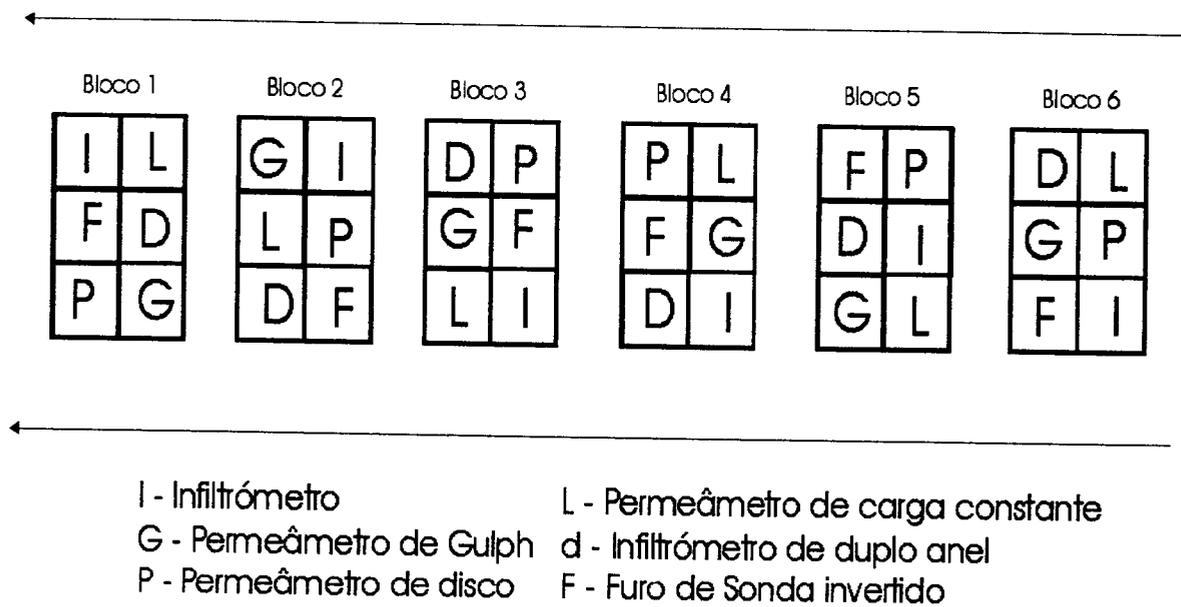


Fig. 4- Delineamento experimental

5 OBSERVAÇÕES E MEDIÇÕES

5.1 MÉTODOS DE CAMPO

5.1.1 Método do furo de sonda invertido

Hooghoudt(1936), desenvolveu empiricamente uma expressão para determinar o valor da condutividade hidráulica a partir da taxa de afluência da água a uma cavidade no solo.

O método consiste na perfuração do solo até à profundidade desejada com um trado (sonda). Este furo dificilmente ultrapassa os 10 cm de diâmetro, por razões de ordem prática. Abaixo da toalha freática a água flui pelas paredes do furo enchendo-o até atingir equilíbrio com o nível da toalha freática. Em solos com estrutura arenosa é recomendável a utilização de uma rede para revestir as paredes do furo evitando o colapso destas e assim evitar que a geometria do furo e a sua profundidade se alterem. A utilização deste dispositivo pode influenciar as condições do escoamento, porque introduz uma resistência ao fluxo de água que entra no furo. Posteriormente extrai-se a água do furo com ajuda de uma pequena bomba de borracha. Como consequência do gradiente hidráulico criado com a extracção do líquido devido à diferença do nível deste no furo e na toalha freática, imediatamente a água começa a afluir ao furo. Durante a subida da água fazem-se várias leituras do nível da água no furo, num período de tempo apropriado.

Porém, nas nossas condições não está presente uma toalha freática a níveis que permitam efectuar estas determinações. A solução é utilizar um método que basicamente é idêntico ao anterior mas onde é necessário introduzir água no furo, saturar os seus limites e medir os níveis de descida da água num determinado período de tempo.

Com um trado fez-se um furo no solo com 6 cm de diâmetro e 25 cm de profundidade, para medir o valor da condutividade na camada de 0-45 cm. Cerca de meio metro afastado deste primeiro furo efectuou-se outro com a profundidade de 60 cm para medir a condutividade da camada 45-80 cm.

O fundo do furo foi limpo com um trado especial de modo a tornar a conformação do furo perfeitamente cilíndrica. As paredes deste foram posteriormente escovadas de modo a eliminar alguma compactação exercida pelo trado. A profundidade exacta do furo foi medida. De seguida deitou-se água para dentro do furo. Com recurso a uma fita métrica mediu-se a intervalos de tempo regulares de 4 minutos, a descida do nível da água (fig 5), isto é obteve-se a velocidade de descida da água. Para profundidades maiores utilizou-se uma régua que emitia um sinal sonoro quando atingia o plano de água no furo.

Uma vez aberto a furo as medições devem realizar-se de seguida, especialmente no horizonte B, onde a sua textura argilosa, num processo de secagem, poderá originar fendas que são caminhos preferências ao escoamento da água e assim invalidar a determinação.

Naturalmente que houve o cuidado de evitar que a profundidade do nível da água no furo do horizonte B fosse inferior a 50 cm, pois só assim se assegurou que a condutividade determinada seja exclusivamente desse horizonte. Caso contrário existia o risco de a infiltração nas paredes do furo se efectuar também no horizonte A, introduzindo um erro na determinação.

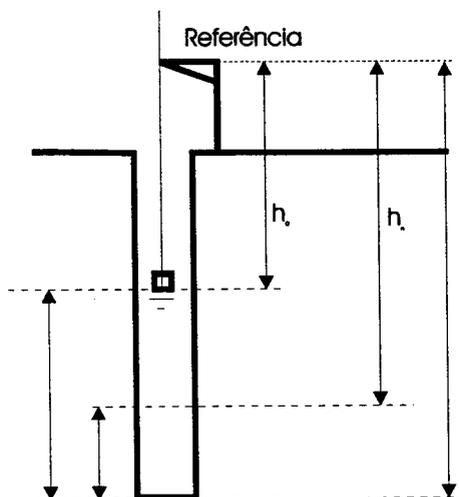


Fig. 5- Método do furo de sonda invertido

Assumindo que gradiente hidráulico é aproximadamente um, isto é que o movimento da água no solo depende exclusivamente do potencial gravitacional, a saída de água pelas paredes e fundo do furo, de acordo com Smedema e Rycroft (1976), exprime-se do seguinte modo:

$$Q = K_s(2\pi rh + \pi r^2) = 2K_s\pi r \left(h + \frac{r}{2} \right) \quad (5.1)$$

onde:

Q- caudal infiltrado pelas paredes e base do furo

r - raio do furo

h - altura da água no furo

K_s - condutividade hidráulica saturada

A descida do nível da água no furo, no intervalo de tempo dt :

$$Q = -\pi r^2 \frac{dh}{dt} \quad (5.2)$$

Combinado as expressões 5.1 e 5.2 temos:

$$-\frac{2K}{r} dt = \frac{dh}{h + \frac{r}{2}} \quad (5.3)$$

Integrando entre os limites:

$$t = 0, h = h_0$$

$$t = t, h = h_t$$

o resultado é:

$$\frac{2K}{r} t = \ln\left(h_0 + \frac{r}{2}\right) - \ln\left(h_t + \frac{r}{2}\right)$$
$$K = 1.15r \frac{\log\left(h_0 + \frac{r}{2}\right) - \log\left(h_t + \frac{r}{2}\right)}{t} \quad (5.4)$$

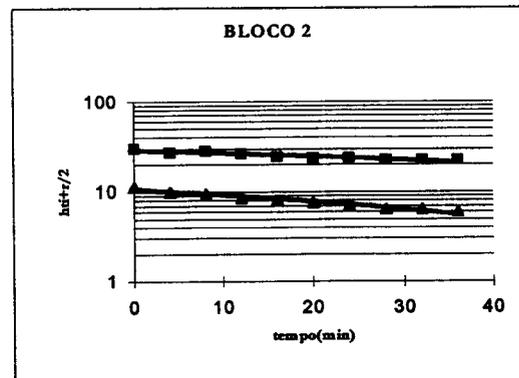
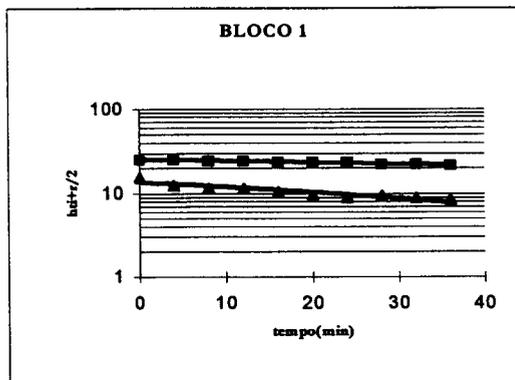
$$K = 1.15r \tan \alpha$$

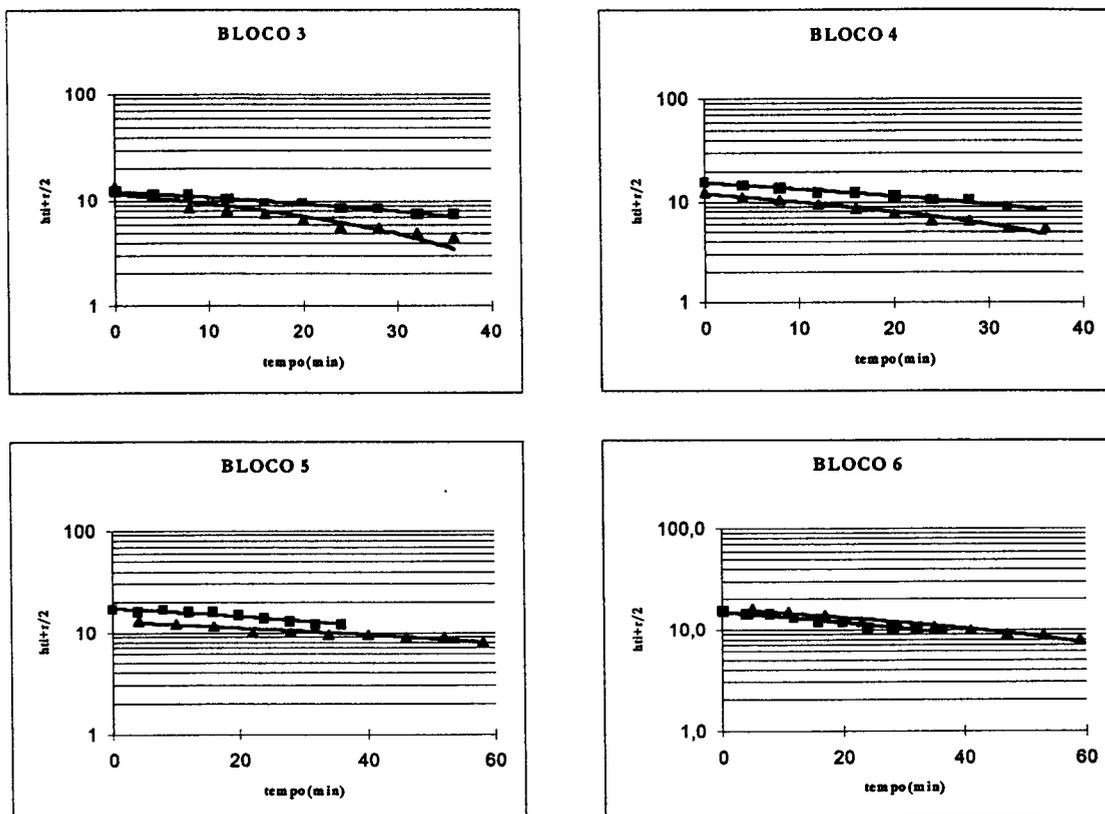
sendo α o declive da recta obtida com a marcação de $\left(h_{ii} + \frac{r}{2}\right)$ contra t_i num papel semi-logaritmico.

Na realidade a infiltração no solo é essencialmente horizontal, pois esta processa-se maioritariamente pelas paredes do furo. Quando atinge uma taxa infiltração constante a contribuição do movimento vertical da água no solo é desconhecida. Sendo por isso difícil estabelecer que o gradiente seja próximo de 1. A natureza do valor de K determinado carece assim de rigor.

A temperatura da água no momento da primeira determinação era de 20°C não sendo por isso necessário efectuar qualquer correcção ao valor da condutividade.

Os valores obtidos para as medições do abaixamento do nível da água no furo, para cada um dos blocos foi a seguinte:





Legenda: \square - Horizonte A, Δ - Horizonte B.

Fig. 6 - Resultados de furo de Sonda Invertido

5.1.2 Permeâmetro de Guelph

O permeâmetro de Guelph é um aparelho desenvolvido pela universidade de Guelph no Canadá, com o objectivo de determinar simultaneamente a condutividade hidráulica saturada, o potencial matricial do solo e a sorvidade.

Trata-se de um permeâmetro de carga constante que utiliza o princípio da Mariotte. O aparelho por nós usado estava projectado para permitir a determinação da condutividade saturada quer em solos com condutividade elevada, quer em solos

de baixa condutividade. O modelo utilizado foi o 2800K1, fabricado pela SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP.

O aparelho propriamente dito é constituído por um tripé, um tubo de suporte e um reservatório para a água.

O princípio de funcionamento da aparelho assenta na determinação do momento em que se atinge uma taxa de infiltração constante a partir de um furo no solo onde o nível da água é também mantido constante.

A carga hidráulica constante no furo é conseguida e mantida, pela regulação de um tubo de ar localizado no interior do permeâmetro (fig. 7). Quando o nível de água no reservatório diminui cria-se vácuo parcial no espaço acima da água. Quando o nível da água no furo desce abaixo da extremidade do tubo interior, este deixa entrar ar, que sobe até ao reservatório para substituir o vácuo e assim permitir que a água do reservatório reponha o nível da água no furo, ou seja mantenha a carga hidráulica constante.

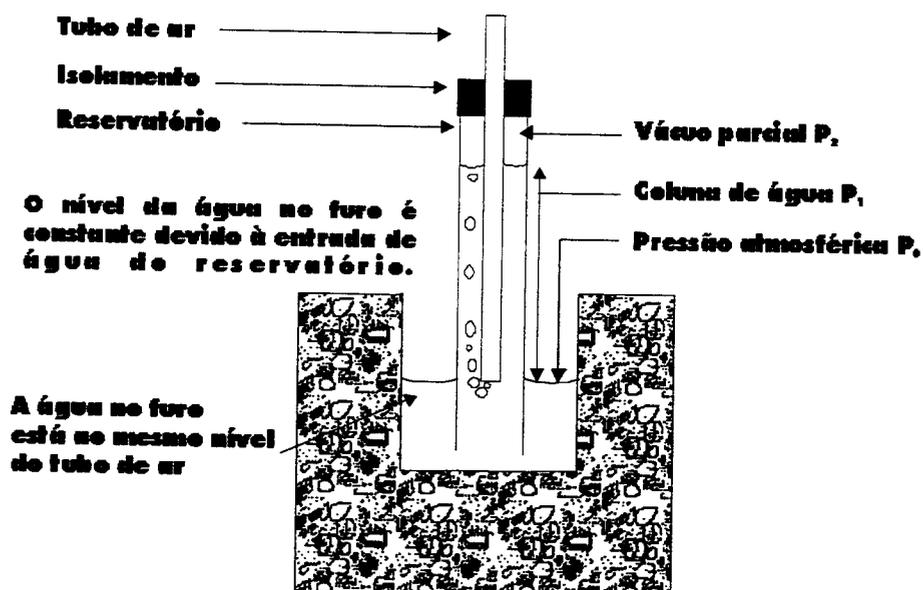


Fig. 7- Funcionamento da garrafa de Mariotte

O tamanho da abertura e geometria do tubo de ar é projectado para controlar o tamanho das bolhas de ar que entram no reservatório de modo a prevenir oscilações elevadas do nível da água no furo. É devido a esta aspecto que o equipamento possui a alternativa de ser usado em solos de condutividade elevada e baixa. Quando o permeâmetro está em funcionamento a pressão na superfície do líquido no furo, que se encontra à pressão atmosférica, iguala a soma da pressão exercida pela coluna de água no reservatório, com a pressão existente no espaço do reservatório acima da água. A infiltração induz a entrada de água no furo para repor o nível do plano de água.

