III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM

ANAIS

VOLUME IV

GRUPO II
TECNOLOGIA

GRUPO III
TECNOLOGIA



MINTER/DNOCS - ABID

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM

ANAIS

VOLUME IV

GRUPO II
TECNOLOGIA

GRUPO III
TECNOLOGIA

MINTER/DNOCS-ABID

SUMÁRIO

1 – RENDIMENTO HIDROLÓGICO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS E A INFLUÊNCIA DOS RESERVATÓRIOS DE ESTIAGEM COMO FATOR DE PERDA DE ÁGUA.
ENGº THEOPHILO B. OTTONI NETTO 1

2 – EMPREGO DE SIFÕES PARA TOMADA D'ÁGUA EM CANAIS DE IRRIGAÇÃO.
GUILHERME LUIZ FINGER 11

3 – CARACTERÍSTICAS DA INFILTRAÇÃO EM SULCOS ABERTOS E FECHADOS.
HAMILTON M. DE AZEVEDO
HUGO O. CARVALHO
AGUSTIN A. MILLAR 30

4 – DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA, BASEADA NA CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA DO SOLO.
HUGO O. CARVALHO
HAMILTON M. DE AZEVEDO 39

5 – IMPLICAÇÕES AGRONÔMICAS DO EFEITO DA UMIDADE INICIAL SOBRE A CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO DO SOLO[1].
HAMILTON M. DE AZEVEDO
AGUSTIN A. MILLAR
HUGO O. CARVALHO 51

6 – TESTE DE FURO DE TRADO EM AUSÊNCIA DE LENÇOL.
MANUEL DE JESUS BATISTA 59

7 – TESTE DE INFILTRAÇÃO POR PERMEÂMETRO DE ANEL (RING PERMEATER TEST).
MANUEL DE JESUS BATISTA 77

8 – SIMPLIFICAÇÃO DO CÁLCULO DE CUBAÇÃO E QUADRATURA DE TALUDES EM CORTES E ATERROS PARA CANAIS DE IRRIGAÇÃO.
JOÃO BENÍCIO FILHO 97

9 – MATERIALES DE DRENAJE SUBTERRANEO: TEORIA, PRACTICA Y CRITERIOS DE ELECCION.
FERNANDO PIZARRO 108

10 – IRRIGAÇÃO COLETIVA POR ASPERSÃO A PARTIR DE POÇOS: PROBLEMAS E SOLUÇÕES.
PEDRO GAYTAN DE AYALA 125

11 – "SISTEMATIZAÇÃO SIMPLES": – UMA METODOLOGIA PRÁTICA E ECONÔMICA DE IMPLANTAÇÃO DA IRRIGAÇÃO PARCELAR.
JOSÉ DULÁ NAVARRETE
AVELINO COSTALONGA 131

12 – O EMPREGO DA AEROFOTOGRAMETRIA E DA FOTOINTERPRETAÇÃO NA DIAGNOSE DE UMA ÁREA IRRIGÁVEL NO BAIXO RIO PARDO – SÃO PAULO.
RUBENS JORGE ROSTON
SÉRGIO WILSON EBERLEIN
RAINÉRIO JOEL DE JESUS FERNANDES 139

13 – PROJETO CAMAQUÃ.
MARCOS BARTH
A. BARRIONUEVO 154

14 – TESTES DE HERBICIDAS EM CANAIS DO SISTEMA DE IRRIGAÇÃO DO ARROIO DURO.
EDGAR JOSÉ HERRLEIN
FLÁVIO LUIZ N. GARCIA 166

15 – DISPONIBILIDADE HÍDRICA PARA IRRIGAÇÃO DOS PRINCIPAIS AÇUDES DO NORDESTE.
MANFREDO CÁSSIO DE AGUIAR BORGES 170

16 – MANUAL DE INSTALAÇÃO DE TUBOS DE CONCRETO.
ARIOSTTO FARIAS JR. 187

17 – UNA TECNICA ESPECIAL PARA LA RECUPERACION DE LAGUNAS.
FERNANDO PIZARRO 188

18 – REDE DE ESTAÇÕES TELEMÉTRICAS NA BACIA DO ALTO RIO PARAGUAI – MATO GROSSO.
DNOS/UNESCO 191

19 – APROVEITAMENTO DE ÁREAS ALUVIAIS ÚMIDAS DO NORDESTE ORIENTAL.
MANOEL BATISTA DE MELO 198

20 – *CONSTRUCION DE DEFENSAS CONTRA EROSION FLUVIAL.*
RAÚL RICARDO GALLARDO 203

GRUPO II - TECNOLOGIA

RENDIMENTO HIDROLÓGICO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS E A INFLUÊNCIA DOS RESERVATÓRIOS DE ESTIAGEM COMO FATOR DE PERDA DE ÁGUA.

Eng. Theophilo B. Ottoni Netto *

I – INTRODUÇÃO

1 – As disponibilidades hídricas nas áreas continentais do planeta vêm se tornando cada vez mais exíguas, mormente nas regiões seguintes:

1.1 – áreas áridas ou semi-áridas, que ocupam cerca de 18% dos continentes (deficit natural).

1.2 – áreas abrigando grande desenvolvimento ocupacional, com intenso uso da terra para fins industriais, de fixação populacional ou de uso agrícola (forte consumo d'água, problemas de poluição hídrica).

2 – A água se distribui na atmosfera, superfície e crosta terrestre, de acordo com as vicissitudes do relevo, geologia e clima. No ANEXO I transcrevemos dados determinados por Hutchinson (1957) e Nace (1967).

3 – Vê-se que cerca de 95% da água do planeta se encontra retida nas formações rochosas e não circula. Dos restantes 5% que circulam de acordo com o ciclo hidrológico, cerca de 97,3% está contida nos oceanos, 2,1% sob forma de água sólida (calotas polares e geleiras), sendo os 0,6% sobrantes disponíveis sob forma de vapor d'água atmosférico, água subterrânea, umidade do solo ou águas continentais de superfície (rios e lagos); note-se que as disponibilidades em água subterrânea são muito mais volumosas e promissoras que as reservas contidas nos cursos d'água continentais que representam a menor das disponibilidades hídricas da Terra, aproximadamente 10% das reservas em água sob estado de vapor existente em cerca de 10 km da atmosfera terrestre.

4 – Por outro lado, a distribuição dos deflúvios e vazões fluviais nas áreas continentais da Terra é profundamente variável, indo de cerca de 100.000 m^3/s no rio Amazonas, a vazões da ordem de litros por segundo nas diminutas linhas de escoamento nas áreas desérticas ou semi-desérticas. Esses valores limites são encontrados em nosso país onde a bacia Amazônica e o Polígono das Secas, regiões vizinhas, a primeira cobrindo quase 2/3 da área do Brasil e a segunda cerca de 1/8, compõem, ambas, um conjunto paradoxal no que tange às disponibilidades hídricas, já que nele se acha a maior e uma das menores reservas de água do mundo, distanciadas – essas reservas – de pouco menos de 1.000 km.

5 – As terras continentais aproveitáveis (exclusão das montanhosas inacessíveis), graças às variegadas condições de clima, solo e água – perfazendo cerca de 1/4 da superfície global do planeta – distribuem-se de acordo com os números do ANEXO II, onde fizemos constar as áreas de água que cobrem aproximadamente 3/4 dessa superfície. Sabe-se que 30% das terras enxutas aproveitáveis apresentam-se sob forma de desertos e tundras, 18% são desertos e 12% terras geladas. As terras desérticas são de baixa produtividade primária natural (200 $Kcal/m^2/ano$), podendo a mesma ser muito ampliada – 20 a 50 vezes mais – com a prática da irrigação. Por outro lado as terras cultivadas perfazem cerca de 10% do total de terras do mundo, grande parte dessa área sendo irrigada. Para atender à demanda de alimentos torna-se, assim, necessária a utilização de água – através de sistemas de irrigação – para aumentar a produtividade das glebas agrícolas; só assim poderá o homem enfrentar os graves problemas que resultam do atendimento das necessidades mínimas de nutrição das disponíveis populações mundiais crescentes e cada vez mais exigentes.

II – NOÇÕES BÁSICAS. PERDAS D'ÁGUA NATURAIS. RENDIMENTO HIDROLÓGICO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS.

1 – Como vimos, as reservas hídricas de superfície disponíveis nas áreas continentais do planeta – rios e lagos – são exíguas e por isso mesmo devem ser aproveitadas com o melhor rendimento possível.