Em equilíbrio, forma-se uma zona saturada em volta do furo com a configuração de bolbo. A forma deste bolbo depende de tipo de solo, do raio do furo e da carga hidráulica resultante da água presente no furo. Esta forma é caracterizada pelo factor C (Reynolds *et al*, 1986) que posteriormente se usa no cálculo da condutividade saturada. Este factor é numericamente derivado do raio do furo e da carga hidráulica e caracteriza a forma do bolbo de humidade em torno do furo.

Em termos físicos as curvas que caracterizam este parâmetro representam o integral do gradiente de pressão adjacente à superfície submergida do furo. Estas curvas são obtidas pela simulação numérica do fluxo a partir de um furo com dois metros de profundidade com a altura de água no furo a variar de 0,005 m a 0,3m, com um raio de 0,02 metros e uma pressão de sucção de -3,35 m.

O aparelho determina dois fluxos permanentes, um primeiro sob uma altura de água de 5 cm no furo e um segundo com uma altura de 10 cm .

Os cálculos da condutividade hidráulica saturada resultam da seguinte expressão:

$$K_s = G_2 Q_2 - G_1 Q_2 \quad (5.6)$$

onde:

$$G_2 = \frac{H_1 C_1}{\pi [2H_1 H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 C_2 - H_2 C_1)]} \quad (5.7)$$

e

$$G_1 = G_2 \frac{[H_2 C_1]}{[H_1 C_2]} \quad (5.8)$$

e

$$\begin{aligned} Q_1 &= X \bar{R}_1 \\ Q_2 &= X \bar{R}_2 \end{aligned} \quad (5.9)$$

com as letras a terem os seguintes significados:

a - Raio do furo (cm)

C1,C2 - factor de proporcionalidade dependente do rácio H/a e

correspondente a H1/a e H2/a.

H1, H2 - Altura de água no reservatório do Permeâmetro, respectivamente para a primeira e segunda leituras (cm).

R1,R2 - Taxa constante de descida da água no reservatório correspondente respectivamente a H1 e H2 (cm/s).

K_s- Condutividade hidráulica saturada(cm/s)

X - Constante do reservatório indicada no aparelho

No nosso caso temos H1= 5 cm; H2= 10 cm; a= 3 cm; C1=0,8 e C2= 1,25, no que resulta a seguinte expressão prática:

$$K_s = (0.0041)(X)(\overline{R_2}) - (0.0054)(X)(\overline{R_1}) \quad (5.10)$$

Apesar de estar fora do âmbito deste trabalho reproduzem-se em seguida as expressões deduzidas para o cálculo do potencial matricial (ψ_m) e da sorvidade (S):

$$\psi_m = (0.0572)(X)(\overline{R_1}) - (0.0237)(X)(\overline{R_2}) \quad (5.11)$$

$$S = \sqrt{2(\Delta\theta)\psi_m} \quad (5.12)$$

Onde, $\Delta\theta = \theta_s - \theta_i$, isto é, a diferença entre o teor volumétrico de água à saturação e o teor volumétrico de água inicial.

O valor de S é usado na equação de infiltração de Philip, pelo que este aparelho também permite caracterizar a infiltração.

A possibilidade de medir todos estes parâmetros é uma vantagem deste permeâmetro.

Este aparelho tem um custo acessível e é fácil de usar por uma só pessoa. Necessita da pouca água para operar e menos tempo para medições do que a maioria dos outros métodos. Tem boa portabilidade o que permite ao operador transportar por vezes três aparelhos simultaneamente. Em zonas de baixa permeabilidade é possível efectuar duas medições simultaneamente. O aparelho perturba pouco a porosidade e por isso é dos mais apropriados para medições em solos com elevada propensão à instabilidade.

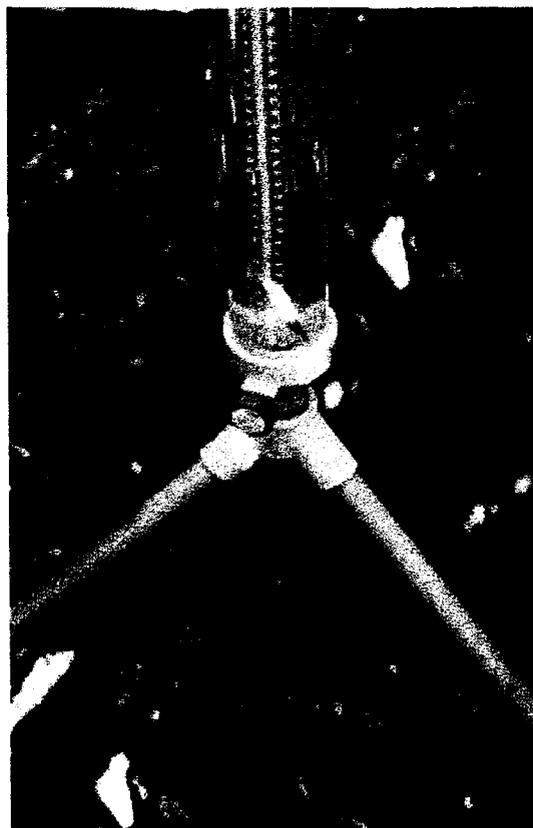


Fig. 8 - Permeâmetro de Guelph em funcionamento

Bouwer e Jackson 1974; Reynolds e Elrick, 1985, referem que a condutividade saturada determinada pelo permeâmetro de Guelph, no caso do solo ser bem estruturado, traduz a média da condutividade horizontal e vertical. Estudos preliminares sugerem também que não se devem fazer determinações nas argilas quando estão muito secas, pois nestas circunstâncias o potencial de pressão é significativo, promovendo a infiltração horizontal com alguma importância.

Em trabalhos onde é requerida precisão elevada, deve ter-se em conta a temperatura do líquido por causa do efeito que a viscosidade tem na determinação do K_s e S .

Em cada determinação fez-se um furo até 30 cm de profundidade para determinar o valor da condutividade hidráulica da primeira camada de solo. Houve um cuidado especial na realização de cada furo. Para o efeito foram utilizados os trados fornecidos com o aparelho num total de três utensílios. Um primeiro trado para a abertura do furo propriamente dito, um trado para aprofundar um pouco mais e tornar completamente plano o fundo do furo e por último uma escova que remove alguma compactação das paredes provocada pelos trados anteriores. Na utilização desta escova houve o cuidado de não alargar o furo previamente realizado, pois iria alterar as condições de aplicação do constante C . Em seguida esse furo foi aprofundado até aos 60 cm para obter o valor de K_s no horizonte B. Verificou-se que o aprofundamento do furo deverá ser realizado após a secagem das paredes e fundo do anterior, pois caso contrário, a extremidade do tubo do permeâmetro

enterra-se no fundo do furo, entupindo a entrada de ar e impedindo que o nível da água no reservatório desça.

A cedência de água ao furo pode ser efectuada utilizando a combinação dos dois reservatórios ou somente o reservatório interior.

As leituras efectuadas com a combinação dos reservatórios frequentemente resultaram em estimativas de condutividade negativas. A velocidade de descida da água nos dois reservatórios é muito baixa conduzindo a leituras menos precisas e consequentemente a determinações inválidas. A existência de grande numero de raízes devido à cultura do trigo pode também ter influenciado os resultados negativos, por os canais abertos pelas raízes constituírem caminhos preferenciais para o escoamento da água do furo. Resultados negativos podem também ser consequência de grande heterogeneidade do solo, porém no caso presente não se verificaram alterações do solo dentro do mesmo horizonte.

Pelo contrário, a utilização do tubo interior do infiltrómetro permitiu a obtenção correcta de valores para condutividade.

A leitura da escala de dois e em dois minutos mostrou-se suficiente e correcta para a obtenção de valores válidos de condutividade. Intervalos superiores a quatro minutos prolongam muito o tempo de cada determinação. Em regra, foram suficientes trinta a quarenta minutos para alcançar o regime quase permanente para a carga de 5 cm. Com a carga de 10 cm bastaram cerca de 26 minutos (12 leituras) para o obter uma descida do nível da água do depósito do permeâmetro constante. Isto porque durante a segunda leitura grande parte das paredes do furo e por

consequência do solo que o cerca estão já saturadas, pelo que a obtenção do regime quase permanente é mais rápida.

É também aqui evidente que a velocidade de infiltração final é uma aproximação à condutividade saturada. Se a capacidade do reservatório do aparelho permitisse o prolongamento das medições por períodos mais latos, por exemplo duas horas, é provável que a taxa de infiltração continuasse a descer, embora de forma negligenciável. Este permeâmetro é na sua essência um infiltrómetro de carga constante, pois o gradiente de pressão nunca chega a ser zero na medida em que a frente de humedecimento não se encontra saturada e portanto possui um potencial de pressão negativo em vez de zero como se assume. A solução encontrada para a correcção desta situação é a utilização do factor forma, que em teoria representa a forma de um bolbo integralmente saturado em redor do furo, onde o escoamento se realiza unicamente sob acção do gradiente gravitacional.

As leituras efectuadas por este aparelho estão listadas em anexo e os resultados tratados no capítulo 6.

5.1.3 Infiltrómetro

Na sua variante mais comum, este método consiste em verter água num tubo cilíndrico colocado sobre o terreno e medir tempos sucessivos de diminuição da altura da água no cilindro.

A água penetra em profundidade na área do terreno limitada pelo anel, mas também se estende lateralmente originando um resultado errôneo por excesso. A monitorização do teor de humidade na zona exterior ao cilindro pode fazer-se com recurso a tensiómetros. Este erro tem tanto mais importância quanto maior for a anisotropia do solo e o modo como esta influencia o escoamento lateral.

Quando a leitura dos tensiómetros for zero, o solo está saturado e assume-se que o sentido preferencial do escoamento da água no solo é vertical.

O cálculo da condutividade pode basear-se na lei de Darcy, traduzida pela seguinte expressão:

$$V = K_T \frac{\varphi + z + h}{z} \quad (5.13)$$

Tendo como referência a superfície do solo, V é a taxa de infiltração (cm s^{-1}); K_T a condutividade hidráulica da zona de transmissão (cm s^{-1}); φ o potencial de pressão no limite da zona de transmissão (cm); z a profundidade da zona de transmissão abaixo do infiltrómetro (cm); h a altura da água no infiltrómetro (cm).

A influência de φ e h relativamente a z , diminui à medida que a zona de transmissão e humidade no solo aumentam. Assim, num solo uniforme, fundo e na presença de uma toalha freática, o gradiente hidráulico $\frac{\varphi + z + h}{z}$ tende para 1 e a taxa de infiltração torna-se constante e igual à condutividade hidráulica saturada.

A condutividade hidráulica saturada é assim calculada a partir da velocidade aparente da água no solo saturado. Estando a zona de transmissão saturada o potencial de pressão é nulo e como consequência o potencial total da água no solo é somente responsabilidade do potencial gravitacional, sendo o seu valor numericamente igual à profundidade do solo, tendo como referencia a superfície deste, resulta um gradiente igual a -1. Deste modo, tendo presente a lei de Darcy a velocidade de infiltração, no momento em que o solo está saturado, é igual à condutividade hidráulica saturada ($v = K$).

Deste modo, para solos húmidos com textura média a fina, a condutividade hidráulica da zona de transmissão é aproximadamente a condutividade saturada desse solo.

$$V \approx K_T \approx K \quad (5.14)$$

A determinação da condutividade hidráulica por este processo é na prática um dos resultados da recolha de dados para caracterizar a infiltração.

Este processo é bastante utilizado na caracterização da infiltração em solos de regadio. Apesar de se lhe apontar alguma imprecisão nos resultados, representa aproximadamente o valor de K (Kessler *et al*, 1974)

Como vimos, o valor da condutividade saturada é idêntico ao da infiltração final, também chamada infiltração básica. Este processo consome muito tempo para uma simples determinação, sendo necessário saturar previamente o solo e em

seguida começar as leituras. Naturalmente se se quiser conhecer a equação de infiltração é necessário começar o registo das medições logo no início.

Na introdução dos anéis no solo cuidou-se que esta fosse a mais perpendicular possível, evitando perturbar a fronteira de escavação. Utilizaram-se anéis metálicos, cravados cerca de 5 cm no solo, com um diâmetro de 39,5cm.

Apesar do cuidado na cravação dos anéis, constatou-se existirem alterações na superfície do solo nomeadamente o aparecimento de fendas junto à zona de cravação. O teor de humidade no solo deve também permitir uma cravação fácil, caso contrário poderá ocorrer a perturbação da superfície de infiltração com consequências óbvias nos resultados obtidos.



Fig. 9. Infiltrómetro. A) Medição à superfície. B) Medição no horizonte B.

Os tanques de Mariotte, tinham a capacidade de 50 l. Efectuaram-se leituras regulares da descida do nível de água nos tanques para se tratarem os dados no software *Infiltraq* (Serralheiro, 1988) e assim obter a equação de infiltração de Kostiakov-Lewis, com o respectivo valor de infiltração final. A temperatura da água na primeira medição era de 25°C, e os valores obtidos da condutividade foram ajustados para a temperatura padrão de 20°C.

O alagamento do anel foi o menor possível, de modo a diminuir a carga de água sob a superfície de infiltração. A altura média de água dentro deste foi de cerca de 1.5 cm

Na primeira camada do solo, a infiltração básica, ou a descida praticamente constante na escala do reservatório, foi atingida ao cabo de 1 hora e 30 minutos, continuando as leituras por mais uma hora, uma vez que a taxa de infiltração que se pretende é o resultado do tempo a tender para infinito.

Na segunda camada, o infiltrómetro não permitiu realizar medições conclusivas. Aqui a infiltração desce rapidamente. Após a primeira hora, as leituras são bastante demoradas e sujeita a erros, pois a descida do nível da água na escala do tanque é muito baixa. A diminuição da taxa de infiltração deve-se não só à diminuição do gradiente hidráulico como também à hidratação das argilas. Após alguns minutos de infiltração começou a verificar-se que surgia água no limite exterior do anel. A água em vez de infiltrar escorria para o exterior do infiltrómetro através das fendas que foram criadas no momento da cravação. Num solo com elevado teor de argila como este, é praticamente impossível cravar o anel perfeitamente na horizontal sem provocar o aparecimento dessas fendas na fronteira

da cravação. Isso decorre do próprio processo de cravação pela aplicação de uma força em diferentes locais do anel. Deste modo não foi possível realizar qualquer determinação válida.

No gráfico seguinte são mostradas as curvas de infiltração obtidas para os 6 blocos, no horizonte A

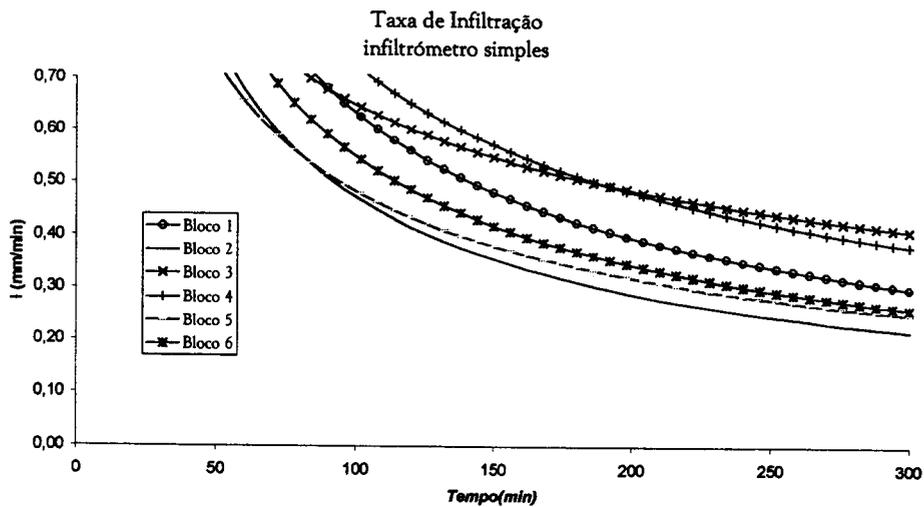


Fig. 10 - Curvas de Infiltração do infiltrómetro

5.1.4 Infiltrómetro de duplo anel

Este método é um refinamento do processo descrito anteriormente. Utiliza dois anéis com diâmetros diferentes que se enterram no local onde se pretende determinar a condutividade hidráulica. Enterram-se sensivelmente em dois terços do seu comprimento, com as extremidades inferiores ao mesmo nível, ficando o tubo de

diâmetro inferior dentro do tubo mais largo. Para a determinação começa-se por aplicar água dentro dos tubos para, por infiltração, saturar o solo abaixo e à sua volta. O nível da água vai diminuindo dentro dos tubos, sendo necessário reforçar a aplicação até que a taxa de infiltração comece a ser constante. Neste momento determina-se o valor de infiltração final pela medição do caudal de água fornecido ao tubo interior.

Esta técnica tem como objectivo forçar a infiltração unidirecional no tubo interno para que o escoamento seja essencialmente vertical e que o gradiente de potencial hidráulico responsável pelo movimento da água seja resultado unicamente do gradiente de potencial gravítico. A infiltração no anel exterior tem a função de saturar o solo em redor da zona de transmissão originada pela infiltração no anel interior.

Sendo a carga de água nos anéis o mais próximo de zero (tomando como referência a superfície do solo) despreza-se a sua influência na infiltração. Em condições de saturação, o potencial de pressão é 0 e o potencial gravitacional é igual à cota do ponto considerado. Por consequência o gradiente de potencial hidráulico nesse ponto é 1 e de acordo com Darcy a velocidade de infiltração iguala a condutividade hidráulica.

À semelhança de métodos anteriores, este método requer o menor distúrbio possível da estrutura original do solo, uma vez que faz uso da infiltração na determinação da condutividade .

As medições na segunda camada (45-80cm) têm a particularidade de a superfície do solo ter sido alterada e mesmo compactada pela escavação.

Na utilização da equação é fundamental que as taxas de infiltração sejam constantes.

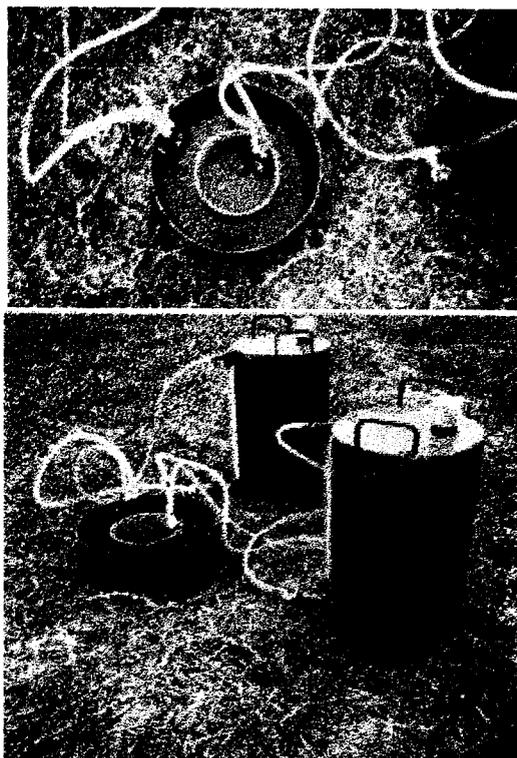


Fig. 11 – Infiltrómetro de duplo anel

O volume de água utilizado para um teste pode por vezes atingir os 500 litros, o que torna o método pouco recomendado para grandes áreas, em situações em que é necessário rapidez e eficiência.

Yongs (1987), refere que a decisão de utilizar o anel exterior para assegurar a infiltração vertical no anel interno nem sempre deve ser entendida como satisfatória, sendo preferível utilizar técnicas que tenham em conta o efeito do tamanho do anel no fluxo em conjugação com as propriedades hidráulicas do solo.

O anel exterior tinha um diâmetro de 39,5 cm e o interior de 12 cm. Cada anel recebia água a partir de um depósito que funcionava como uma garrafa de Mariotte (Fig. 11) . O alagamento dos anéis foi o menor possível tendo em conta as irregularidades da superfície de infiltração e garantiu que toda a área fosse coberta por água. Em média a carga de água nos anéis foi de 1,5 cm. No anel exterior foi aplicada carga idêntica ao do anel interior, evitando interações entre diferentes cargas dos anéis.

As medições do caudal infiltrado foram somente efectuadas no anel interior. As leituras foram efectuadas num período pouco superior a uma hora e posteriormente os dados foram tratados no software INFILTMQ (Serralheiro, 1988). Como resultado obteve-se a equação de Kostiakov-Lewis, com o respectivo valor de infiltração final. Os resultados obtidos foram corrigidos devido à temperatura da água que no início das medições era de 25°C. O ajustamento efectuou-se para a temperatura padrão de 20°C.

Com uma retro-escavadora escavou-se uma depressão no solo com a dimensão aproximada de 1 m². Este processo não será o mais aconselhável porque durante a escavação provoca-se a compactação do segundo horizonte, em especial devido à sua textura argilosa e a um teor de humidade elevado. Mesmo com cuidado há sempre a alteração da estrutura original do solo.

Com este processo não foi possível determinar qualquer valor de condutividade hidráulica no horizonte B.

Uma vez cravados os anéis e começada a alimentação de água, não se registou qualquer infiltração. Havia saída de água dos depósitos, mas a água começava a surgir no limite exterior do maior anel. O que se verificou acontecer era que a água infiltrava no limite dos anéis, contronava a parte cravada no solo e surgia no exterior do anel tornando impraticável qualquer medição. Este processo é assim desadequado para utilizar em condições idênticas às do ensaio realizado, isto é, em solos com elevada percentagem de argila, sujeitos a uma compactação prévia e com teor de humidade elevado.

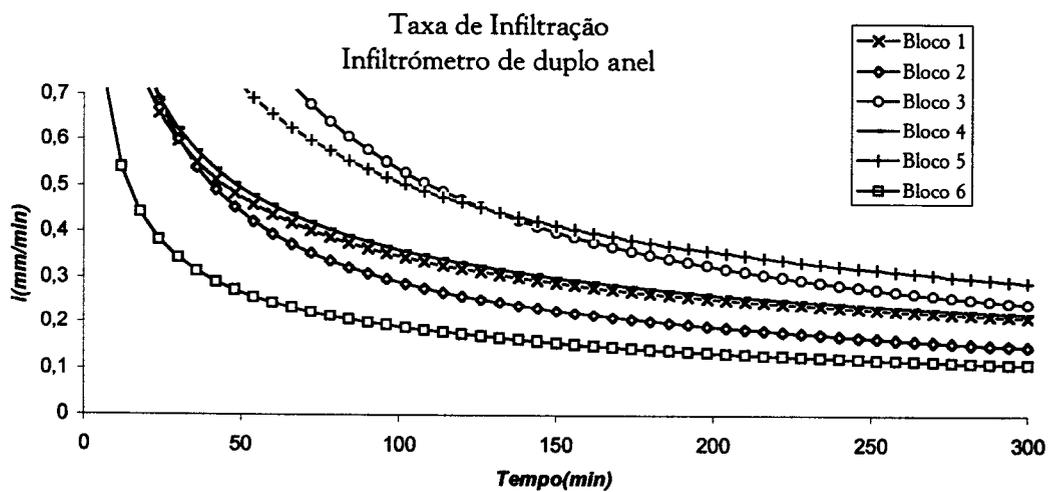


Fig. 12 - Curvas de infiltração obtidas com o duplo anel

5.1.5 Permeâmetro de disco

As medições baseadas no alagamento da superfície do solo e em furos, têm a desvantagem de a infiltração se efectuar por caminhos preferenciais, como fendas e furos promovidos pela macrofauna e pelas raízes devido à presença de um potencial de pressão positivo. Numa precipitação com uma intensidade inferior à taxa de infiltração, isto é, sem o alagamento da superfície, o potencial da água da água na superfície do solo aproxima-se de zero, isto sugere que a determinação dos parâmetros hidráulicos do solo devem efectuar-se a potencial inferior a zero. Deste modo faz-se uma triagem do que na realidade são as características hidráulicas do solo e os factores perturbadores das medições. Em paralelo, por a condutividade hidráulica saturada ser também consequência de todos estas estruturas perturbadoras, é importante conhecer em que medida é influenciada por elas e de que modo essas estruturas contribuem para a grande variabilidade espacial dos resultados. A utilização de dispositivos como infiltrómetros de tensão ou permeâmetros de disco, permite ceder água ao solo a determinado potencial de sucção evitando a passagem da água pelos poros de diâmetro mais largo e pelas fendas. Na perspectiva oposta este método permite também qualificar a importância dos diversos diâmetros médios de poros que participam na condutividade hidráulica saturada.

O permeâmetro esquematizado na figura 13 é vulgarmente conhecido por permeâmetro de disco (Perroux e White, 1988). Foi este o aparelho usado neste trabalho. É um método relativamente recente que tem vindo a ganhar adeptos pela

sua facilidade de operação e por praticamente não promover qualquer distúrbio no solo. Vários métodos foram desenvolvidos para determinar a condutividade hidráulica insaturada $K(\psi)$ e a sorvidade S (Scotter *et al*, 1982; Ankey *et al*, 1991; Warrick, 1992, Youngs, 1987; Perroux e White, 1988), a partir deste equipamento.

Este é um método multidimensional.

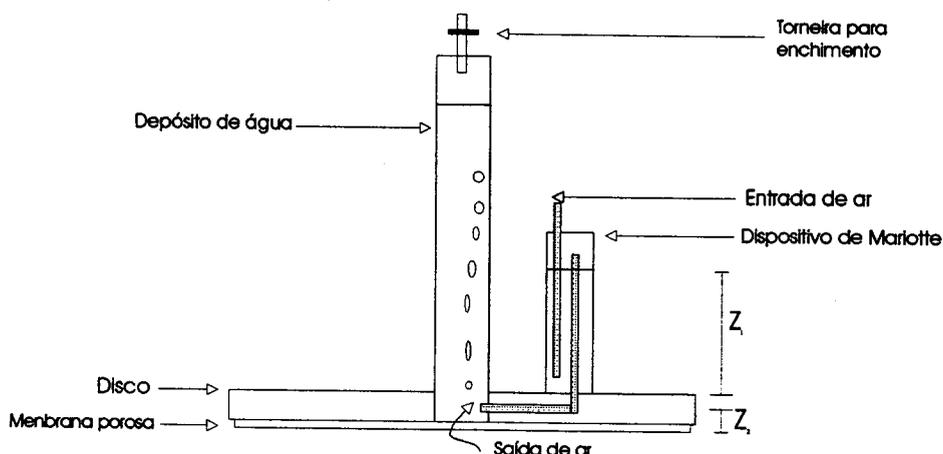


Fig. 13 -Permeâmetro de disco

O permeâmetro de disco cede água ao solo sob uma tensão, $\psi_0 < 0$, tensão essa uniforme em toda superfície do disco em contacto com o solo. A pressão negativa consegue-se com o dispositivo de Mariotte. O estabelecimento da tensão, como observado por Perroux e White, (1988), faz-se pela simples diferença entre a distância desde a saída de ar até à membrana porosa(Z_2) pela altura da água no dispositivo de Mariotte (Z_1)

$$\psi_0 = Z_2 - Z_1 \quad (5.15)$$

Deste modo durante o processo de infiltração desenvolve-se uma zona de transmissão insaturada onde o potencial da água é negativo $\psi_t < 0$.

O fluxo a partir de um disco traduz-se pela seguinte expressão:

$$K(\psi) = K_s e^{\frac{\psi}{\lambda_c}} \quad (5.16)$$

Onde $K(\psi)$ é a condutividade hidráulica para um certo teor de humidade (ms^{-1}), K_s é a condutividade hidráulica saturada (ms^{-1}), λ_c é o comprimento capilar macroscópico (m) e ψ o potencial de sucção (m).

O método usado para cálculo da condutividade insaturada foi desenvolvido por Ankeny *et al* (1991). Este processo tem vantagem sobre os restantes por não ser necessário determinar o teor de humidade do solo antes e após as medições, sendo por isso mais rápido e mais versátil.

O cálculo de $K(\psi)$ requer duas determinações de um fluxo permanente (Q_1 , Q_2) que se infiltra no solo sob duas tensões diferentes (ψ_1 , ψ_2), a determinação de $K(\psi_1)$ e $K(\psi_2)$, faz-se pela resolução do seguinte sistema de equações:

$$K(\psi_1) = \frac{Q_1}{\pi r^2 + 2\Delta\psi r \frac{1 + \frac{Q_2}{Q_1}}{1 - \frac{Q_2}{Q_1}}} \quad (5.17)$$

$$K(\psi_2) = \frac{Q_2 K(\psi_1)}{Q_1} \quad (5.18)$$

Onde r é o raio do disco (m), Q_1 , Q_2 o caudal em regime permanente (m^3s^{-1}), respectivamente sob o efeito das tensões ψ_1 , ψ_2 .

O diâmetro dos poros que participam na condução da água obtém-se pela expressão:

$$\lambda_m = \frac{\sigma}{\rho_w g} \frac{1}{\lambda_c} \quad (5.19)$$

Onde σ e ρ_w representam a tensão superficial ($73 \times 10^{-3} \text{ Nm}^{-1}$) e a densidade volumétrica da água respectivamente.

O comprimento capilar, ainda segundo o processo desenvolvido por Ankeny *et al* (1991), é um valor que decorre das medições efectuadas e que se relaciona com condutividade insaturada do seguinte modo:

$$\lambda_c = \frac{\Delta\psi [K(\psi_1) + K(\psi_2)]}{2[K(\psi_1) - K(\psi_2)]} \quad (5.20)$$

O permeâmetro utilizado nas medições possuía um disco com um diâmetro de 11 cm. O depósito estava graduado numa escala de milímetros e o seu diâmetro era de 2 cm. A sua capacidade para armazenar água atingia os 128,7 cm^3 .

O modo de funcionamento compreende, numa primeira fase a preparação do equipamento. O disco deve ser coberto com um filtro especial, que se fixa a este por meio de um elástico. Este filtro em nylon deverá possuir tanto quanto possível poros homogêneos e de tamanho conhecido. A sua função é evitar que entrem partículas de terra ou outros materiais para o aparelho perturbando assim o escoamento de água que se cede ao solo. A tensão é regulada pela altura de água que se introduz no dispositivo de Mariotte.

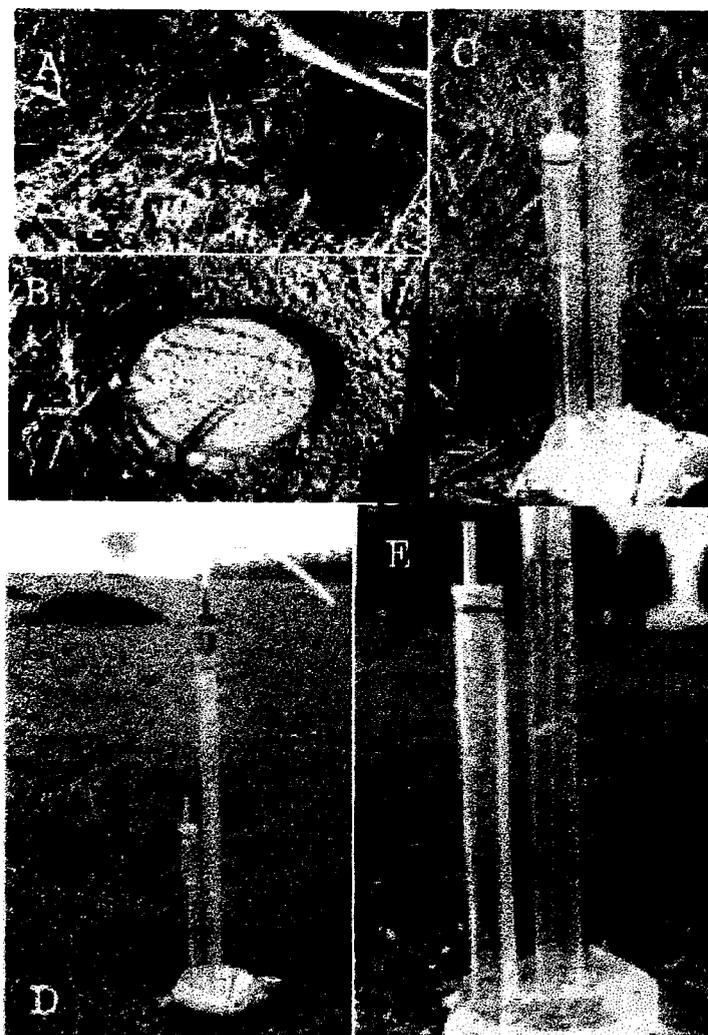


Fig. 14 - Permeametro de disco. A) Preparação do solo com o mínimo de distúrbio da superfície. B) Colocação do anel preenchido com areia. C) Colocação do aparelho. D) O permeametro de disco. E) O permeametro em funcionamento.