2 – Essas reservas hídricas naturais nos cursos d'água, infelizmente, estão sujeitas a variações de quantidade e de qualidade ao longo do tempo que se relacionam ao ciclo hidrológico, forma e revestimento florístico da bacia hidrográfica, relevo e geologia da bacia e forma da rede potamográfica. Desse modo, nas épocas de chuvas tais reservas costumam ser bem mais volumosas que nas ocasiões de estiagem, quando as disponibilidades hídricas provêm exclusivamente de depleções dos mantos freáticos adjacentes às calhas fluviais, depleção essa que será tanto menor quanto maior a duração da estiagem. Os condicionantes hidrometeorológicos, responsáveis pelas flutuações quantitativas e qualitativas das reservas de água referidas, conformam o regime do curso d'água responsável por tais reservas hídricas disponíveis.

* Diretor Vice-Presidente da HIDROESP – Laboratório Hidrotécnico Saturnino de Brito S.A.

3 – Em locais onde as chuvas são esparsas e distribuídas de forma irregular – como no caso do Nordeste brasileiro – o regime dos cursos d'água é muito variável, podendo se dar o fenômeno de corte de suas vazões, isto é, a partir de um certo instante e em certa seção transversal, as vazões de calha (ou alveo) se anulam passando a subsistir, quando muito, o escoamento sub-alveolar. Isto acontece, geralmente, em épocas de estiagem e os cursos d'água, nessa situação, são de regime cortado, transitório, ou não perene. Os rios do Nordeste, em sua grande maioria, são desse tipo.

4 – Dentre as várias curvas e parâmetros que definem o regime de um curso d'água destacamos a hidrógrafa – vazões versus tempo cronológico – e a curva dos deflúvios acumulados – deflúvios acumulados versus tempo cronológico – como representando as mais significativas. A hidrógrafa representa a variação ao longo do tempo das vazões de calha numa seção transversal do curso d'água.

$$Q = f(t) \tag{1}$$

5 – O deflúvio fluvial anual, por definição, é a quantidade (volume) d'água que se escoa por ano, numa determinada seção transversal do curso d'água.

$$D_A = \sum_{n=1}^{n=365} (Q_d \, \Delta t)_n \tag{2}$$

D_A = deflúvio fluvial anual em m^3/ano.

Q_d = vazão média diária em m^3/seg., corresponde ao dia n.

Δt = intervalo de tempo unitário, geralmente 1 dia ou 86.400 seg.

O deflúvio por segundo representa vazão, débito ou descarga.

6 – Tanto as vazões como os deflúvios fluviais são provenientes das precipitações atmosféricas (chuvas) que caem na bacia hidrográfica relativa a seção transversal considerada. Pelo método de Thiessen (o mais utilizado na prática) pode-se determinar a chuva equivalente, que, por definição, representa uma chuva uniformemente distribuida na bacia que produz o mesmo deflúvio pluvial que o gerado pelas chuvas distribuidas irregularmente nessa bacia, durante o mesmo intervalo de tempo. Dispondo-se de rede de postos pluviométricos distribuidos na bacia, fácil será determinar-se a chuva equivalente C.E. para as durações, digamos de 1 dia.

$$C.E = \frac{\sum_{1}^{p} h_p \, a_p}{\sum_{1}^{p} a_p} \tag{2}$$

onde:

C.E. = chuva equivalente em mm/dia.

a_p = áreas de influência de cada posto pluviométrico, determinada pelo método de Thiessen.

h_p = altura de chuva diária em cada posto pluviométrico.

$\sum_{1}^{p} a_p$ = área da bacia hidrográfica em relação à seção transversal considerada $= A_B$.

7 – A hietógrafa das chuvas equivalente é representada por:

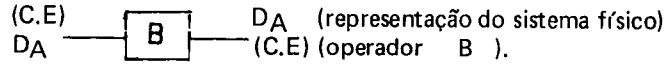
$$(C.E) = \varphi(t) \tag{4}$$

O deflúvio pluvial anual é calculado pela expressão:

$$D_c = \sum_{n=1}^{n=365} (C.E)_n \, A_B \tag{5}$$

onde D_c significa o volume d'água de chuva que durante um ano se precipita sobre a bacia A_B gerando os deflúvios fluviais definidos pela expressão (2).

8 – O sistema físico constituido pelos deflúvios pluviais alimentadores, pelos parâmetros estáticos próprios da bacia hidrográfica – área, forma, revestimento florístico, relevo, geologia e disposição da rede potamográfica –, e pelos deflúvios fluviais conseqüentes pode ser representado simbolicamente da seguinte maneira:



(representação do sistema físico)
(operador B).

9 – As pesquisas modernas se preocupam em definir os parâmetros básicos desse sistema físico que, alguns supõem ser linear para atender a aspectos simplificadores. Assim os métodos de cálculo que se baseiam na hidrógrafa unitária e na admitância de calha, podem ser considerados atendendo a tais conceitos relacionados a análise de sistemas naturais, fato que facilita sobremodo a organização de modelos matemáticos de bacias hidrográficas, visando estudos relacionados a disponibilidades hídricas.

10 – No ANEXO III apresentamos, a guisa de exemplo, algumas curvas de regime – hidrógrafa, hietógrafa, curva de deflúvios fluviais acumulados e a curva de deflúvios pluviais acumulados – definidas pelas expressões (1), (4), (2) e (5).

11 – A perda d'água anual, de gênese natural, é:

$$\dot{D}_p = \dot{D}_C - \dot{D}_A \qquad (6)$$

onde:

$\dot{D}_p$ = deflúvio anual de perdas d'água em m^3/ano;

$\dot{D}_C$ = deflúvio pluvial anual em m^3/ano;

$\dot{D}_A$ = deflúvio fluvial anual em m^3/ano.

Tal perda é proveniente, basicamente, do mecanismo de evapotranspiração da bacia hidrográfica em relação a seção transversal considerada, seja:

11.1 – evaporação no solo;

11.2 – evaporação nos espelhos d'água;

11.3 – transpiração do revestimento florístico da bacia.

Note-se que a expressão (6) supõe que no início e fim do ano hidrológico considerado, as condições instantâneas relativas às reservas em água na bacia – acumulação de calha, lastro d'água no freático e umidade do solo – sejam iguais. Só desta forma a equação do balanço hídrico (6) é válida, o que acontece com bastante freqüência na prática.

12 – Convém frisar que a transpiração oriunda do revestimento florístico é de grande importância no mecanismo de perda d'água natural. O vegetal através de sua ação biológica transfere água do estado líquido (umidade do solo) para o estado de vapor (umidade atmosférica), utilizando para isso a ação fotossintética, que em resumo, consiste na fixação da energia radiante do sol pelo vegetal; quanto maior a cobertura verde da bacia tanto maior a energia do solo fixada no tecido dos vegetais sob forma química, pela atuação da clorofila acumulada nessas áreas verdes. Por outro lado, apesar da transpiração ser da mesma ordem de grandeza que a evaporação em superfície líquida, há que se considerar a influência da cobertura vegetal que tende a promover maiores infiltrações e a anular o escoamento superficial gerador de enchentes. Assim o vegetal reforça as reservas hídricas dos mantos aquíferos subterrâneos, robustecendo destarte o lastro d'água responsável pela alimentação da calha fluvial em épocas de estiagem, fato que tende a acrescer os deflúvios fluviais anuais. O revestimento florístico de natureza florestal promove as seguintes atuações favoráveis:

– fixa e acumula a energia radiante do sol nas bacias hidrográficas;

– aumenta a infiltração no solo e reduz, chegando mesmo a anular, o escoamento superficial;

– reduz a erosão das encostas;

– reforça as disponibilidades hídricas naturais;

– melhora a qualidade do solo e da água;

– minimiza a evaporação do solo;

– promove a regularização do regime dos cursos d'água;

– fixa a fauna regional;

– promove a produção de oxigênio;

– melhora o micro-clima regional.

13 – O rendimento hidrológico de disponibilidades hídricas naturais em bacias hidrográficas, relativas a uma determinada seção exutório, é a relação entre o deflúvio fluvial anual e o deflúvio pluvial que lhe deu origem:

$$\rho_B = \frac{\overline{D}_A}{\overline{D}_C}$$

Sabe-se que ρ_B é influenciado por um conjunto de parâmetros relacionados a hidrometeorologia e físicos da bacia:

$$\rho = \mathcal{F}(M,R,T,G,P)$$

onde:

M – condições hidrometeorológicas, principalmente chuva·
R – revestimento florístico das encostas da bacia;
T – relevo;
G – geologia;
p – forma e disposição da rede potamográfica.

14 – Para melhorar a curto prazo o rendimento hidrológico de bacias hidrográficas costuma-se atuar nos parâmetros naturais M – promoção de chuva artificial – e R – implantação de reflorestamento –. Desses dois métodos de atuação artificial, o que tem gerado resultados inquestionáveis é o reflorestamento; a chuva artificial, apesar das pesquisas e estudos de longos anos, até hoje ainda não apresentou resultados conclusivos, se bem que, em nosso ponto de vista seja bastante promissor.

15 – No ANEXO III, mostra-se como determinar o valor do rendimento hidrológico ρ_B com base no traçado das curvas dos deflúvios pluviais e fluviais acumulados.

III – RESERVATÓRIO DE ESTIAGEM. CONCEITO. PERDAS D'ÁGUA. RENDIMENTO DO RESERVATÓRIO

1 – As disponibilidades hídricas superficiais costumam ser variáveis ao longo do tempo, tal como mostra a curva B – Hidrógrafa – do ANEXO III. Nas ocasiões de chuvas os escoamentos superficiais ao longo das encostas geram as enchentes e na época de estiagem processa-se a alimentação da calha fluvial graças ao mecanismo de depleção dos lençóis aquíferos tributários que são drenados pela rede potamográfica.

2 – A vazão média anual – Q_{med} – por definição – corresponde a uma vazão fictícia que escoando-se uniformemente durante o ano na seção exutória X da bacia hidrográfica, gera o mesmo deflúvio fluvial anual que o resultante dos escoamentos naturais e variáveis que aconteceram durante esse ano. Seja:

$$Q_{med} = \frac{\sum_{n=1}^{n=365} (Q_d \Delta t)_n}{\sum_{n=1}^{n=365} (\Delta t)_n}$$

3 – No ANEXO III, vê-se que a altura do retângulo 0123 equivalente a área compreendida entre a hidrógrafa 04563 e os eixos coordenados, corresponde ao valor da vazão média anual. No diagrama dos deflúvios acumulados essa vazão característica do curso d'água corresponde a tangente do ângulo que a reta OM faz com o eixo das abcissas.

4 – Face a variabilidade das vazões naturais dos cursos d'água ao longo do tempo e admitindo ser necessário realizar o aproveitamento máximo das reservas hídricas disponíveis na seção X para atender aos usuários dessa água útil, há que se promover a regularização das vazões naturais de modo a garantir o uso seguro da vazão máxima de utilização de maneira constante e uniforme durante todo o tempo. Teoricamente, tal vazão máxima de utilização corresponde à vazão média anual Q_{med}. Para promover a regularização das vazões naturais do curso d'água é necessário, assim, realizar acumulação dos deflúvios fluviais nas épocas de chuva, em reservatório ditos de estiagem, para utilizá-los nas épocas de seca como reforço das vazões naturais de menor porte.

5 – No ANEXO III, curva B, hidrógrafa, vê-se a representação gráfica da vazão média anual que pode ser determinada através da compensação das áres equivalentes V_u (+) e (–), área V_u essa que, no diagrama (Q_d versus t), representa, na realidade, o volume d'água que deve ser acumulado em bacia hidráulica (lago artificial) criado por barragem convencional, visando reter esse volume V_u em épocas chuvosas. Assim será possível dispor-se desses deflúvios acumulados para reforçar as vazões naturais de estiagem no sentido de, nessas ocasiões de seca, obter-se vazões de utilização maiores, regularizadas através do uso dos volumes d'água anteriormente acumulados no lago artificial que constitui o reservatório de estiagem.

6 — Acresce que, com a implantação de tal lago artificial, indispensável ao atendimento da regularização das vazões naturais do curso d'água, cria-se espelho d'água de grande porte sujeito a insolação direta e a ventos permenentes. Processa-se então perdas d'água por evaporação em superfície líquida, o que faz diminuir o valor dos deflúvios fluviais naturais disponíveis, já que parte dessa disponibilidade é consumida pelo mecanismo da evaporação.

7 — A figura B do ANEXO IV esclarece como se processa o balanço hídrico do reservatório de estiagem formado pela bacia hidráulica relativa a implantação de barragem convencional. De acordo com a equação de continuidade válida para o intervalo de tempo $t_2 - t_1 = 1$ ano, tem-se:

$$\overline{D}_A = \overline{D}_U + \overline{D}_p + \overline{D}_S \pm \triangle V$$

onde:

DA = deflúvio fluvial anual.

$\overline{D}_U$ = deflúvio utilizável durante o ano para fins de aproveitamento da água útil (abast. d'água, irrigação, etc.).

$\overline{D}_p$ = deflúvio anual de perdas por evaporação na superfície líquida do espelho d'água do reservatório de estiagem.

$\overline{D}_S$ = deflúvio anual perdido por sangramento do reservatório, isto é, que é vertido pelo sangradouro.

$\triangle V$ = variação do volume d'água acumulado no reservatório, diferença entre os volumes acumulados no instante inicial t_1 e no instante final t_2 do período durante o qual se realiza o balanço hídrico (1 ano, digamos).

8 — Em se tratando de reservatório destinado a proceder a máxima regularização possível, as parcelas $\overline{D}_S$ e $+\triangle V$ podem ser consideradas como desprezíveis, ficando então:

$$\overline{D}_A = \overline{D}_U + \overline{D}_p$$

ou:

$$\frac{\overline{D}_U}{\overline{D}_A} = 1 - \frac{\overline{D}_p}{\overline{D}_A} \qquad (11)$$

onde:

$\overline{D}_U / \overline{D}_A$ = porcentagem de utilização dos deflúvios fluviais naturais;

$\overline{D}_p / \overline{D}_A$ = porcentagem de perdas de água proveniente da evaporação na superfície líquida do espelho d'água do reservatório.

9 — A expressão (11) é aproximada, tendo porém razoável representatividade para aplicação em reservatórios de estiagem destinados a garantir o aproveitamento da vazão máxima regularizável — Q_{MR} —, que, por definição, representa a maior das vazões de utilização capaz de ser aproveitada de maneira contínua e uniforme durante o intervalo de tempo $(t_2 - t_1)$ levando em conta o regime fluvial do curso d'água e as características geométricas da bacia hidráulica do reservatório (curvas área-volume).

10 — Note-se que, face a existência do inevitável espelho d'água do lago artificial criado pela barragem, as perdas por evaporação $\overline{D}_p$ podem atingir valores substanciais. Tais perdas anuais são calculadas de forma aproximada pela expressão:

$$\text{ENTR}\,\overline{D}_p = A_m \times e_a$$

onde:

$\overline{D}_p$ = deflúvio anual de perdas por evaporação, em m^3/ano;

e_a = altura de evaporação média anual, em m/ano;

A_m = área do espelho d'água do reservatório em m^2, média aritmética entre as áreas correspondentes ao volume inerte (V_I) e ao volume total (V_T) acumulado na bacia hidráulica; seja: (vide gráfico C do ANEXO IV).

$$A_m = \frac{A_I + A_T}{2}$$

11 – O deflúvio fluvial médio anual corresponde a média aritmética dos deflúvios fluviais anuais obtidos da série histórica relativa a hidrógrafa na seção X onde se localiza a barragem:

$$\overline{D}_A = \frac{\sum_1^n (D_A)_n}{N}$$

onde:

$(D_A)_n$ = deflúvio fluvial anual no ano n, em m^3/ano.

N = número de anos da série histórica ($\sum_1^n n = N$).

12 – O deflúvio utilizável D_U corresponde a parcela de $\overline{D}_A$ que realmente pode ser aproveitada, descontadas as perdas por evaporação, em m^3/ano.