Esta regulação deve ser efectuada cuidadosamente através de um esguicho de água. As tensões aplicadas nas medições foram duas, uma primeira tensão de $-0,04$ m e uma outra de $-0,01$ m muito perto do potencial zero, ou seja da saturação. O enchimento do depósito fez-se por sucção, mergulhando o aparelho num recipiente com água. Uma vez cheio a torneira que está na parte superior do depósito é fechada, retendo a água no depósito.

Perroux e White (1989) referem que para a realização das determinações o solo deve estar seco com o valor do potencial $\psi_i \rightarrow -\infty$.

A colocação no terreno requer o menor distúrbio possível do solo, sendo aconselhável limpar do local as ervas. Se estas não existirem as medições podem ser realizadas sem qualquer distúrbio do solo.

Para que o disco fique em perfeito contacto com o solo foi montada uma base de contacto, colocando no solo (sem cravar) um anel de metal com diâmetro aproximado ao do disco, que se encheu de areia fina (0.25 a 0.05mm) saturada com água. Este suporte garante um perfeito contacto do disco com o solo. Esta base de areia não deve ultrapassar a espessura de 2 a 5 mm para interferir o mínimo possível na medição (Perroux e White, 1988), Fig 14-B.

Em anexo encontram-se as medições efectuadas nos diferentes talhões. Os resultados apresentam-se no capítulo 6.

5.1.6 Aplicação directa de equações utilizadas no cálculo da rede de drenagem

Este método determina a condutividade hidráulica saturada medindo simultaneamente o caudal dos drenos e a carga a meio do espaçamento dos drenos.

No dimensionamento de um sistema de drenagem subterrâneo há necessidade de estabelecer diversos critérios, sendo um dos mais importantes o tipo de regime a utilizar.

A equação de Hooghoudt é definida pela seguinte expressão:

$$q = \frac{8Kdh}{L^2} + \frac{4Kh^2}{L^2} \quad (5.21)$$

onde:

q – fluxo através da toalha freática. (m/dia)

L – Espaçamento entre drenos (m)

K – Condutividade hidráulica (m/dia)

d – Espessura da camada equivalente (m)

h – Altura máxima da água acima dos drenos (m)

Como se depreende da dedução da equação 5.21, a primeira função $\frac{8Kdh}{L^2}$ descreve o fluxo da água abaixo do plano formado pelas linhas dos drenos. O

segundo membro $\frac{4Kh^2}{L^2}$ descreve o fluxo acima do plano formado pela linha dos drenos.

À equação anterior pode dar-se a seguinte forma:

$$q = Ah + Bh^2 \quad (5.22)$$

dividindo a expressão anterior por h, temos:

$$\frac{q}{h} = A + Bh \quad (5.23)$$

onde A será a ordenada na origem e B o declive de uma recta.

Fazendo sucessivas medições do nível da toalha freática (h) e relacionando com o caudal dos drenos (q), obtemos uma recta como descrito na fig. 15

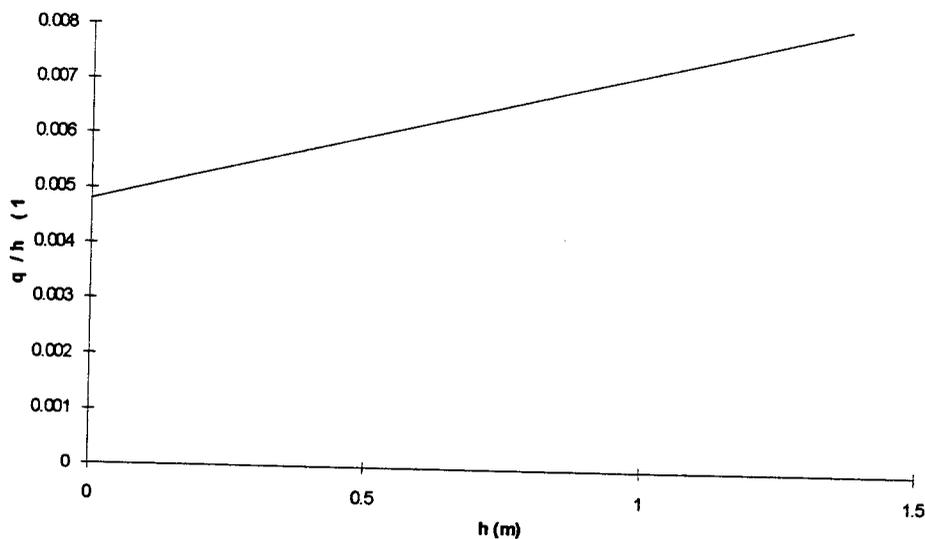


Fig. 15 - Nível da toalha freática vs Caudal dos drenos

As medições do nível da toalha freática foram realizadas assumindo a existência de um regime permanente.

Este trabalho utiliza informação de estudos anteriores (Santos-Júnior e Lúcio, 1989) tratados posteriormente no cálculo da condutividade nas duas camadas K_1 e K_2 (Isabel Castanheira, 1998), pelo que não se descreve aqui os métodos usados na determinação de caudais e de observações do nível da toalha freática.

5.2 MEDIÇÕES DE LABORATÓRIO

5.2.1 Permeâmetro de carga constante

Este método consiste em fazer atravessar uma amostra de solo previamente saturada por um fluxo de água, sob influência de um gradiente de potencial constante.

A água percolada pela amostra é recolhida a intervalos de tempo regulares num recipiente graduado em volume. Quando o fluxo de água é constante em cada período de tempo estabelece-se o regime permanente e o solo deixa-se atravessar pela água a uma velocidade constante.

Na posse do valor do gradiente de potencial e do valor do caudal constante, pela lei de Darcy $V = K_s \frac{\Delta\phi}{L}$, temos:

$$\begin{aligned}
 Q &= AV \\
 Q &= AK_s \frac{\Delta\phi}{L} \\
 K_s &= (Q/A)(L/\Delta\phi)
 \end{aligned}
 \tag{5.24}$$

onde A é a área da secção transversal da amostra (mm²), L a profundidade do anel da amostra (mm), $\Delta\phi$ a diferença da carga hidráulica (mm), Q o caudal recolhido no recipiente (mm³ h⁻¹) e K_s a condutividade hidráulica saturada (mm h⁻¹).

As amostras não perturbadas foram recolhidas com ajuda de um trado especial (fig. 16) em anéis de 5 cm de diâmetro e com comprimento de também 5 cm.

Por cada recolha a amostra foi inspeccionada no sentido de averiguar a existência de fendas demasiado evidentes e/ou poros provocados por macrofauna, no caso de ocorrência de qualquer uma destas estruturas a amostra era rejeitada.

Na escolha da rede que suporta a amostra, houve o cuidado de se optar por uma malha que não introduzisse resistência ao escoamento, nem impedisse a livre saída do líquido pelos poros do solo.

Para saturar o solo, as amostras foram mergulhadas num recipiente com água, tendo o cuidado de deixar a face superior livre de água, à pressão atmosférica, por um período de sensivelmente 24 horas.

A saturação integral da amostra é um resultado difícil de obter, porquanto durante o processo de saturação algumas bolhas de gás podem ficar presas nos poros, conduzindo a resultados menos precisos.

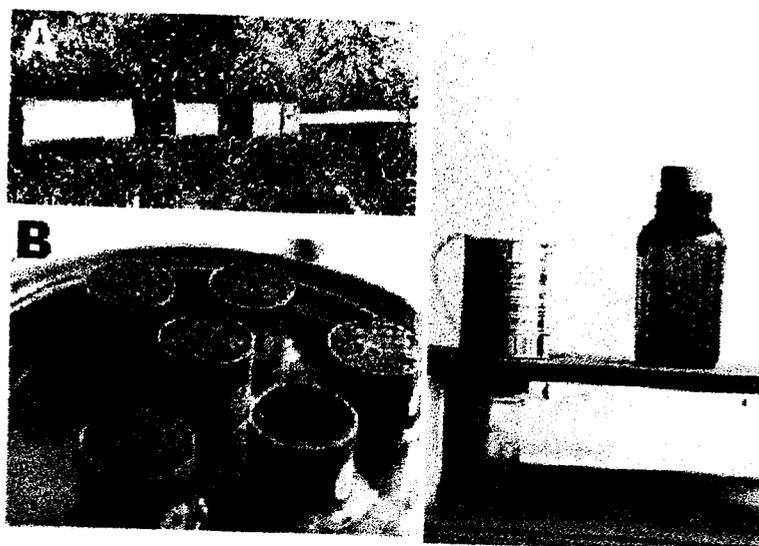


Fig. 16 - A - Trado utilizado na extracção das amostras. B - Amostras sujeitas a percolação durante 24 horas. C - permeâmetro de carga constante c/garrafa de Mariotte

Nem só a extracção da amostra perturba o solo original, também a natureza química da água utilizada na determinação da condutividade é um factor de perturbação que tem uma importância capital nos resultados obtidos. Como referido anteriormente, a utilização de água com natureza química diferente da existente na solução do solo promove alterações de ordem estrutural com as consequentes implicações ao nível da condutividade hidráulica. No caso presente a composição química do solo e da água não prevê alterações significativas ao nível da estrutura, de modo a produzir resultados significativamente diferentes dos obtidos por uma amostra não perturbada, pois o SAR da água é muito próximo do ESP do solo.

A temperatura da água, ao influenciar a viscosidade desta, tem também implicações na determinação da condutividade hidráulica. Sendo a condutividade função das características do líquido e do meio que atravessa, é necessário introduzir uma correcção aos valores de K_s obtidos.

A existência de fendas e furos nas amostras, como é evidente, subverte completamente os resultados. Nesse sentido houve o cuidado de analisar cuidadosamente as faces das amostras de modo a precaver a ocorrência de qualquer uma destas estruturas. Sempre que se verificou um valor muito díspar com o tratamento de uma amostra, realizou-se nova determinação para despistar qualquer erro cometido.

As medições foram realizadas por um processo simples. Ao anel em metal que continha a amostra de solo foi acoplado um tubo com igual diâmetro, com o comprimento de 10 cm. Posteriormente esse tudo enche-se de água e com recurso a uma garrafa de Mariotte controlou-se o nível da água constante a 6,5 cm acima da amostra (fig. 16). O caudal que atravessou o solo foi medido, calculando o tempo que o solo demorou a ser atravessado por 75 ml de água. O tempo de medição varia de 40 minutos a 1,5 horas. Se considerarmos a colheita e preparação da amostra o tempo consumido em cada medição aumenta consideravelmente.

Qualquer método de laboratório possui a versatilidade de se poder determinar a condutividade hidráulica na direcção horizontal ou vertical. Porém comparado com outros métodos, tem a desvantagem de consumir muito tempo na determinação, de as amostras representarem mal o ambiente original do solo e de necessitarem de facilidades laboratoriais e muito cuidado na obtenção e manuseamento das amostras. Apesar da limitada representatividade do solo, as amostras poderão dar resultados satisfatórios quando se pretende caracterizar camadas de solo profundas com grande homogeneidade (Kessler *et al*, 1974).

5.3 MÉTODOS CORRELATIVOS

A possibilidade de estabelecer correlações entre valores de condutividade hidráulica com as características física e químicas do solo, é de grande importância porque constitui, após a calibração de um modelo, uma forma expedita na caracterização da condutividade em áreas extensas.

Vários processos tem sido desenvolvidos nesse sentido. Marshall (1957) propôs uma expressão que relaciona a curva característica humidade tensão com a condutividade hidráulica. O método baseia-se nas leis de Poiseuille e Darcy e na relação entre a condutividade e o gradiente hidráulico presente num poro capilar cilíndrico. A aplicação deste método restringe-se a solos arenosos (Kessler *et al*, 1974)

Neste trabalho propomos a correlação entre o valor de K_s obtidos nos métodos referidos com a condutividade hidráulica saturada de agregados obtidos a partir do solo em estudo.

Em laboratório, após o tratamento de amostras do solo para obtenção dos seus agregados característicos, correlacionou-se a condutividade destes com os resultados obtidos nos métodos de campo.

Em diversas situações a presença de sódio no complexo de troca pode limitar severamente a drenagem interna do solo. Em geral nos solos salinos quando atravessados por água da chuva, por hipótese de fraca concentração salina, pode

ocorrer desfloculação dos agregados diminuindo a porosidade e conseqüentemente a permeabilidade do solo.

O colapso dos agregados afecta a porosidade do solo diminuindo a permeabilidade e por fim a condutividade hidráulica. Além disso surgem também problemas de formação de crosta, limitando a infiltração e promovendo o encharcamento resultantes da deterioração das condições de drenagem.

O quadro nº 4 mostra os valores de ESP obtidos para cada talhão, quer no horizonte A, quer no horizonte B. A obtenção das amostras foi realizada no fim de um período seco

Quadro 4 – Valores de ESP no horizonte. A e B.

BLOCO	Valores de ESP	
	Horizonte A	Horizonte B
1	4,29	5,11
2	4,72	4,48
3	5,05	5,38
4	5,43	3,23
5	5,57	6,38
6	5,79	5,68

As análises revelam valores baixos de sódio de troca. Embora ligeiramente mais elevados no horizonte B, os resultados são muito aproximados em ambos os horizontes.

Dentro do mesmo horizonte, os resultados são tendencialmente mais elevados à medida que se caminha do talhão 1 para o talhão 6. A uniformidade dos resultados obtidos em ambos os horizontes explica-se pelo facto das amostras terem sido obtidas num período seco. Situação em que existe uma migração dos sais das zonas mais profundas para as mais superficiais do perfil.

5.3.1 Agregados característicos do solo

A utilização de agregados são uma forma de eliminar a variabilidade das amostras não perturbadas no que se refere à textura, arranjo e direcção dos poros, porosidade drenável e macroporos como caminho preferencial do escoamento da água.

Ao se desagregar uma amostra colhida no campo é assegurado que todas estas variáveis são eliminadas criando simultaneamente em laboratório um conjunto de agregados que são uma característica própria do solo em análise.

Naturalmente que ao medir a condutividade hidráulica destas amostras num permeâmetro em laboratório, obtêm-se valores bastante diferentes dos existentes no solo. Porém as determinações obtidas indicam uma ordem de magnitude da condutividade real, sendo certo que aqui grande parte dos factores que introduzem variabilidade estão ausentes.

A vantagem deste processo é o de se poder extrapolar para manchas de solos homogéneas, mais ou menos extensas, um valor de condutividade hidráulica saturada, desde que exista uma correlação conhecida com outros processos de campo.

Há também vantagens na utilização destas amostras em situações em que os outros processo são impraticáveis nomeadamente em determinações de camadas profundas, em seguida aplicadas com segurança em todo a mancha do mesmo solo.

A condutividade de um material poroso pode definir-se como o volume de um fluido que atravessa uma determinada área por unidade de tempo e unidade de gradiente de potencial. Na sua determinação pode usar-se a seguinte expressão:

$$K = \frac{Wl}{TAh} \quad (5.25)$$

onde K é a condutividade (ms^{-1}), W o volume de água (m^3), T o tempo (s), A a área da secção transversal atravessada pelo fluido (m^2) e h a perda da carga hidráulica (m) no comprimento l (m).