13 – A vazão máxima regularizável, pela própria definição (vide item III.9), será então:

$$Q_{MR} = \frac{\overline{D}_U}{T} = \frac{\overline{D}_U}{365 \times 86400} \quad (\text{em } m^3/\text{seg}) \qquad (15)$$

14 – A perda d'água anual proveniente da evaporação no espelho d'água do reservatório – D_p - costuma definir parcela ponderável das disponibilidades hídricas do curso d'água, sendo resultante da ação dos agentes meteorológicos promotores de evaporação atuando sobre a massa d'água contida pela barragem destinada a promover a regularização das vazões naturais do curso d'água. É função direta da área do espelho d'água do lago, razão pela qual quanto maior a superfície livre do mesmo, tanto maior o deflúvio de perdas d'água, isto é, tanto mais volumosa a parcela dos deflúvios fluviais naturais de chegada (alimentação) ao lago transformada em vapor d'água que se difunde na atmosfera, podendo ser conduzida pelos ventos para outras regiões onde se precipitará sob forma de chuva.

15 – O rendimento hidrológico do reservatório de estiagem é definido pela expressão:

$$\rho_R = \frac{\overline{D}_U}{\overline{D}_A} = \frac{Q_{MR}}{Q_{med}} \qquad (16)$$

Corresponde a porcentagem do deflúvio fluvial médio anual que se transforma em deflúvio utilizável (D_U). Pode-se escrever a expressão (11) da seguinte forma:

$$\rho_R = 1 - \frac{\overline{D}_p}{\overline{D}_A} \qquad (17)$$

16 – Modernamente, face ao déficit crescente das reservas hídricas superficiais (rios e lagos) em relação à demanda de água cada vez maior e mais exigente, é conveniente que, além de se considerar o problema de **regularização** das vazões naturais para fins de utilização, haja também a preocupação quanto a **conservação** da água disponível na natureza. O ideal consiste em regularizar os deflúvios naturais. conservando-os o mais possível. Convém, assim, realizar as atuações artificiais de correção de regime visando regularizar as disponibilidades hídricas naturais, procurando maximizar ρ_R, seja minimizando as perdas D_p, seja reforçando D_A. A primeira das soluções vem sendo estudada a decênios através, por exemplo, de uso de filmes macro-moleculares de substâncias orgânicas dispostas na superfície livre dos lagos, ou então por meio de grandes **placas de material plástico** flutuante, ambas as soluções causando diminuição da altura de evaporação ea. Quanto ao aumento de D_A (segundo caso), o mais aconselhável consiste em tentar reforçar os deflúvios pluviais através do emprego da **chuva artificial**,ou en-

tão pelo **reflorestamento** adequado da bacia hidrográfica a montante da barragem, solução essa, permanente e mais elegante se bem que válida a médio ou longo prazo. A **acumulação de calha** (método das admitâncias), promovendo regularização espacial ao invés de pontual, pode conduzir a rendimentos excelentes, bastando para tal que existam características de alveo e de fundo de vale que satisfaçam suas condições de aplicabilidade. Finalmente, a **importação de deflúvios** de outras bacias vizinhas representa atuação artificial que conduz a excelentes valores para ρ_R. A definição da forma mais econômica de realizar o aproveitamento dos recursos hídricos de uma bacia hidrográfica, consiste em conjugar adequadamente os métodos hidrológicos referidos levando em conta as vicissitudes da bacia e os esquemas de utilização pretendidos.

IV – ÁBACO PARA CÁLCULO DAS PERDAS D'ÁGUA EM RESERVATÓRIO DE ESTIAGEM

1 – Nos ANEXOS V e Va apresentamos ábacos organizados de acordo com a expressão (17) transformada:

$$\rho_R = 1 - \frac{A_m \times e_a}{\overline{D}_A} \qquad (18)$$

A_m = área média do espelho d'água do reservatório.

e_a = altura de evaporação média anual.

D_A = deflúvio fluvial médio anual.

ρ_R = rendimento hidrológico do reservatório.

2 – Os dados evaporimétricos e_a podem ser conhecidos através de medições locais (postos evaporimétricos) ou então com auxílio do Atlas Meteorológico do Brasil, publicação do Departamento de Meteorologia do Ministério da Agricultura que fornece valores aproximados. Para as condições do Nordeste brasileiro, esses valores se situam entre 2m e 4m por ano.

3 – Os deflúvios fluviais médios anuais no local onde se pretende implantar o reservatório, são obtidos de campanhas hidrológicas que definem as hidrógrafas. Quanto maior o número de anos de observação tanto mais representativo será o valor de D_A (vide expressão (14)).

4 – A área média A_m do espelho d'água pode ser obtida da curva área-volume relativa ao local de implantação da barragem, seja através do traçado convencional do diagrama de Rippl, seja sob forma aproximada, fixando-se uma altura tentativa de barragem.

5 – A guisa de exemplo, consideremos um reservatório de estiagem com 370 km^2 de área de espelho d'água construido em local onde a altura média anual de evaporação seja de 2,1m e o deflúvio fluvial médio anual sendo de 1.160×10^6 m^3. O ábaco do ANEXO V mostra que:

$$\overline{D}_p = 777 \times 10^6 \ m^3/ano$$

$$\rho_R = 33\%$$

Somente 33% das disponibilidades hídricas são transformadas em vazões utilizáveis; os restantes 67% são transformados em vapor d'água atmosférico pelo mecanismo de evaporação. A vazão máxima regularizável será:

$$\rho_R = \frac{\overline{D}_U}{\overline{D}_A} \quad \therefore \ \overline{D}_U = 0{,}33 \times 1160 \times 10^6 = 383 \times 10^6 \ m^3/ano$$

logo:

$$Q_{MR} = \frac{\overline{D}_U}{365 \times 86400} = 12{,}15 \ m^3/seg.$$

A vazão média do curso d'água natural é:

$$Q_{med} = \frac{Q_{MR}}{\rho_R} = \frac{12{,}15}{0{,}33} = 36{,}82 \ m^3/seg.$$

Vê-se que dos 36,82 m^3/seg. disponíveis como recurso hídrico no curso d'água natural, somente 12,15 m^3/seg. poderão ser regularizados através do reservatório de estiagem; os restantes 24,67 m^3/seg. são perdidos por evaporação.

6 – Outro exemplo real. O rio Poxim Mirim, próximo a Aracaju, pode ser regularizado através de barragem que permite a implantação de um lago artificial com área média do espelho d'água de 4,5 km^2; a altura de evaporação média anual é de 2,188 m e o deflúvio fluvial médio anual, $\bar{D}_A = 16{,}9 \times 10^6\ m^3$. Entrando-se no ábaco do ANEXO Va conclui-se:

$$\bar{D}_p = 9{,}8 \times 10^6\ m^3/ano$$

$$\rho_R = 42\%$$

logo:

$$\bar{D}_U = \rho_R \times \bar{D}_A = 7{,}1 \times 10^6\ m^3/ano$$

$$Q_{MR} = \frac{7{,}1 \times 10^6}{365 \times 86400} = 0{,}225\ m^3/seg.$$

$$Q_{med} = \frac{Q_{MR}}{\rho_R} = 0{,}536\ m^3/seg.$$

Dos 536 1/s disponíveis no curso d'água em condições naturais somente 225 1/s poderão ser regularizados; os restantes 311 1/s serão evaporados através do espelho d'água do reservatório.

V – RECOMENDAÇÕES

1 – Nos estudos relacionados aos aproveitamentos dos recursos hídricos naturais de cursos d'água convém serem considerados os problemas de conservação da água disponível na natureza.

2 – Os reservatórios de estiagem deverão ser indicados sempre que as inevitáveis perdas de água por ele promovidas se coadunem com a política regional disciplinadora do uso da água, política essa que deve levar em conta essas perdas de água.

3 – A regularização das disponibilidades hídricas naturais visando adequá-las a uma utilização econômica (conservação da água), deve ser realizada através de estruturas hidráulicas ou métodos de remanejamentos hídricos na bacia capazes de conduzirem a menor perda de água e ao melhor rendimento operacional dos sistemas hidráulicos de aproveitamento dos recursos em água.

4 – O remanejamento de água visando a regularização e conservação das disponibilidades hídricas em bacias hidrográficas, além dos reservatórios de regularização de vazões, deve considerar as seguintes formas de atuação hidrológica: acumulação na calha e em mantos porosos (método da admitância), reflorestamento adequado (sem prejuízo para as terras agrícolas) e importação de vazões de bacias vizinhas. O melhor esquema para a utilização dos recursos hídricos disponíveis nas bacias deverá ser aquele que resultar da conjugação mais adequada desses métodos hidrológicos no sentido de conduzir a um rendimento hidrológico máximo para o(s) aproveitamento(s) hídrico(s) e pretendido(s).