Como referido no ponto 2.1.2.2, além das características dos agregados, como sejam o tamanho, porosidade, distribuição, a condutividade é também função das características físicas do fluido, e pode ser definida em termos da aceleração da gravidade (g), da densidade (ρ) e viscosidade (η) da água. As mudanças na condutividade hidráulica causadas por alterações de g e ρ são extremamente pequenas, não sendo por isso necessário corrigi-las, especialmente em solos fabricados. (Fireman, 1944). A correcção da temperatura deve fazer-se de acordo com a equação 4.1, pois a viscosidade da água decresce cerca de 2,5% por cada subida de um grau centígrado.

Recolheram-se seis amostras de solo no horizonte A e outras tantas no horizonte B a 60 cm, sendo de seguida dispostas em tabuleiros individuais. Os agregados resultam de sucessivos processos de secagem e humedecimento, sendo

previamente fraccionados com as mão antes de se iniciar um novo processo de humedecimento. Este fez-se através da pulverização das amostras com água.

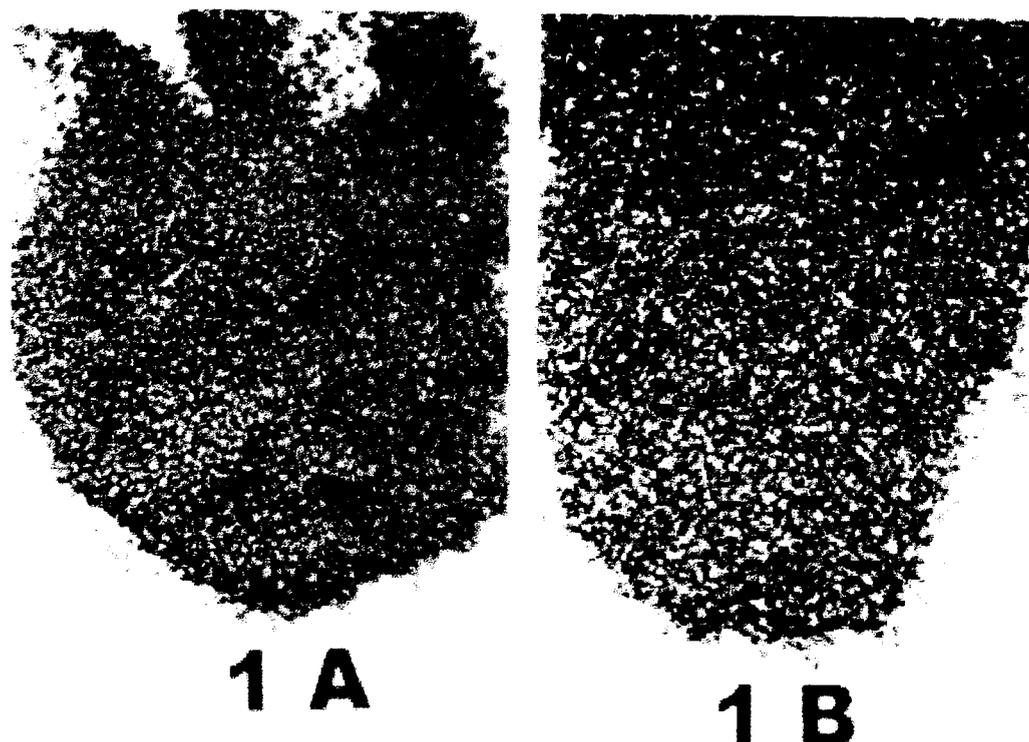


Fig. 17 – Agregados entre 1 e 2 mm

Esta acção repetiu-se várias vezes até se obterem agregados de dimensões mais pequenas. Em seguida os agregados passaram por um crivo de malha de 2 mm. Todo o material que passou foi posteriormente crivado por uma malha de 1 mm. Deste forma obtiveram-se amostras de agregados com dimensões entre 1 e 2 mm.

O material resultante foi depositado num permeâmetro com um diâmetro de 6 cm. Posteriormente estabeleceu-se uma carga de água constante sobre a coluna de

agregados, utilizando para o efeito uma garrafa de Mariotte. O valor desta carga foi de 10 cm em cada determinação.

O volume de água que atravessou o permeâmetro foi medida em intervalos de 30 segundos com a finalidade de visualizar a diminuição de velocidade da água na coluna de agregados, com o tempo. Quando o caudal que atravessa a amostra ficou aparentemente constante, utilizou-se a equação nº 5.25 para calcular o valor da condutividade hidráulica saturada.

Nos gráficos seguintes mostra-se a evolução da condutividade hidráulica no seio da coluna de agregados, para cada um dos talhões.

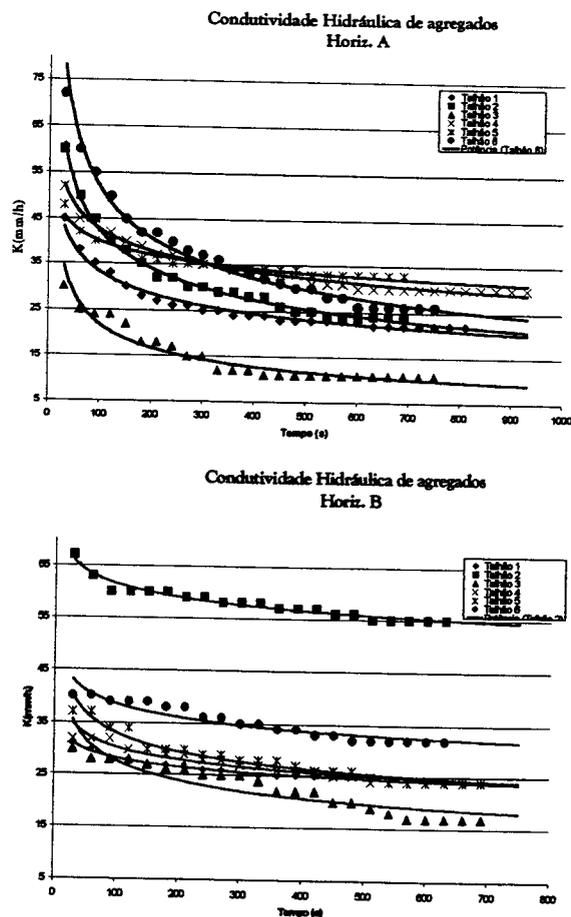


Fig. 18 - Condutividade hidráulica de agregados

Em todas as situações a condutividade hidráulica diminuiu com o tempo sugerindo uma degradação rápida dos agregados, com a consequente alteração da porosidade e alteração da velocidade de escoamento.

A estabilidade dos agregados é mesmo assim maior no horizonte B, em parte devido ao seu maior teor de argila no que resultou numa diminuição menos pronunciada da alteração da condutividade.

Como já referido, a natureza e concentração dos íões presentes na água utilizada nos testes, não é suficiente para induzir a dispersão dos agregados. Assim a diminuição da condutividade com o tempo, atribui-se à acção mecânica da água, que provoca a erosão dos agregados.

Os valores de condutividade hidráulica saturada, são elevados em ambos os horizontes. Em média o horizonte B possui o valor de K mais elevado, evidenciando a maior estabilidade dos agregados. Contudo, dentro do mesmo horizonte ainda se regista uma variabilidade importante consequência da heterogeneidade do solo.

6 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Os quadros 5 e 6, mostram respectivamente para o horizonte A e B, as estimativas para a condutividade hidráulica saturada, para os diferentes métodos e para as 6 repetições efectuadas em cada método.

Quadro 5 - Condutividade hidráulica saturada no Horizonte A (0-45 cm) - mm h⁻¹

BLOCO	P. DE GUELPH	PERM. DISCO	INF. DE DU. ANEL	FURO DE SONDA	INFILTR.	P. DE CARGA (L)	AGREGAD OS
1	4,04	13,10	12,80	15,00	18,00	14,14	22,8
2	8,30	15,30	9,00	15,13	13,20	46,58	24,3
3	9,36	10,20	14,70	24,49	24,60	32,90	11,4
4	22,03	11,70	13,20	20,50	22,80	29,01	30,5
5	2,23	12,20	17,60	12,12	15,00	33,70	33,3
6	10,28	8,90	6,60	17,31	15,60	21,90	27,6

Quadro 6 - Condutividade hidráulica saturada no Horizonte B (45-80 cm)- mm h⁻¹

BLOCO	P. DE GUELPH	PERM. DISCO	INF. DE DU. ANEL	FURO DE SONDA	INFILTR.	P. DE CARGA (L)	AGREGAD OS
1	1,54	4,50	-	4,26	-	0,00	25,4
2	3,41	7,10	-	7,59	-	0,00	55,6
3	2,19	4,70	-	12,75	-	0,00	37,1
4	8,07	6,40	-	18,87	-	0,00	23,6
5	1,90	3,30	-	8,87	-	0,00	24,1
6	5,13	5,60	-	10,74	-	0,00	32,2

No horizonte B, não foi possível obter valores no infiltrómetro bem como no infiltrómetro de duplo anel. No permeâmetro de carga constante as amostras não se deixaram atravessar por água num período superior a 24 horas. Deste modo a condutividade estimada por este processo considerou-se nula.

6.2 MÉDIA AMPLITUDE DE VARIAÇÃO E DESVIO PADRÃO

O quadro seguinte, apresenta a variação dos valores obtidos para cada método, o valor médio das seis repetições e a amplitude de variação.

Quadro 7 – Média, amplitude e desvio padrão das medições efectuadas. ND – Não disponível.

	N		Média Simples mmh^{-1}		Intervalo mmh^{-1}		Desvio Padrão(mmh^{-1})	
	A	B	A	B	A	B	A	B
Perm. Guelph	6	6	9.37	3.70	22.03 - 2.23	8.07 - 1.54	6.95	2.50
Perm. Disco	6	6	11.90	5.26	15.30 - 8,90	7.10 - 3.30	2.23	1.38
Inf. Duplo anel	6	6	12.31	ND	17.60 - 6.60	ND	3.95	ND
Furo de sonda	6	6	17.42	10.50	24.49 - 12.12	18.87 - 4.26	4.44	4.98
Infiltrómetro	6	6	18.20	ND	24.60 - 13.20	ND	4.56	ND
Per. C. Constante	6	6	29.70	0.00	46.58 - 11.14	0.00	11.08	0.00
Agregados	6	6	24.90	33.00	33.30 - 11.40	55.6 - 23.6	7.69	12.27

Para o horizonte A, o valor médio da condutividade hidráulica saturada, variou de um mínimo de $9,37 \text{ mm h}^{-1}$ no permeâmetro do Guelph a um máximo de $29,7 \text{ mm h}^{-1}$ no permeâmetro de carga constante. Em termos de valores médios, o permeâmetro de carga constante estima uma condutividade três vezes mais elevada que o permeâmetro de Guelph.

No horizonte B, novamente o permeâmetro de Guelph estima o valor mais baixo de $3,7 \text{ mm h}^{-1}$. A amostra de agregados no permeâmetro de carga constante apresentou o valor mais elevado ($33,00 \text{ mm h}^{-1}$).

O permeâmetro de disco e o infiltrómetro de duplo anel, apresentam no horizonte A, valores médios de condutividade muito próximos.

A amplitude de variação das estimativas e a respectiva dispersão em torno da média, tem valores muito diferentes de método para método. O permeâmetro de

carga constante apresentou o maior intervalo de variação para o horizonte A a que corresponde também o maior desvio padrão do conjunto das medições, logo seguido do permeâmetro de Guelph. Por sua vez o permeâmetro de disco apresentou o menor intervalo da variação bem como o desvio padrão mais baixo de todas as observações, nos dois horizontes.

O infiltrômetro de duplo anel, registou valores de condutividade média inferiores cerca de 32% relativamente aos valores estimados pelo infiltrômetro simples. O primeiro processo obteve também um desvio padrão menor ao observado no infiltrômetro simples.

Considerando todos os métodos, o horizonte A mostrou uma maior amplitude de variação nas observações do que o horizonte B.

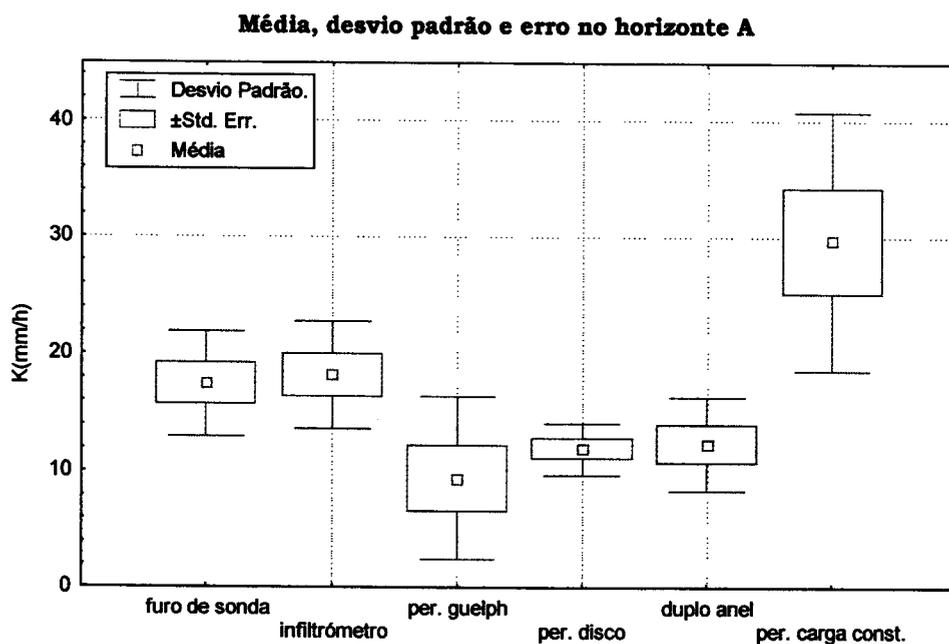


Fig. 19 - Média, desvio e erro padrão no Horiz. A

Nas figuras 19 e 20 pode visualizar-se em esquema, as variações referidas, a média e o erro padrão.

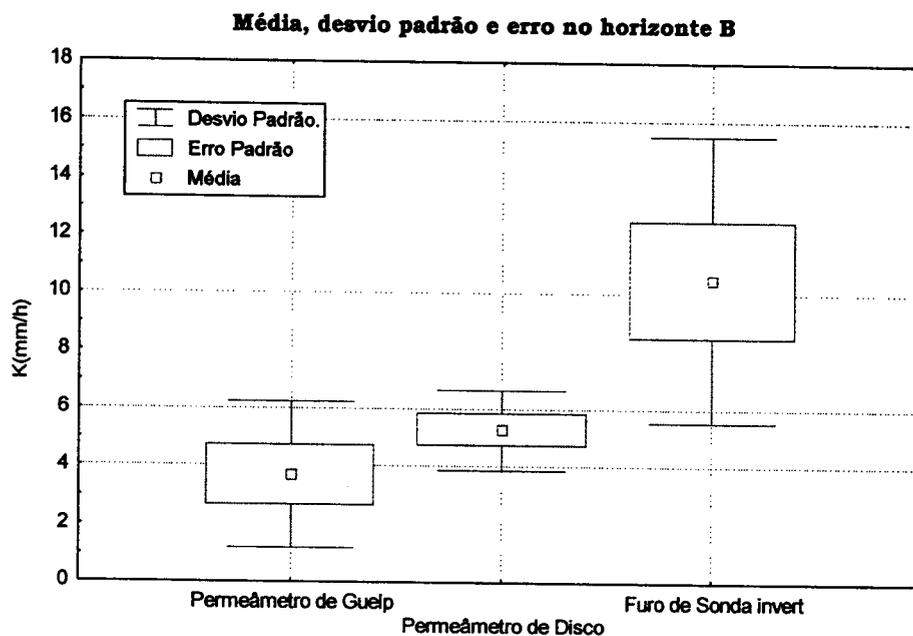


Fig. 20 - Média, desvio e erro padrão no Horiz. B

6.3 ANÁLISE DE VARIÂNCIA

Como já referido, o delineamento experimental tem por base o conceito de blocos casualizados, onde cada método é considerado um tratamento, num total de seis, tendo sido também efectuadas seis repetições em cada tratamento. A variável independente que se pretende estudar é valor da condutividade hidráulica saturada em cada tratamento.

A hipótese formulada neste teste (hipótese nula) é de que os métodos não diferem significativamente entre si, quanto ao valor médio da condutividade hidráulica que estimam e de que a diferença nas médias resulta simplesmente de erros de amostragem.

De acordo com o quadro seguinte e para o caso do horizonte A, a análise de variância dos resultados mostra existir uma diferença significativa entre os valores médios nos vários tratamentos. Esta conclusão será de esperar ocorrer em 99% dos casos.

Quadro 8 - Tabela da análise variância no horizonte A

	<i>gl</i>	<i>Soma dos quadrados</i>	<i>Quadrados médios</i>	<i>F</i>	<i>P</i>
Repetições	5	272.81	54.56	1.53	0.215
Tratamentos	5	1605.40	321.08	9.02	0.000
Erro	25	889.58	35.58		
Total	35	2767.78			

Entre as repetições não existe diferença significativa.

No caso do horizonte B, por impossibilidade de adaptação dos métodos do infiltrómetro e infiltrómetro de duplo anel a este solo e por ausência de resultados no permeâmetro de carga constante, foram testados três tratamentos com seis repetições cada. A hipótese nula colocada é igual à anterior e como se verifica no quadro 9 os tratamentos diferem significativamente entre si em 98% dos casos. Existe também diferença significativa a 95% entre as repetições.

Quadro 9- Tabela da análise variância no horizonte B

	gl	Soma dos quadrados	Quadrados médios	F	P
Repetições	5	103.84	20.76	3.33	0.049
Tratamentos	2	152.58	76.69	12.24	0.021
Erro	10	62.34	6.23		
Total	17	318.77			

Importa agora conhecer, quais os métodos que exibem resultados semelhantes e quais os que se consideram diferentes entre si e o nível de significância dessa diferença. Neste sentido realizou-se o teste da diferença significativa mínima (LSD) e os resultados , quer do horizonte A, quer do horizonte B são mostrados a seguir:

Quadro 10- Teste LSD Horizonte A

Teste LSD - Horizonte A						
	PG	PD	DA	FS	I	PCC
PG		0.487	0.419			
PD			0.908	0.134	0.089	
DA				0.165	0.112	
FS					0.830	
I						
PCC						

PG - Permeâmetro de Guelph. PD- Permeâmetro disco. DA - Duplo anel. FS - Furo de Sonda. I - Infiltrômetro. PCC - Permeâmetro de carga constante.
 ■ Diferença significativa com uma significância a 95%.

Quadro 11 - Teste LSD Horizonte B

Teste LSD, Horizonte B			
	PG	PD	FS
PG		0.042	
PD			
FS			

-PG - Permeâmetro de Guelph. PD Permeâmetro de disco. FS - Furo de Sonda. ■ Diferença significativa com uma significância a 95%.

No horizonte A, o teste da diferença das médias revela existirem diferenças significativas (95%) nas estimativas da condutividade hidráulica efectuadas com furo de sonda invertido e infiltrômetro simples relativamente ao permeâmetro de

Guelph. Os resultados obtidos com o permeâmetro de carga constante diferem significativamente (95%) de todos os métodos estudados.

Para o horizonte B, verifica-se que o método do furo de sonda invertido produz resultados estatística e significativamente (95%) diferentes do permeâmetro de Guelph e permeâmetro de disco.

6.4 CORRELAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS

No sentido de averiguar a existência de correlação entre quaisquer dois processos de cálculo da condutividade hidráulica saturada, foram produzidas as seguintes tabelas de correlação:

Quadro 12 - Correlação dos resultados Horizonte A

	PG	PD	DA	FS	I	PCC	P-AGR
PG	1.00						
PD		1.00					
DA			1.00				
FS				1.00			
I					1.00		
PCC						1.00	
P-AGR							1.00

-PG - Permeâmetro de Guelph. PD - Permeâmetro de disco. DA - Duplo anel. FS - Furo de Sonda. I - Infiltrômetro. PCC - Permeâmetro de carga constante. P-AGR - Permeâmetro se carga constante com agregados. ** - Correlação com uma significância a 95%.

Quadro 13- Correlação dos resultados no Horiz. B

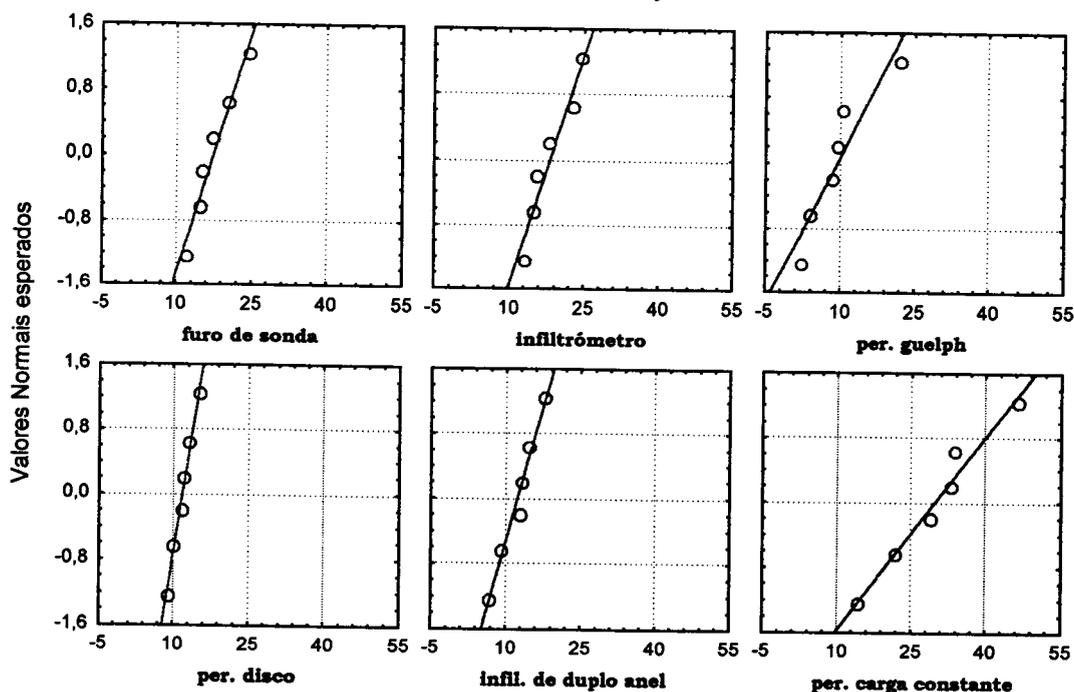
	PG	PD	FS	P-AGR
PG	1.00			
PD		1.00		
FS			1.00	
P-AGR				1.00

PG - Permeâmetro de Guelph. PD - Permeâmetro de disco. FS - Furo de Sonda. PCC - Permeâmetro de carga constante. P-AGR - Permeâmetro se carga constante com agregados.

Os quadros 12 e 13 revelam que somente os resultados obtidos entre o infiltrómetro e o furo de sonda invertido se correlacionam, e somente para o caso do horizonte A. Os restantes métodos não apresentam qualquer correlação positiva e significativa entre si. No horizonte B também não se regista nenhuma correlação.

Os gráficos seguintes mostram a aderência dos resultados obtidos à distribuição normal. Os resultados são representados por cada ponto e a recta permite aferir o desvio da observação relativamente à distribuição normal.

Probabilidade de aderência à distribuição normal . Horiz. A



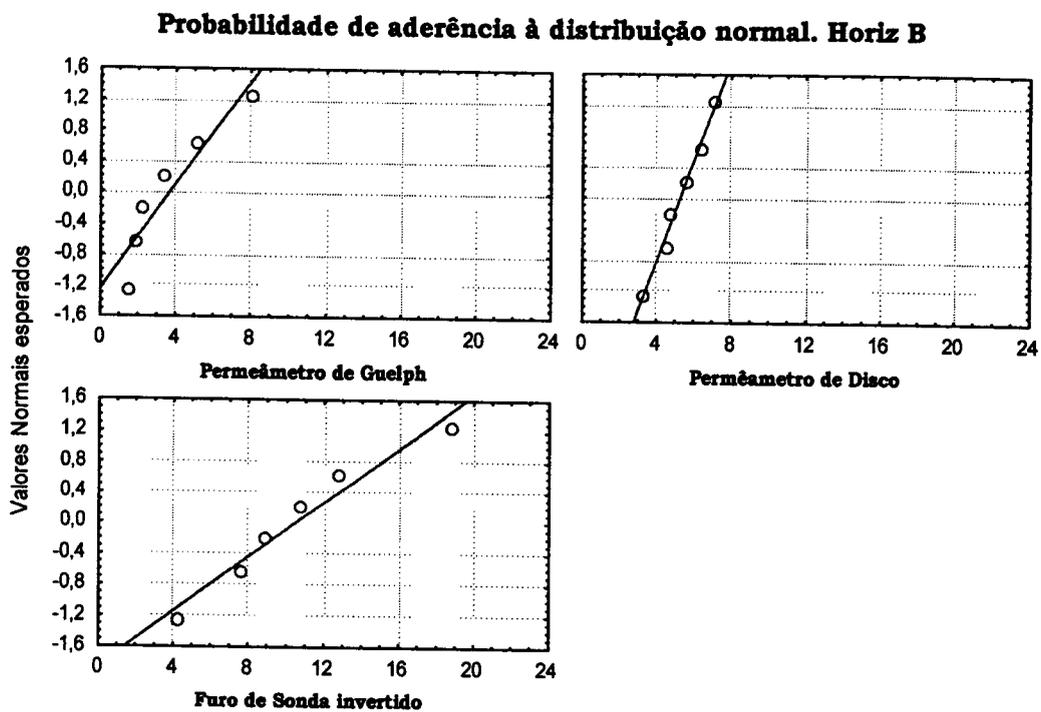


Fig. 21 - Aderência à distribuição normal. Horiz. A e B

Todos os processo com excepção do permeâmetro de Guelph e do permeâmetro de carga constante têm boa aderência à distribuição normal.

6.5 COMPARAÇÃO COM O MÉTODO DO DRENO

O local dos ensaios foi já objecto de outro estudo (Isabel Castanheira, 1998), onde se determinou a partir do escoamento dos drenos, a condutividade hidráulica saturada média de toda a zona drenada. O processo de cálculo segue a metodologia referida em 5.1.6. Estas estimativas consideram-se valores de referência na medida

em que traduzem a condutividade média de toda a área drenada pelos drenos. O resultados obtidos são reproduzidos no quadro seguinte:

Quadro 14- Condutividade hidráulica calculada pelo método do dreno.

	Horizonte A <i>mmh⁻¹</i>	Horizonte B <i>mmh⁻¹</i>
Fevereiro 1982	107,90	2,50
Novembro 1983	65,40	2,90
Dezembro 1983	108,33	2,90
Dezembro 1984	25,00	0,80

Fonte: Isabel Castanheira 1998.

Como se verifica, os valores de condutividade variam no tempo e são substancialmente superiores aos obtidos nos testes por nós efectuados. Dois aspectos concorrem para estes resultados aparentemente inesperados. Em primeiro lugar, a variação temporal na condutividade é consequência das diferentes condições edáficas do horizonte A, que foi sujeito ao longo desses anos ao cultivo de cereais tendo as operações culturais alterado os factores que afectam a condutividade hidráulica, nomeadamente a porosidade do solo, contribuindo para as variações observadas.

Não obstante esta situação, a condutividade média obtida nos métodos estudados foi inferior ao menor valor obtido no método do dreno, com excepção do permeâmetro de carga constante, que apresentou um valor mais elevado.

No horizonte B, a variação temporal foi muito menor, e os resultados observados aproximam-se do valor médio obtido com o permeâmetro de Guelph.

6.6 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados dos testes mostram existir diferenças entre os vários métodos estudados. Alguns processos lidam melhor com a heterogeneidade do solo, outros produzem resultados substancialmente mais baixos ou elevados, outros ainda pura e simplesmente não estão adequados às condições da realização da determinação.

A base teórica de funcionamento, a operacionalidade e a heterogeneidade do solo, são variáveis que estão na origem das diferenças observadas e também na explicação dessas variações.

A grande diferença entre os valores obtidos com o método do dreno e os outros processos, leva a crer que todos os processo estudados são pontuais e caracterizam uma pequena porção do solo. A eficácia das suas determinações reside no aumento do numero de observações e utilização de uma malha de observações apertada e adaptada caso a caso. É de registar a aparente semelhança ente os resultados do permeâmetro de carga constante com agregados e do método do dreno.

No furo de sonda invertido a infiltração processa-se em condições de alagamento do furo, isto é, sob influência de uma carga positiva. Nestas circunstâncias o escoamento faz-se essencialmente pelos poros de maior dimensão. Todavia, de acordo com as características próprias deste método, à medida que o nível da água desce no furo, a infiltração ocorre sob influência de uma carga cada vez mais pequena e também numa superfície cada vez menor. Assim, por numa

primeira fase, a entrada de água no solo ser realizada preferencialmente pelos macro poros, por definição com uma distribuição bastante irregular no solo, e numa segunda fase, através de uma área pequena é de esperar uma variabilidade elevada nas medições, devido às pequenas amostras de solo que o método utiliza.

Os valores elevados obtidos no furo de sonda invertido no horizonte B, prendem-se com a existência de fendas neste horizonte, nomeadamente a existência de veios que foram caminhos preferenciais à infiltração no decorrer dos testes. O valor médio desta estimativa deve assim ser tomado com algumas reservas.

A elevada correlação deste método com o infiltrómetro (87%) encontra explicação no facto de em ambos os casos a infiltração ser multidireccional, sendo por isso o escoamento da água no solo realizado em qualquer direcção. Também em qualquer dos casos a infiltração ocorre em condições de alagamento, portanto sobe efeito de uma carga positiva acima do solo e numa superfície relativamente pequena. Contudo, o facto que poderá contribuir para a correlação significativa entre estes dois métodos tem fundamento na presumível anisotropia do solo em estudo quanto à direcção do escoamento. Para melhor compreender esta semelhança de estimativas de K, é conveniente comparar estes dois processos com o infiltrómetro de duplo anel. Este método mede essencialmente a condutividade vertical estimando por isso valores mais baixos de condutividade e por comparação com os outros métodos sugere que o escoamento é essencialmente horizontal, pelo que estes dois processos medem preferencialmente a condutividade horizontal, resultando em valores médios de K aproximados. A baixa correlação com os outros métodos multidireccionais testados será explicada mais adiante.

Os resultados relativamente baixos do infiltrómetro de duplo anel e a baixa correlação com o infiltrómetro (37%) além se deverem ao facto deste processo medir essencialmente a condutividade vertical, encontram também explicação no facto de a infiltração ser influenciada pela existência a 0,4 m de profundidade de uma camada impermeável.

Os resultados do permeâmetro de Guelph, não se correlacionaram com os outros processos estudados, tendo todavia maior concordância (60%) com o método do furo de sonda invertido, fundamentalmente devido à semelhança de operação embora com a teoria de funcionamento distinta. Contudo, a análise de variância mostra que estes dois métodos produzem resultados estatisticamente distintos. O factor forma (C) do permeâmetro de Guelph, ao pretender traduzir as condições de saturação no exterior do furo, pode, sem uma calibração prévia, estar pouco adequado às condições locais e produzir resultados erróneos.

Também os agregados não tiveram qualquer correlação significativa com os outros processos. A medição da condutividade dos agregados revelou-se desadequada para o efeito. A carga de água sob a amostra aliada à fragilidade dos agregados, em especial no horizonte A, resultou na rápida degradação mecânica dos mesmos, sob efeito do escoamento da água. Esta alteração da estrutura influenciou a permeabilidade da coluna de agregados no que se traduziu, como se mostrou, na diminuição progressiva da condutividade saturada e conseqüentemente numa grande variabilidade dos resultados.