ANEXO I

DISPONIBILIDADES HÍDRICAS NO PLANETA

DISCRIMINAÇÃO	MASSA ($x10^{14}$ toneladas)
1 - Água quimicamente contida em rochas; não circulante.	
1.1 - Rochas cristalinas	250.000
1.2 - Rochas sedimentares	2.100
2 - Água livre e circulante no planeta através do ciclo hidrológico.	
2.1 - Oceanos	13.200
2.2 - Calotas polares e geleiras	292
2.3 - Água subterrânea ($h \leq 4.000m$)	83,5
2.4 - Lagos de água doce	1,25
2.5 - Lagos de água salgada e mares interiores	1,04
2.6 - Umidade do solo continental	0,64
2.7 - Vapor d'água atmosférico	0,13
2.8 - Cursos d'água continentais	0,013

UFRGS
BIBLIOTECA IPH

ANEXO II

DISTRIBUIÇÃO DAS ÁREAS NA SUPERFÍCIE DO PLANETA

DISCRIMINAÇÃO	ÁREA -10^6 km^2-	PORCENTAGEM	
		GLOBAL	PARCIAL
1 - SUPERFÍCIE LÍQUIDA			
1.1 - Oceanos abertos	326,0	65,5	90,0
1.2 - Áreas abertas costeiras	34,0	6,8	9,4
1.3 - Áreas costeiras de correntes ascendentes	0,4	0,1	0,1
1.4 - Estuários e regiões de arrecifes	2,0	0,4	0,5
T O T A L	362,4	72,8	100,0
2 - SUPERFÍCIE DE TERRAS			
2.1 - Desertos e tundras	40,0	8,0	29,6
2.2 - Pastagens	42,0	8,5	31,1
2.3 - Florestas secas	9,4	1,9	7,0
2.4 - Florestas boreais de coníferas	10,0	2,0	7,4
2.5 - Terras cultivadas sem meios mecânicos	10,0	2,0	7,4
2.6 - Florestas úmidas temperadas	4,9	1,0	3,6
2.7 - Terras com agricultura mecanizada	4,0	0,8	3,0
2.8 - Florestas úmidas tropicais e sub-tropicais ..	14,7	3,0	10,9
T O T A L	135,0	27,2	100,0
T O T A L G E R A L .	497,4	100%	-

EMPREGO DE SIFÕES PARA TOMADA D'ÁGUA EM CANAIS DE IRRIGAÇÃO

Guilherme Luiz Finger *

1 – INTRODUÇÃO

O manejo d'água para irrigação em Canais entre diques de terra, a não ser por dispendiosos sistemas de controle, consta de abertura de canaletas do maciço e sua reconstrução posterior. Este procedimento aparentemente econômico, além dos riscos de grandes rompimentos tem-se mostrado dispendioso, obrigando a constantes reposições nos locais utilizados para as ligações.

Com a finalidade de evitar os inconvenientes acima apontados e diminuir a perda d'água por excesso, o DNOS solicitou ao IPH da UFRGS a calibração de sifões com diâmetros variáveis e econômicos, de fácil montagem, desmontagem, manejo e transporte. A escolha recaiu na utilização de tubos de P.V.C. nos diâmetros da linha de fabricação das fábricas, com ponta e bolsa e anel de borracha de fácil montagem e desmontagem. Os diâmetros escolhidos foram 50,75 e 100 mm. As extremidades do sifão são fechadas com tampões simples. A força para o sifão de 100 mm foi de 17 kgf.

Com o lançamento no mercado dos tubos flexíveis de P.V.C. (Kanaflex) possuindo a parede interna absolutamente lisa, elimina a perda por atrito e nas juntas, com um rendimento mais próximo da expressão teórica de Bernoulli, além das vantagens do manuseio e operação.

2 – ASPECTOS TEÓRICOS

A fórmula a ser aplicada para o cálculo das descargas, se acha facilmente aplicando a lei de Bernoulli às duas secções do sifão:

$$V = \sqrt{2gH} \qquad (1)$$

V = velocidade média em m/seg.

g = aceleração da gravidade em m/seg^2

H = diferença de cotas entre o nível no reservatório e a extremidade do conduto.

Aplicando a condição de continuidade Q = V.A., temos:

$$Q = A.\sqrt{2gH} \qquad (2)$$

Q = vazão em m^3/seg

A = área molhada – no caso de um sifão completo, é a superfície da seção transversal do tubo.

A fórmula (2) é válida somente para fluidos ideais, isto é, desprezada as perdas.

Em nosso caso temos que levar em conta as seguintes perdas:

- perdas contínuas (atrito)
- perdas localizadas como: nas curvas
  na entrada
  na saída
  irregularidades menores

As perdas podem ser expressas em altura de energia da seguinte maneira:

$$\text{perdas por atrito: } \Delta H_1 = K_1 \frac{L}{D}.\frac{V^2}{2g}$$

$$\text{perdas nas curvas: } \Delta H_2 = K_2 \frac{V^2}{2g}$$

* Engenheiro da 12ª Diretoria Regional do DNOS. Trabalho Realizado pelo Instituto de Pesquisa Hidráulica do Rio Grande do Sul.

perdas de entrada: $\Delta H_3 = K_3 \frac{V^2}{2g}$

perdas menores: $\Delta H_4 = K_4 \frac{V^2}{2g}$

perdas de saída: $\Delta H_5 = K_5 \frac{V^2}{2g}$

Nestas expressões as letras significam o seguinte:

K_1 = coeficiente de atrito, dependendo da rugosidade relativa e do número de Reynolds

K_2 = coeficiente dependendo – da rugosidade relativa,– do ângulo da curva
– do raio e diâmetro da curva
– do tipo da chuva
– do número de Reynolds

K_3 = coeficiente dependendo da forma da abertura da entrada do conduto.

K_4 = coeficiente dependendo do tipo de irregularidade

K_5 = coeficiente dependendo da forma de abertura da saída do conduto.

L = comprimento do conduto

D = Diâmetro do conduto

Assim, podemos escrever a fórmula de descarga do sifão da seguinte maneira:

$$Q = A.\sqrt{2g\ (H - \Delta H_1 - \Delta H_2 - \Delta H_3 - \Delta H_4 - \Delta H_5)}$$

Aplicação em nosso caso:

As perdas contínuas:

$$\Delta H_1 = K_1 \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

O valor do coeficiente K_1 foi determinado pelo diagrama de Moody (encontrado nos manuais de hidráulica). O problema na determinação de K_1 está na dependência de vários fatores como a rugosidade e o número de Reynolds, e porisso, da velocidade e da temperatura da água. Desta forma o valor de K_1 depende da velocidade, que varia conforme o desnível existente.

O valor da rugosidade foi estimado como sendo 0,004 mm conforme Levin (1). Sendo a temperatura da água ao redor de 20°C, o valor da viscosidade cinemática foi tomada como sendo 10^{-6} m^2/seg. Conhecendo-se a velocidade, determina-se o valor de K_1 pelo diagrama de Moody (veja 4.1).

As perdas causadas pelas curvas

As perdas dependem do número de Reynolds, da relação raio do eixo da curva e diâmetro do conduto, da relação rugosidade e diâmetro do conduto e do ângulo da curva. Os valores foram determinados pelos ábacos 32 e 33 de Levin (1).

Perda de carga na entrada

Conforme valores encontrados na bibliografia (1), o valor K_3 foi estimado como sendo mais ou menos 1,0.

Perdas de carga na saída

Conforme Neves (2) o coeficiente de perda na saída de um conduto pode ser considerado por zero no caso de descarga livre no ar, o que corresponde com as condições existentes na aferição dos sifões.

Obs.: Deve-se ter uma saída livre na instalação no campo, pois no caso de uma saída submersa o coeficiente de saída pode ser tomado como 1,0.

Perdas de carga menores localizadas

Em nosso caso temos que considerar a perda de energia causada pelo tubo em T, fechado com tampa, utilizado para o enchimento do sifão antes de seu funcionamento. Esta abertura não pode ser considerada como uma válvula perturbando o fluxo de água, mas uma pequena abertura sem muita influência no fluxo. Conforme Idel'cik (5), o valor de K_5 foi estimado em 0,04 – desprezível em nosso caso.

O resultado das observações acima resultou em uma modificação na nossa fórmula de descarga, que se transforma em:

$$Q = A\sqrt{2g\ \{H-(K_1\frac{L}{D} + K_2 + 1{,}0)\ \frac{V^2}{2g}\}} \quad (3)$$

A fórmula (3) pode ser transformada na expressão (4), tomando $(K_1 \frac{L}{D} + K_2 + 1{,}0) = K$:

$$H = (K+1) \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (4)$$

3 – EXECUÇÃO

Os sifões foram dimensionados conforme dados do DNOS, que corresponde as dimensões dos diques e canais existentes no Sistema de Irrigação do Arroio Duro.

Os sifões foram montados de uma maneira tal que permitiu o uso mais econômico do material existente. Para cada sifão precisa-se 2 tubos de 3m e 4 curvas com uma bolsa, mais um tubo curto em T. Para seu funcionamento precisa-se também de 3 tampões. A montagem do sifão é feita conforme a figura 1.

O conjunto foi montado numa tábua para garantir sua estabilidade, o que evidentemente não é necessário na montagem de campo. Como no laboratório do IPH não existia instalação com desníveis de até 1,6m que permitisse a medida direta da descarga por um vertedor, utilizou-se o seguinte método com os mesmos resultados: a entrada do sifão foi colocada numa cuba alimentada por uma bomba com vazão conhecida (por vertedor). Mantendo o nível constante na cuba pela regulagem da vazão que entra pelo vertedor, conhece-se a vazão descarregada pelo sifão. Para achar mais pontos da relação H/Q, existe a possibilidade de elevar ou baixar o sifão. Na prática essa solução não deu certo devido a construção da cuba, impedindo uma alteração grande na posição do sifão. Para possibilitar a determinação de vários valores de H e de Q correspondentes, a saída do sifão era cortada e a descarga do sifão era calibrada de novo.

Como a relação H/Q era obtida provocando-se cortes no sifão, não se determinou esta relação para um mesmo sifão mas pontos em sifões diferentes, pois cada corte determinava a variação no seu cumprimento. Desta forma cada relação H/Q referia-se a um sifão diferente.

Para uma avaliação dos valores que influem na descarga (determinação de vários valores K, rugosidade etc.) relacionou-se H/Q para cada comprimento do sifão.

4 – RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO

Os resultados da calibração foram obtidos pelas medidas do vertedor e a medida do desnível entre a água na cuba e no eixo do tubo de saída. Os resultados constam na tabela 1.

Observações:

1. Nas determinações indicadas com asterisco o sifão não estava funcionando plenamente, quer dizer, a carga era insuficiente para manter o tubo cheio. Para um futuro cálculo estas determinações não servem devido a máprecisão na determinação da área molhada na saída do sifão. Porém, a estimativa da percentagem de enchimento do tubo, e conseqüentemente, da velocidade, não deram resultados diferentes das outras determinações da relação H/Q.

2. Foi executado, em uns dez casos, a aferição de sifões sem a última curva de saída. Estes dados mostraram que a avaliação dos coeficientes K estava certa.

TABELA 1 – VARIAÇÃO DE VAZÃO DE SIFÕES PARA DIFERENTES DESNÍVEIS

Sifão ϕ 5 cm		ϕ 7,5 cm		ϕ 10 cm	
H (m)	Q (l/seg)	H (m)	Q (l/seg)	H (m)	Q (l/seg)
1.79	4.6	1.83	12.4	1.93	25,2
1.41	4.1	1.44	11.2	1.53	22,6
1.04	3.6	1.09	9.5	1.16	19,6
0.74	3.0	0.72	7.8	*0.80	15,1
0.67	2.8	*0,34	5,3	*0.54	11,4
*0.30	1.3	*0,25	4,2		
*0,19	1.0				

4.1 – Cálculo da eficiência do sifão.

Os dados da tabela 1 permitiram o cálculo do valor K + 1 da fórmula (4). O valor K + 1 representa uma medida para a eficiência do sifão. Os resultados deste cálculo são apresentados na coluna 13 da tabela 2, que representa valores experimentais. Na coluna 12 da mesma tabela encontra-se o valor K + 1 obtido por cálculo. Este valor é obtido da seguinte maneira:

Partindo-se da vazão e da área molhada (área da seção) obtém-se o valor da velocidade média da água no sifão. Calcula-se o valor $V^2/2g$, como está representado na coluna 6. Calcula-se também o valor do número de Reynolds ($Re = \frac{VD}{\nu}$).

Sendo a temperatura da água ao redor de 20°C, o valor correspondente de $\nu = 10^{-6}$ m^2/seg.

Necessita-se, também, o valor da rugosidade relativa (E/D) possibilitando a determinação das perdas contínuas. O valor da rugosidade, e, para tubos de P.V.C. é dado por Levin (1) e corresponde a 0,003 mm. Para cada diâmetro do sifão calcula-se o valor da rugosidade relativa e o valor do fator de resistência, K_1, que é determinado conforme o diagrama de Moody.

O resultado destas determinações consta da coluna 8 da tabela 2. A coluna seguinte dá o resultado da multiplicação do fator K_1 pelo comprimento do sifão (L) dividido pelo diâmetro do conduto (D).

A coluna 10 dá os valores K_2, calculados conforme os ábacos de Levin (1).

Neste valor está incluído a perda contínua extra causada pelo comprimento da curva (20 cm para curvas de 5 cm de diâmetro, 25 cm para 7,5 de diâmetro e 30 cm para 10 cm de diâmetro).

A coluna 11 fornece a soma das perdas de carga causadas pelas curvas e a coluna 12 mostra a perda total, somada por um, possibilitando a comparação entre os valores teóricos e experimentais.

Como se vê os valores indicando a eficiência do sifão, obtidos por cálculos teóricos e experimentalmente no laboratório, são bem próximos uns dos outros, confirmando os valores dos vários componentes atribuídos às perdas.

TABELA 2

EFICIÊNCIA DE SIFÕES – COMPARAÇÃO ENTRE VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
ϕ int. (cm)	L (m)	Q (l/seg)	H (m)	V (m/seg)	$V^2/2g$ (m)	Re	K_1	$K_1 L/D$	K_2	ΣK_2	K+1	K+1
4,7	6,0	4,6	1,79	2,66	0,361	125,000	0,017	2,2	0,19	0,8	5,0	5,0
4,7	5,5	4,1	1,41	2,37	0,286	110,000	0,018	2,1	0,20	0,8	4,9	4,9
4,7	5,0	3,6	1,04	2,05	0,214	95,000	0,019	2,0	0,22	0,9	4,9	4,9
4,7	4,5	2,8	0,67	1,65	0,139	80,000	0,019	1,8	0,22	0,9	4,7	4,8
4,7	4,6	3,0	0,74	1,73	0,153	80,000	0,019	1,9	0,22	0,9	4,8	4,8
4,7	6,0	4,5	1,69	2,60	0,345	120,000	0,018	2,3	0,20	0,6	4,9	4,9
4,7	5,5	3,9	1,32	2,32	0,275	110,000	0,018	2,1	0,20	0,6	4,7	4,8
4,7	5,0	3,4	0,92	1,99	0,202	95,000	0,018	1,9	0,22	0,7	4,6	4,6
7,2	6,0	12,4	1,83	3,06	0,477	220,000	0,016	1,3	0,16	0,6	3,9	3,8
7,2	5,5	11,2	1,44	2,74	0,383	200,000	0,016	1,2	0,16	0,6	3,8	3,8
7,2	5,0	9,5	1,09	2,33	0,277	170,000	0,017	1,2	0,18	0,7	3,9	3,9
7,2	4,5	7,8	0,72	1,93	0,190	140,000	0,017	1,1	0,19	0,8	3,9	3,8
7,2	6,0	12,0	1,69	2,95	0,444	210,000	0,016	1,3	0,16	0,5	3,8	3,8
7,2	5,5	10,4	1,29	2,56	0,334	185,000	0,016	1,2	0,17	0,5	3,7	3,8
9,8	6,0	25,2	1,93	3,34	0,569	330,000	0,014	0,9	0,15	0,6	3,5	3,4
9,8	5,5	22,6	1,53	3,00	0,459	295,000	0,015	0,8	0,15	0,6	3,4	3,3
9,8	5,0	19,6	1,16	2,60	0,345	255,000	0,015	0,7	0,16	0,6	3,3	3,4
9,8	5,5	21,3	1,38	2,82	0,405	275,000	0,015	0,8	0,15	0,5	3,3	3,4
9,8	5,0	18,3	1,00	2,43	0,301	240,000	0,015	0,7	0,16	0,5	3,2	3,3

4.2 – Cálculo da relação H/Q para sifões com comprimento constante.