A existência de fendas e furos, pode influenciar o movimento de água no solo de diferentes modos. Se o potencial de pressão é positivo e as fendas e furos atingem a superfície do solo, depressa são preenchidos pela água contribuindo de uma forma importante na magnitude do fluxo determinado, como é o caso dos métodos onde a infiltração se efectua em condições de alagamento do solo.

Resulta assim claro que uma vez iniciada a medição com um método, esse mesmo método deverá ser utilizado em todo o estudo, não sendo recomendável a utilização de vários métodos simultaneamente. As suas variações traduzem as diferenças de propriedades hidráulicas das amostras e/ou locais de medição.

As fendas e poros de maior diâmetro, pela sua irregularidade de ocorrência à superfície do solo explicam a variabilidade observada nos processos onde a infiltração se processa em condições de alagamento. Pela razão inversa o permeâmetro de disco apresenta a menor variabilidade dos resultados, pois este aparelho cede água ao solo sob uma tensão, evitando deste modo que a infiltração se processe pelas fendas e poros de maior diâmetro.

A obtenção no horizonte B de valores da condutividade saturada nula no permeâmetro de carga constante com amostras não perturbadas, evidencia a inexistência de movimento vertical da água no solo, também confirmada pelos baixos valores obtidos com o permeâmetro de disco. Para este resultado pode em certa medida contribuir o modo de colheita das amostras. As pancadas aplicadas sobre o trado para que o suporte do anel entre no solo, resulta inevitavelmente na compactação da amostra de solo dentro do anel. A magnitude desta compactação é

tanto maior quanto mais fina for a textura do solo e mais perto da plasticidade estiver o seu teor de humidade.

Os resultados dos testes com os infiltrómetros vêm reforçar a suspeita de que o movimento da água neste solo é essencialmente horizontal, pois a infiltração no horizonte A é influenciada pela camada quase impermeável que constitui o horizonte B. A água infiltrada, percola pelo horizonte A e ao atingir o limite inferior deste encontra uma barreira. Por acção dos potenciais de sucção movimenta-se horizontalmente, prevalecendo este movimento sobre a percolação vertical. A tentativa de tornar o movimento da água unidirecional com recurso ao anel exterior, não produziu aqui qualquer efeito, por os resultados serem em média semelhantes aos obtidos com o anel simples (infiltrómetro). No futuro é interessante verificar se com anéis exteriores com maior diâmetro forçam o movimento vertical no anel interior.

Mas é no horizonte B que este fenómeno se destaca. A impossibilidade de obter qualquer movimento vertical com o permeâmetro de carga constante indica a ausência de movimento neste sentido. A condutividade obtida com os restantes métodos, todos eles com fluxo tridimensional, é resultado exclusivamente de infiltração horizontal.

O infiltrómetro de duplo anel mostrou menor variabilidade nas determinações do que o infiltrómetro simples. A saída de água pelos limites do anel introduz erro nas determinações e é provavelmente a causa da dispersão dos resultados. O tamanho da amostra de solo utilizada nas determinações é também

uma causa de variabilidade, e seria de esperar que o duplo anel por utilizar uma superfície de solo mais pequena revelasse valores mais dispersos do que no caso do infiltrómetro simples. Todavia neste caso a área de infiltração não é suficiente para explicar a variabilidade dos resultados pelo que prevalece o erro induzido pela saída de água lateralmente aos anéis na origem da variabilidade.

A possibilidade de obter resultados no horizonte B, com o método de furo de sonda invertido, deve-se à altura do ano em que as determinações foram efectuadas (Abril-Maio). Os ensaios com o infiltrómetro efectuaram-se no fim do Verão (Setembro), com as condições do solo bastantes diferentes, nomeadamente menor teor de humidade e densidade aparente mais elevada (Bless,1985) e por isso não foi possível determinar nenhum valor.

O modo de funcionamento do permeâmetro de Guelph tem influência na variabilidade dos resultados obtidos. O valor da condutividade é obtido através de duas medições. Após a primeira determinação com a carga de 5 cm (altura de água no furo) efectua-se uma segunda determinação com uma carga de 10 cm. A entrada de água no furo processa-se no fundo deste, por descarga do depósito do permeâmetro. Esta descarga faz-se sob uma pressão igual à altura da coluna de água no permeâmetro. A pressão da água que afluí ao furo pode provocar a alteração das paredes deste, em especial na sua base, como consequência altera a sua forma cilíndrica. Esta assimetria do furo afecta invariavelmente o factor forma (C) e com ele a conformação teórica do bolbo saturado em redor do furo. Ao se utilizar o mesmo valor de c para as duas medições introduz-se um erro que certamente contribui para a variabilidade das medições, dependendo da maior ou menor

estabilidade das paredes do furo à pressão exercida pela entrada de água. A menor variabilidade dos resultados obtida no horizonte B também parece confirmar o referido por aqui a estabilidade das paredes do furo ser mais elevada devido à sua textura argilosa. No entanto, outros factores concorrem para uma variabilidade inferior à observada no horizonte B, como sejam o menor numero ou mesmo ausência de fendas e de canais preferenciais resultantes da actividade da macrofauna.

Do ponto de vista da abordagem teórica, o permeâmetro de Guelph, enferma também de uma insuficiência teórica que se prende com a carga de água que está a influenciar a infiltração. O método considera que a infiltração se processa sob influência de uma carga uniforme em todos os pontos ao longo das paredes e fundo do furo, todavia a carga a que está a influenciar a infiltração varia de um máximo no fundo do furo até zero no plano de água dentro do furo.

Os elevados valores de condutividade hidráulica saturada obtidos com o permeâmetro de carga constante resultam do processo de obtenção das amostras de solo. É praticamente impossível, no processo de extracção, não perturbar as amostras, com o trado que apesar de especial para o efeito, comprime o solo à medida que se introduz no solo. A alteração da estrutura do solo aliada ao aparecimento de poros contínuos que atravessam toda a longitude da amostra, modificam em larga medida as condições presentes no campo. Por outro lado, também a pequena dimensão da amostra influencia a variabilidade elevada entre as medições.

Refere-se também a impossibilidade de utilizar o método de extracção da amostra com anéis nas condições de humidade elevada em que o horizonte B se encontrava. As pancadas aplicadas ao trado comprimem o solo dentro do anel potenciando a compactação da amostra e por consequência diminuem a já baixa condutividade hidráulica existente.

O infiltrómetro simples e de duplo anel, revelaram-se completamente desadequados para medir a infiltração no horizonte B, quer por dificuldades operacionais, quer pelas condições físicas do solo. Não foi por isso possível efectuar qualquer determinação de infiltração neste horizonte.

O maior valor de correlação foi obtido entre o infiltrómetro e o furo de sonda invertido. Este resultado evidencia a semelhança de funcionamento destes dois métodos. Ambos determinam a condutividade a partir da infiltração, que se processa de modo multidimensional. Em qualquer dos casos é impossível verificar qual a direcção predominante do escoamento, se horizontal e/ou vertical. O infiltrómetro de duplo anel acrescenta alguma informação a esta questão, ao correlacionar-se em 37% dos casos com o infiltrómetro, mostrando haver importante variação de talhão para talhão ao nível da direcção preferencial do escoamento.

A baixa correlação do permeâmetro de carga constante com qualquer dos outros métodos, evidencia o quanto este processo é desadequado para caracterizar as condições de campo.

No horizonte B, o permeâmetro de Guelph determina uma condutividade média inferior ao valor obtido com o permeâmetro de disco. Este facto aparentemente contraditório pode ter origem nos diferentes teores de humidade iniciais em que se realizam as determinações. No permeâmetro de Guelph as determinações realizam-se após abertura do furo, e por consequência o solo nas suas camadas mais profundas possui maior teor de humidade, sendo os gradientes de sucção inferiores do que no caso do solo mais seco. Pelo contrário no momento da determinação com o permeâmetro de disco, o solo argiloso, está seco, e os gradientes de sucção importantes, esperar-se uma velocidade do fluxo da água no solo maior e consequentemente um caudal quase permanente mais elevado que se utiliza no cálculo da condutividade.

7 CONCLUSÕES

O estudo efectuado permite extrair as seguintes conclusões:

Verificou-se a existência de anisotropia quanto à condutividade hidráulica no sistema. Os resultados demonstraram que os métodos de campo multidireccionais apresentam em média valores mais elevados de K_s , por o escoamento horizontal ser superior ao vertical.

Os resultados mostram não existir qualquer correlação com a condutividade hidráulica de agregados devido à sua baixa estabilidade estrutural e consequente alteração das condições de escoamento durante as medições.

O permeâmetro de carga constante com amostras não perturbadas no horizonte A, esteve desadequado nas medições de K_s , com resultados cerca de 3 vezes mais elevados que a maioria dos outros processos e com a maior variabilidade de todos os métodos, pelo que parece pouco fiável para determinar a condutividade saturada.

O infiltrómetro simples estimou valores para a condutividade cerca de duas vezes o valor produzido pelo permeâmetro de Guelph. Sendo a correlação entre estes dois processos significativa em 95% dos casos.

Em regra a uma maior área de solo utilizada em cada determinação corresponde a uma menor variabilidade em cada método.

Os resultados obtidos com o furo de sonda invertido, correlacionam-se positivamente com os resultados do infiltrómetro. Sendo a condutividade medida no infiltrómetro 1,04 vezes superior à condutividade medida pelo método do furo de sonda invertido.

O processo de manuseamento e as pressupostos teóricos do permeâmetro de Guelph, nomeadamente assunção de um factor forma teórico, poderão estar na origem dos baixos valores de K_s e da elevada variabilidade das estimativas.

Não se constatou qualquer interferência da natureza química da água nos resultados obtidos com os diferentes métodos. Regista-se uma acção mecânica da água em escoamento sobre a estabilidade dos agregados fabricados em especial no horizonte A, quando medida a condutividade num permeâmetro de carga constante.

O método do dreno, como referencia, só se aproximou num período dos valores médios da condutividade exibida pelas amostras de agregados no horizonte

A e pelo permeâmetro de Guelph no horizonte B. No primeiro caso a semelhança atribui-se à mera coincidência porquanto o teste com agregados apresentou elevada variabilidade e um processo de determinação pouco eficiente.

Os valores médios da condutividade hidráulica saturada são significativamente diferentes nos horizontes pedológicos estudados.

O horizonte A possui em média um valor de K , 2 vezes superior ao do horizonte B.

Os métodos de furo de sonda invertido, infiltrómetro e permeâmetro de Guelph, possuem em comum a determinação de um valor de condutividade algo ambígua, pois o sentido do escoamento não se conhece com precisão, podendo ser horizontal e/ou vertical, dependendo da magnitude da anisotropia. Por outro lado estes métodos, dificilmente atingem um gradiente unitário, pois a frente de humedecimento possui um potencial de pressão negativo, como consequência o gradiente de potencial, no momento em que a taxa de infiltração é constante e o escoamento é *quase permanente* terá um valor aproximado de -1 , mas sempre inferior ao módulo da unidade.

Como abordagens futuras deste trabalho propõe-se um estudo detalhado da variabilidade espacial, implementar adaptações nos infiltrómetros para se adequarem às características dos solos e conhecer a influência do teor de humidade inicial do solo e do factor tempo na variabilidade dos resultados.

8 BIBLIOGRAFIA

- ANKENY M. D., AHMED M., KASPAR T. C., HORTON R; 1991; *Simple field method for determining hydraulic conductivity*. Soil Sci. Soc. Am. J. 55:467-470.
- ARINGHIERI, R; CAPURRO, M; 1994; *Evaluating saturated hydraulic conductivity of a soil in laboratory investigations: an empirical model*; Soil Science, Vol 157; N°2; USA
- BANTON, O; 1993; *Field- and Laboratory-Determined Hydraulic Conductivities Considering Anisotropy and Core Surface Area*; Soil Sci. Soc. Am. J. 57:10-15.
- BELTRAN, J; 1986; *Drenaje Agrícola*. Vol I. Manual técnico n° 5 do IRYDA. M.A.P.A. Madrid.
- BLESS; H; SANTOS-JÚNIOR, A. G. S.; 1985; *Subsolagem de solos mediterrâneos Pardos derivados de Quartzodioritos no Alentejo*; Comunicação dos Autores; Universidade de Évora.
- BOUMA. I.; 1982; *Measuring the hydraulic conductivity of soil horizons with continuous macropores*; Soil Sci. Soc. Am.J. 46:438-441.
- BOUMA, J; 1983. *Use of soil survey data to select measurement techniques for hydraulic conductivity*. Agric Water Manage. 6:177-190.

- BOUWER, H; 1961; *A double tube method for measuring hydraulic conductivity of soil in situ above a water table*. Proc. Soil. Sci. Soc. Am., USA
- BROUGHTON, R. S.; C. TU, 1975, *An experiment with a linearly increasing spacing of sub surface drains*, ASAE paper nº 75-2526, St Joseph
- BOUWER, H; JACKSON, R.D.; 1974; *Determining soil properties*; Drainage for Agriculture; Agronomy; 17:611-672
- CAMP, C. R., 1976 *Determination of hydraulic conductivity for a Louisiana alluvial soil*. Third National Drainage Symposium Proceedings, ASAE, St. Joseph
- CASTANHEIRA, I, 1998, *Controlo das toalhas freáticas suspensas em solos argiluvitados*, Tese de mestrado em Engenharia do solo e da água, Universidade de Évora
- CASTANHEIRA, P, 1991, *A unidade IV do bloco do Baixo Vouga Lagunar. Caracterização e concepção da rede de drenagem*, Trabalho de fim de curso em Engenharia Agrícola, Universidade de Évora.
- CARDOSO, C.; 1965; *Os solos de Portugal. Sua classificação, caracterização e génese. 1- A sul do Tejo*; Secretaria do estado da agricultura; Direcção Geral dos Serviços Agrícolas; Lisboa.
- CARTER, C.E; WRATTEN, F.T.; HALVERSON; B.; 1983; *Hydraulic conductivity measured electronically in an auger hole*. ASAE Paper Nº. 83-2040. St. Joseph, MI: ASAE.
- CLOTHIER, B.E.; I. WHITE; 1981 – *Measurement of sorptivity and soil water diffusivity in the field*. Soil Sci. Soc. Am.J. 45:241-245

COMEGNA,V; SOMMELLA,A; GAETANI, G.B; 1995 *Hydraulic Characterization Of A Structured Soil By A Disc-Permeameter*, International Comission On Irrigation and drainage; 46° International Executive Council, Rome .

COOK; F.J.; BROERENZ, A; 1994; *Six Methods For Determining Sorptivity And Hydraulic Conductivity With Disc Permeameters*; Soil Science, Vol 157, N°1, USA.

COOK; F.J; 1991; *Calculation Of Hydraulic Conductivity From Suction Permeameter Measurements*; Soil Science, Vol 152; N°5; USA.

DEBOER, DARRELL; 1979, *Camparison Of Three Field Methods For Determining Saturated Hydraulic Conduitivity*, Transactions of the ASAE, ASAE

ELRICK, D.E.; REYNOLDS, W; 1992; *Infiltration from Constant-Head Well Permeameters and Infiltrometers*; Soil Science Society of America, Advances in Measurement of Soil Physical Properties: Bringing Theory into Practice; Special Publication no. 30. USA

ELRICK, D.E.; REYNOLDS, W; 1991; *Determination of hidraulic condutivity using a tension infiltrometer*; Soil Sci. Soc. Am.J. 55:633-639

FIREMAN, M; 1944; *Permeability Measurements on disturbed soil samples*; Sci. Soc. Am. 44:672-677, USA

GUPTA, R.K.; RUDRA, R.P.; DICKINSON W.T.; PATNI N.K.; WALL,G.J. 1993 - *Comparison Of Saturated Hidraulic Conduitivity Measured By Varius Field Methods*, Transactions Of The ASAE, 36(1)

- GREEN, R E.; COREY, J. C; 1971; *Calculation off hydraulic conductivity: A further evaluation of some predivite methods*; Soil Sci. Soc. Am. Proc 35: 3-7
- GROENEVELT, P.H.; KUNE, J.W. 1972; *Phisics of soil moisture; Drainage principles and applications*, publ 16 vol 1, IIRL
- HILLEL, D.;1971; *Soil And Water. Physical Principles And Processes*. Academic Press Inc.
- HOFFMAN, G.; SCHAWB, G.; 1964; *Tile spacing prediction based on drain flow*. Transactions of the ASAE 13(4):444-447
- JOHNSTON, W. R.; LETEY, I.; PILLSBURY., A. F.; 1963. *Hydraulic condudivity values compared using (1) ponded water theory and (2) an auger hole method*. TRANSACTION of the ASAE 6(3): 249-250
- LEMBKE, W. D.; 1967; *Observed and predicted tile flow on a Lake Plain soil*.; TRANSACTIONS of the ASAE 19(1):142-144.
- KANWAR, R.S.;RIZVI, H.A.; AHMED, M.; HORTON, R.; MARLEY, S.J., 1989 - *Measurement of field saturated Hidraulic Conduitivity by using Guelp and Velocity Permeameters*,Transactions of the ASAE, 32(6)
- KESSLER, J.; R. J. OOSTERBAAN, 1974 - *Determining hidraulic conduitivity of soils. Cap 24. de "Drainage principles and applications, Vol III - Survays and investigations"*, I.L.R.I. Wageningen.
- KLUTE, A; 1965; *Laboratory measurementes of hydraulic conduitivity of saturated soil*. In *Methods of soil analysis, Part 1*; Agronomy ed. C.A. Btack et al. 9:253-261.