Conhecendo a grandeza aproximada dos coeficientes K o mesmo foi calculado para várias vazões e condutos de diâmetros diferentes. Desta maneira obtém-se a relação V x (K + 1) e a partir deste valor calcula-se a carga total, necessária para possibilitar uma vazão Q com velocidade V.

O resultado deste cálculo está representado gráficamente nas figuras 2, 3 e 4. Para determinado comprimento e diâmetro a curva foi testada pelos experimentos no laboratório. Os dados recolhidos no laboratório correspondiam com a curva traçada a partir dos dados teóricos.

4.3 – Cálculo dos desníveis

Com as dimensões das várias peças dos sifões e as exigências feitas pelo DNOS, necessitava-se saber as possíveis variações da carga do sifão.

Sabendo-se que o nível da água no canal que alimenta o sifão fica a 50 cm abaixo do ponto mais alto do sifão, pôde-se calcular o desnível para diversos comprimentos do sifão.

Devido as oscilações do nível no canal e as inclinações do dique, o sifão fica em um ângulo diferente de 45º acarretando variações na carga total. Tomando como medida o valor 50 cm, utilizou-se uma variação de 20 cm de cada lado, quer dizer, uma variação de 40 cm na carga total. Assim, obteve-se para cada comprimento do sifão uma certa faixa de carga total: tabela 3.

TABELA 3

Desníveis máximos e mínimos conforme comprimento do sifão

	L = 6	L = 5,5	L = 5,0	L = 4,5
H_{max}	2.00 m	1.65 m	1.30 m	0.95 m
H_{min}	1.60 m	1.25 m	1.90 m	0.55 m

5 – CONCLUSÕES

1. A grandeza dos valores dos coeficientes K, como foi calculado conforme considerações teóricas, foi confirmada pelos experimentos no laboratório possibilitando traçar curvas que relacionam a carga H versus a vazão descarregada Q, para diâmetros e comprimentos diferentes. Estas curvas são apresentadas em anexo.

2. Pela exigência inerente de um funcionamento apropriado, observa-se que cada comprimento do sifão é aplicável para uma certa faixa da carga total H.

3. Os gráficos apresentados podem ser utilizados para a determinação da vazão do sifão. Basta medir o desnível e conhecer o diâmetro e o comprimento do sifão.

4. Nos gráficos, o valor da carga total H representa o desnível entre o nível da água no canal, que alimenta o sifão, e o eixo do conduto na saída.

5. Deve-se cuidar para que a carga total H não baixe até um valor fora da curva, pois com cargas inferiores o sifão não está totalmente cheio (sifão incompleto). Desta maneira a descarga terá um valor diferente.

6. Levando em consideração a precisão do vertedor e os erros cometidos nas várias determinações (nível da água constante na cuba, área da seção, etc.), estima-se que a precisão na determinação da vazão é maior do que 5%. Basta observar que a vazão descarregada pelo sifão foi confirmada, em algumas determinações, pela medida do volume durante certo tempo.

6 – RECOMENDAÇÕES PRÁTICAS

1. Para facilitar a montagem do sifão se recomenda passar um pouco de graxa ou vaselina nas borrachas das bolsas.

Verificar a posição certa da borracha depois da montagem de cada peça. A má colocação provoca entrada de ar e uma possível diminuição da vazão (até 20% foi medida no Laboratório).

Verificar a montagem correta das curvas e peça T nos pontos mais altos do sifão, pois aí haverá maior perigo de entrada de ar devido à pressão negativa.

2. Precisa-se pelo menos dois homens para a montagem e colocação do sifão em funcionamento. É necessário segurar bem os tampões (especialmente o da saída), pois o atrito entre o tampão e o tubo é insuficiente para sustentar a pressão causada pela coluna de água. No caso do sifão de 10 cm de diâmetro com desnível máximo, deve-se ter as maiores precauções.

3. Na instalação dos sifões no campo verifica-se que o ponto mais alto está localizado no tubo T. Uma pequena diferença, de alguns centímetros, facilita o enchimento e portanto, o funcionamento do sifão.

7 – BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

1 – Levin, L. – Formulaire des conduites forcées oléoducs et conduits d'aération, Dunod, Paris 1968.

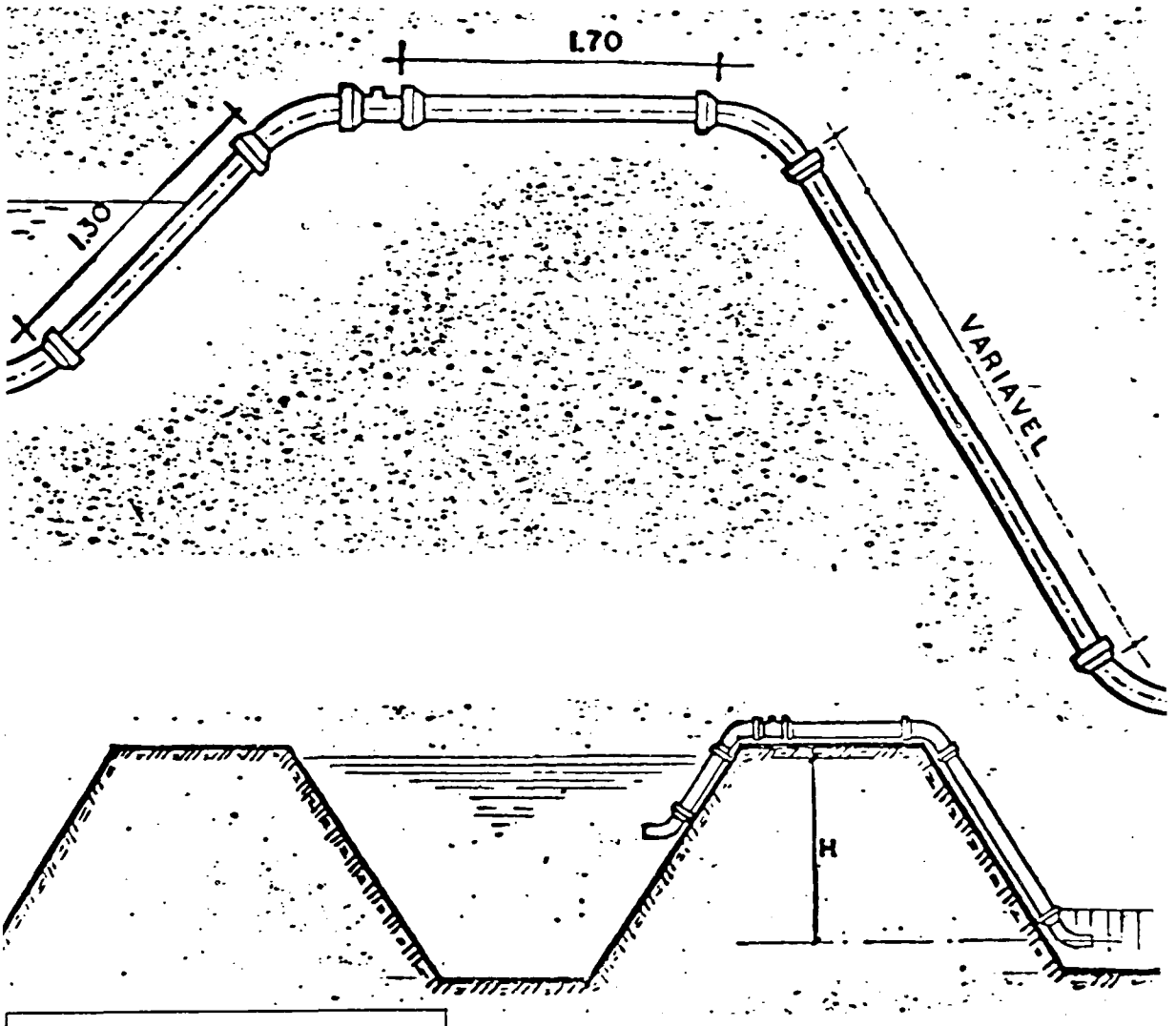
2 – Neves, Eurico T. – Curso de Hidráulica. Editôra Globo, Porto Alegre, 2ª Edição 1970.