NEVILLE, ADAM; KENNEDY, JOHN; 1964; *Basic Statistical Methods for Engineers and Scientists*; International Textbook Company; New York

PAIGE, G.B.;HILLEL D., 1992, *Comparison of three methods for assessing soil hidraulic properties*, Soil Science, 155(3)

PERRIER, E.R., A. J. MACKENZIE, L. G. GRASS, H. L. SHULL,1972. *Performance of a tile drainage system: an evaluation of a tile design and management*, Transactions of the ASAE, 15(3)

PERROUX, K.M; SULLY, M.J.; WHITE,I, 1992. *Measurement of Surface-Soil Hydraulic Properties: Disk Permeameters, Tension Infiltrimeters, and Other Techniques*, Soil Science Society of America, *Advances in Measurement of Soil Physical Properties: Bringing Theory into Practice*; Special Publication no. 30. USA

PERROUX,K.M; WHITE,I; 1988; *Designs for Disc Permeameters*; Soil Sci. Soc. Am. J. 52:1205-1215, USA

REYNOLDS, W. D.; D. E ELRICK; 1985. *In-situ measurement of saturated hydraulic conductivity, sorptivity, and α -parameter using the Guelph Permeameter*. Soil Sci., 104(4):292-302.

REYNOLDS, D.; ELRICK, D.; 1986; *A method for simultaneous in situ measurement in the vadose zone of field saturated hidraulic conductivity, sorptivity an the conductivity pressure head relationship*; Ground Water

- REEVR, R.C.; BOWER; C.A.; BROOKS, R.H.; GSCHWEND, F.B; 1954; *A comparison of the effects of exchangeable sodium and potassium upon the physical condition of soils*; Transactions of the ASAE, 15(3).
- SANTOS-JÚNIOR, A. G.; 1987; *Movimento da água no solo – Teoria do movimento da água no solo. Movimento da água na zona insaturada. Desenvolvimento de perfis de humidade*; Universidade de Évora.
- SANTOS-JÚNIOR, A. G.; 1971; *Aspectos teóricos da drenagem – Uma aplicação da teoria hidráulica dos escoamentos porosos*, Lourenço Marques.
- SANTOS-JÚNIOR, A. G.; LÚCIO; 1989; *Projecto de drenagem e conservação do solo no Alentejo – Bacias e talhões experimentais, plano de ensaios e observações*; Comunicação dos autores; Universidade de Évora.
- SERRALHEIRO, R. ;1988; *Um estudo da rega por sulcos num solo argiluiado*; Dissertação apresentada à Universidade de Évora para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Agrícola, especialidade hidráulica agrícola; Évora
- SMEDEMA, L; RYCROFT, D.; 1988; - *Land Drainage. Planing and design of agricultural drainage systems*. Batsford. Londres.
- STEPHENS, D.B.;K LAMBERT; D. WATSON, 1987 – *Regression models for hydraulic conductivity and field test of borehole permemameter*. Water resources. Res. 23:2207-2214
- TAHERIAN; M.Q.; HUMMEL, J. W.; REBUCK, E.C.; 1976: *Comparison of diferent thecniques of measuring soil hydraulic conductivity*. In Proc. Of the Third Natl. Drainage Symp. 109- 111 , 122. St. Joseph, MI: ASAE

- TOPP, G.C.; SATTLECKER, S; 1983. *A rapid measurement of horizontal and vertical components of saturated hydraulic conductivity*. ASAE Paper N°- 79-2515- St° Joseph- Mo: ASAE.
- VAN GENUCHTEN, M. T.; 1980; *A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of Saturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. J. 44:892-896
- WANG, C.; MCKEAGUE, A; SWITZER, K. D. ; 1985; *Saturated hydraulic conductivity as an indicator of structural degradation in clayey soils of Ottawa area, Canada*, Soil Tillage Res 5:19-31.
- WEBSTER R.;OLIVIER M.A.; 1990; *Statistical Methods in soil and Land Resource Survey*.;Oxford University Press, Grã-Bertanha
- WU, L.; PAN, L; ROBERSON, M.J.; SHOUSE, P.J.; 1997; *Numerical evaluation of ring infiltroeters under various soil conditions*; Soil Science, 162(11):771-777
- YOUNGS, E. G.; 1987; *Estimating hydraulic condutivity values from ring infiltrometer measurements*, J. of soil science 38:623-632
- A manual for the preparation of graduate thesis*;1986; Purdue University
- 2800KI - *Operating Instructions*; Soilmoisture Equipment Corp; Santa Barbara; USA

ANEXOS

PERMEÁMETRO DE GUELPH
Folha de Campo

Profundidade do furo data 18-10-1997 60 cm Temperatura da água Reservatórios combinados 20 reservatório interior x Tañho 18

Horizonte B 1ª leitura

Leitura para a carga de 5 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	38,50		
2	2	41,00	2,50	1,25
3	4	43,30	2,30	1,15
4	6	45,60	2,30	1,15
5	8	47,40	1,80	0,90
6	10	48,70	1,30	0,65
7	12	49,80	1,10	0,55
8	14	50,90	1,10	0,55
9	16	51,90	1,00	0,50
10	18	52,70	0,80	0,40
11	20	53,50	0,80	0,40
12	22	54,20	0,70	0,35
13	24	54,90	0,70	0,35
14	26	55,60	0,70	0,35
15	28	56,3	0,70	0,35
16	30			
17				
18				

Leitura para a carga de 10 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	33,00		
2	2	37,20	4,20	2,10
3	4	40,20	3,00	1,50
4	6	43,00	2,80	1,40
5	8	45,40	2,40	1,20
6	10	47,20	1,80	0,90
7	12	48,50	1,30	0,65
8	14	49,80	1,10	0,55
9	16	50,80	1,00	0,50
10	18	51,80	1,00	0,50
11	19	52,80	1,00	0,50
12				
13				
14				
15				
16				

PERMEÁMETRO DE GUELPH
Folha de Campo

Profundidade do furo data 18-10-1997 63 cm Temperatura da água Reservatórios combinados 20 reservatório interior x Tañho 28

Horizonte B 1ª leitura

Leitura para a carga de 5 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	41,50		
2	2	44,70	3,20	1,60
3	4	47,70	3,00	1,50
4	6	50,70	3,00	1,50
5	8	53,60	2,90	1,45
6	10	56,30	2,70	1,35
7	12	58,50	2,20	1,10
8	14	60,70	2,20	1,10
9	16	62,70	2,00	1,00
10	18	64,40	1,70	0,85
11	20	66,10	1,70	0,85
12	22	67,80	1,50	0,75
13	24	68,00	1,40	0,70
14	26	70,40	1,40	0,70
15	28	71,80	1,20	0,60
16	30	72,80	1,20	0,60
17	32	74,00	1,20	0,60
18	34	75,2	1,20	0,60

Leitura para a carga de 10 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	18,30		
2	2	22,40	4,10	2,05
3	4	25,80	3,40	1,70
4	6	29,00	3,20	1,60
5	8	31,50	2,50	1,25
6	10	33,70	2,20	1,10
7	12	35,70	2,00	1,00
8	14	37,40	1,70	0,85
9	16	39,10	1,70	0,85
10	18	40,80	1,70	0,85
11	20	42,50	1,70	0,85
12				
13				
14				
15				
16				

PERMEÁMETRO DE GUELPH
Folha de Campo

Profundidade do furo data 20-06-1998 58 cm Temperatura da água Reservatórios combinados 20 reservatório interior x Tañho 38

Horizonte B 1ª leitura

Leitura para a carga de 5 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	41,20		
2	2	44,30	3,10	1,55
3	4	47,30	3,00	1,50
4	6	49,80	2,50	1,25
5	8	52,30	2,50	1,25
6	10	54,80	2,30	1,15
7	12	56,80	2,20	1,10
8	14	59,00	2,20	1,10
9	16	60,30	1,30	0,65
10	18	61,60	1,30	0,65
11	20	62,90	1,30	0,65
12	22	64,20	1,30	0,65
13	24	65,30	1,10	0,55
14	26	66,30	1,00	0,50
15	28	67,30	1,00	0,50
16	30	68,30	1,00	0,50
17	32			
18	34			

Leitura para a carga de 10 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	24,70		
2	2	28,50	4,80	2,40
3	4	33,00	3,50	1,75
4	6	36,20	3,20	1,60
5	8	39,40	3,20	1,60
6	10	42,20	2,80	1,40
7	12	44,70	2,50	1,25
8	14	46,30	1,60	0,80
9	16	47,90	1,60	0,80
10	18	49,30	1,40	0,70
11	20	50,70	1,40	0,70
12	22	52,10	1,40	0,70
13	24	53,50	1,40	0,70
14				
15				
16				

Profundidade do furo data 22-08-1998 63 cm Temperatura da água Reservatórios combinados 20 reservatório interior x Tañho 48

Horizonte B 1ª leitura

Leitura para a carga de 5 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	32,50		
2	2	38,50	6,00	3,00
3	4	42,70	4,20	2,10
4	6	46,70	4,00	2,00
5	8	50,00	3,30	1,65
6	10	53,10	3,10	1,55
7	12	55,90	2,70	1,35
8	14	58,50	2,70	1,35
9	16	60,90	2,40	1,20
10	18	63,20	2,30	1,15
11	20	65,40	2,20	1,10
12	22	67,60	2,20	1,10
13	24	69,50	1,90	0,95
14	26	71,30	1,80	0,90
15	28	73,10	1,80	0,90
16	30	74,90	1,80	0,90
17	32	76,70	1,80	0,90
18	34			

Leitura para a carga de 10 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	6,70		
2	2	13,80	5,10	2,55
3	4	17,80	4,00	2,00
4	6	21,60	3,80	1,90
5	8	25,30	3,70	1,85
6	10	28,90	3,60	1,80
7	12	32,40	3,50	1,75
8	14	35,40	3,00	1,50
9	16	38,10	2,70	1,35
10	18	40,90	2,80	1,40
11	20	43,60	2,70	1,35
12	22	46,30	2,70	1,35
13	24	49,00	2,70	1,35
14				
15				
16				

PERMEÁMETRO DE GUELPH
Folha de Campo

Profundidade do furo data 22-08-1998 60 cm Temperatura da água Reservatórios combinados 20 reservatório interior x Tañho 58

Horizonte B 1ª leitura

Leitura para a carga de 5 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	21,40		
2	2	26,70	5,30	2,65
3	4	31,50	4,80	2,40
4	6	34,80	3,30	1,65
5	8	37,10	2,30	1,15
6	10	39,20	2,10	1,05
7	12	46,90	7,70	3,85
8	14	48,60	1,70	0,85
9	16	49,80	1,00	0,50
10	18	50,80	1,00	0,50
11	20	51,50	0,90	0,45
12	22	52,40	0,90	0,45
13	24	53,30	0,90	0,45
14	26	54,20	0,90	0,45
15	28			
16	30			
17	32			
18	34			

Leitura para a carga de 10 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	27,40		
2	2	34,50	7,10	3,55
3	4	39,10	4,60	2,30
4	6	42,80	3,70	1,85
5	8	45,70	2,90	1,45
6	10	48,20	2,50	1,25
7	12	49,40	1,20	0,60
8	14	50,80	1,20	0,60
9	16	51,80	1,20	0,60
10	18	53,00	1,20	0,60
11	20			
12	22			
13	24			
14				
15				
16				

Profundidade do furo data 24-08-1998 57 cm Temperatura da água Reservatórios combinados 20 reservatório interior x Tañho 68

Horizonte B 1ª leitura

Leitura para a carga de 5 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	24,30		
2	2	31,50	7,20	3,60
3	4	38,50	7,00	3,50
4	6	43,70	5,20	2,60
5	8	48,50	4,80	2,40
6	10	52,70	4,20	2,10
7	12	56,70	4,00	2,00
8	14	59,20	2,50	1,25
9	16	61,40	2,20	1,10
10	18	63,20	1,80	0,90
11	20	64,90	1,60	0,80
12	22	66,10	1,30	0,65
13	24	67,40	1,30	0,65
14	26	68,80	1,20	0,60
15	28	69,80	1,20	0,60
16	30	71,00	1,20	0,60
17	32	72,20	1,20	0,60
18	34	73,40	1,20	0,60

Leitura para a carga de 10 cm				
n	Intervalo tempo (min)	Nível de água no reserv. (cm)	Alteração do nível de água (cm/min)	Índice de alteração
1	0	18,50		
2	2	24,20	5,70	2,85
3	4	28,40	4,20	2,10
4	6	32,20	3,80	1,90
5	8	35,70	3,50	1,75
6	10	38,80	2,90	1,45
7	12	41,40	2,60	1,30
8	14	44,00	2,60	1,30
9	16	46,20	2,20	1,10
10	18	48,20	2,00	1,00
11	20	50,10	1,90	0,95
12	22	52,00	1,90	0,95
13	24	53,75	1,75	0,88
14	26	55,50	1,75	0,88
15	28	57,25	1,75	0,88
16	30	59,00	1,75	0,88

Permêmetro de disco

Talhão	tensão1 cm	tensão2 cm	Veloc. 1 cm/s	veloc. 2 cm/s	caudal1 cm3/s	caudal2 cm3/s	Temp.água °C	Data	Ks mm/h
1A	-4	-2	0,008	0,014	0,026	0,042	18	05-02-1998	13,1
2A	-4	-2	0,015	0,021	0,047	0,067	18	05-02-1998	15,3
3A	-4	-1	0,015	0,025	0,057	0,078	18	05-02-1998	10,2
4A	-4	-1	0,013	0,021	0,042	0,068	22	12-02-1998	11,7
5A	-3	-1	0,015	0,021	0,047	0,66	22	12-02-1998	12,2
6A	-4	-2	0,01	0,013	0,03	0,041	22	12-02-1998	8,9
1B	-3	-1	0,007	0,009	0,023	0,03	20	18-02-1998	4,5
2B	-3	-1	0,006	0,01	0,02	0,032	20	20-02-1998	7,1
3B	-3	-1	0,008	0,01	0,026	0,023	20	20-02-1998	4,7
4B	-4	-1	0,005	0,009	0,016	0,03	23	21-02-1998	6,4
5B	-4	-2	0,02	0,021	0,062	0,067	22	21-02-1998	3,3
6B	-4	-1	0,01	0,013	0,029	0,041	20	22-02-1998	5,6

Permeâmetro de carga constante com amostras não perturbadas

Talhão	carga cm	L cm	caudal cm³/min	temp. °C
1A	6,50	5,00	0,6016	20
2A	7,00	5,00	2,1341	20
3A	6,50	5,00	1,4000	20
4A	6,50	5,00	1,2330	20
5A	7,50	5,00	1,6530	20
6A	7,00	5,00	1,0066	20
1B		5,00	0,0000	20
2B		5,00	0,0000	20
3B		5,00	0,0000	20
4B		5,00	0,0000	20
5B		5,00	0,0000	20
6B		5,00	0,0000	20