3 – Lencastre, A. – Manual de Hidráulica Geral – Editora Edgard Blücher Ltda., São Paulo 1972.

4 – Idel'cik, I. E. – Memento des pertes de charge. Eyrolles, Paris 1969.

5 – Oniga, T. – Calcul des Tuyauy – Matemine S.A., Paris 1949.

6 – Informativo Técnico Tigre.



MEC–UFRGS–IPH CENTRO DE IDROLOGIA APLICADA
SIFÕES PARA IRRIGAÇÃO SIFÕES–MONTAGEM
FIGURA–1

PARÂMETROS PARA IRRIGAÇÃO POR SULCOS DOS VERTISSOLOS DO SUBMÉDIO SÃO FRANCISCO

Severino C. Queiroz Filho *
Agustin A. Millar **

INTRODUÇÃO

O manejo racional de áreas sob irrigação por gravidade utilizando o método de sulcos radicais na correta utilização de parâmetros, tais como: eleição de vazões, comprimento e espaçamento entre sulcos, tempo de irrigação etc., ajustados às condições de solo e topografia, permitindo uma boa eficiência na aplicação e armazenamento da lâmina de infiltração necessária.

Os vertissolos são de grande importância econômica para a região do Submédio São Francisco e representam cerca de 40% dos solos potencialmente irrigáveis. Decorrentes de sua topografia plana e alto conteúdo de argila, estes solos apresentam problemas de manejo em sua utilização sob irrigação.

A informação atual relativa ao manejo dos vertissolos consta de indicações preliminares sobre lâminas de irrigação, comprimento de sulcos, vazões e tempos de irrigação, obtidas pela FAO (3) baseados em testes de infiltração realizados em cilindros infiltrômetros e testes comparativos de infiltração obtidos por Queiroz Filho et al. (7) onde se aborda a infiltração lateral destes solos.

O objetivo deste trabalho foi a determinação dos parâmetros de irrigação por sulcos, oferecendo alternativas de manejo e adequação da prática de irrigações, que poderão ser avaliadas mais acuradamente em experimentos posteriores.

MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho foi realizado na Estação Experimental de Mandacaru, da Superintendência do Vale do São Francisco (SUVALE), localizada a 15 km de Juazeiro-BA.

O clima local é muito árido de acordo com Hargreaves (5) e BSh'w – semi-árido quente segundo Koeppen (3).

O solo da área experimental é um vertissolo (Unidade 52) situado em topografia plana, caracterizado por um alto conteúdo de argila – tipo beidelita, com profundidade de 150 a 200 cm, assentado sobre rocha calcária.

1. Teste de Infiltração

1.1. Dados básicos de infiltração. As informações básicas foram tomadas de Queiroz Filho et al. (7) onde através dos testes comparativos de infiltração em cilindro infiltrômetro, bacias de inundação, sulco infiltrômetro e em sulcos (entrada-saída), avaliaram-se a utilidade destes testes e a extensão da infiltração lateral.

Foram realizados testes adicionais de infiltração com cilindros infiltrômetros (4) e sulco-infiltrômetros (2) para avaliar o efeito da umidade do solo e da carga hidráulica no processo de infiltração.

Na realização do teste de infiltração por cilindro infiltrômetro utilizaram-se dois cilindros de 60 cm de diâmetro circundados por um dique de terra, onde fixou-se uma escala milimetrada dentro do cilindro e permitiu-se variar a carga d'água. Antes do teste coletaram-se amostras da camada superficial do solo e determinou-se o conteúdo inicial de água pelo método gravimétrico, para se avaliar o efeito do teor inicial da água no solo sobre o coeficiente **C** da equação de infiltração acumulada ($D = CT^m$).

O teste de infiltração por sulco-infiltrômetro foi efetuado em trechos de 3 m de comprimento em sulcos de irrigação. A carga hidráulica dentro do sulco é mantida constante e corresponde ao que realmente aplica-se nas irrigações neste solo.

1.2. Testes de avanço de água nos sulcos. Os testes de avanço de água foram feitos em sulcos de irrigação de 200 m de extensão e 0,5% o de declividade. Aplicaram-se vazões de 2,3, 2,5, 3,2, 3,6, 3,8 e 5,15 1/s. Os sulcos foram estocados cada 20 m de seu comprimento.

---

* Engenheiro Agrônomo – Estagiário do Convênio MINTER/IICA – Escritório da SUDENE – Petrolina-PE
* Engenheiro Agrônomo, Ph. D. Especialista em Irrigação do Instituto Interamericano de Ciências Agrícolas (IICA) – Escritório da SUDENE – Petrolina-PE.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

1. Equação de Infiltração

A infiltração da água no solo é o parâmetro mais importante em sistemas de irrigação superficial. Além da sua utilização no delineamento e dimensionamento de obras hidráulicas do sistema de irrigação e drenagem, permite estudar as características do sistema de irrigação e fazer recomendações para melhorar o manejo dos solos, especialmente nos de textura fina.

A utilização da equação de infiltração para determinar o comprimento e espaçamento dos sulcos de irrigação envolve basicamente duas considerações que condicionam a prática de irrigação bem sucedidas. Tem-se encontrado que a infiltração depende da umidade inicial da camada superficial do solo (6). No caso dos cálculos dos tempos de irrigação, deveria ser utilizada a equação de infiltração que representa as condições de umidade no momento da irrigação. Conseqüentemente a escolha da equação de infiltração dependerá do regime de aproveitamento da água disponível.

Na Figura 1 apresenta-se a variação do coeficiente C da equação de infiltração acumulada ($D = CT^m$) em função do conteúdo inicial de umidade nos primeiros 20 cm de solo. Observa-se que o coeficiente C diminui rapidamente com o aumento do conteúdo de água, de 0,86 a 0,19 cm para 0,34 e 0,45 cm^3cm^{-3}, respectivamente. Os pontos representados com triângulos, apartados da reta de melhor ajuste, referem-se a variações das condições superficiais do solo, ocasionadas pela mudança de manejo.

Para os cálculos de comprimentos e espaçamentos entre sulcos e tempos de irrigação, foi escolhida a equação $D = 0,45T^{0,60}$ correspondente às condições de umidade que se encontra o solo quando se utiliza 50% da água disponível. Esta equação foi calculada para um espaçamento unitário entre os sulcos.

Outra consideração de importância, já mencionada numa publicação anterior refere-se à introdução do espaçamento de sulco de irrigação como variável na equação de infiltração acumulada, visto ser a infiltração lateral do vertissolo aproximadamente 1,8 vezes a infiltração vertical (7). Devido a isto, o coeficiente C da equação é uma função do espaçamento de sulcos. Assim, a equação escolhida de acordo com o conteúdo de água do solo mais adequado foi $D = \frac{0,45T^{0,60}}{s}$ onde deixa-se o espaçamento dos sulcos como uma variável. Na Figura 1 mostra-se, também, a variação do coeficiente **C** em função do espaçamento do sulco. Na Tabela 1 mostram-se as equações de infiltração para diferentes espaçamentos de sulcos.

Tabela 1. Equações de infiltração para diversos espaçamentos de sulcos de irrigação e profundidade do sistema radicular no vertissolo.

Tabela 1. Equações de infiltração para diversos espaçamentos de sulcos de irrigação e profundidade do sistema radicular no vertissolo.

Prof. (cm)	Espaçamento (metros)	Eq. de Infilt. $D = \frac{0,45T^{0,60}}{s}$	Lâmina 50% A.D. (mm)	Tempo de infiltração (min)
30	1,0	$D = 0,45T^{0,60}$	32	27
60	1,5	$D = 0,30T^{0,60}$	62	155
90	2,0	$D = 0,23T^{0,60}$	93	470
120	2,5	$D = 0,18T^{0,60}$	125	> 1100

A.D.: Água disponível

Os espaçamentos indicados na Tabela 1 foram pré-fixados arbitrariamente, uma vez que o máximo aproveitamento da propriedade de infiltração lateral está em dependência de experimentos com culturas de diversas profundidades do sistema radicular que relacionem produção – espaçamento dos sulcos de irrigação.

2. Avanço d'água nos sulcos

Na Figura 2 apresenta-se a informação de avanço d'água nos sulcos para vazões 2,3, 3,6 e 5,15 1/s de um total de 6 vazões utilizadas nos testes, onde estão incluidas as equações obtidas por regressão linear para as 3 va-

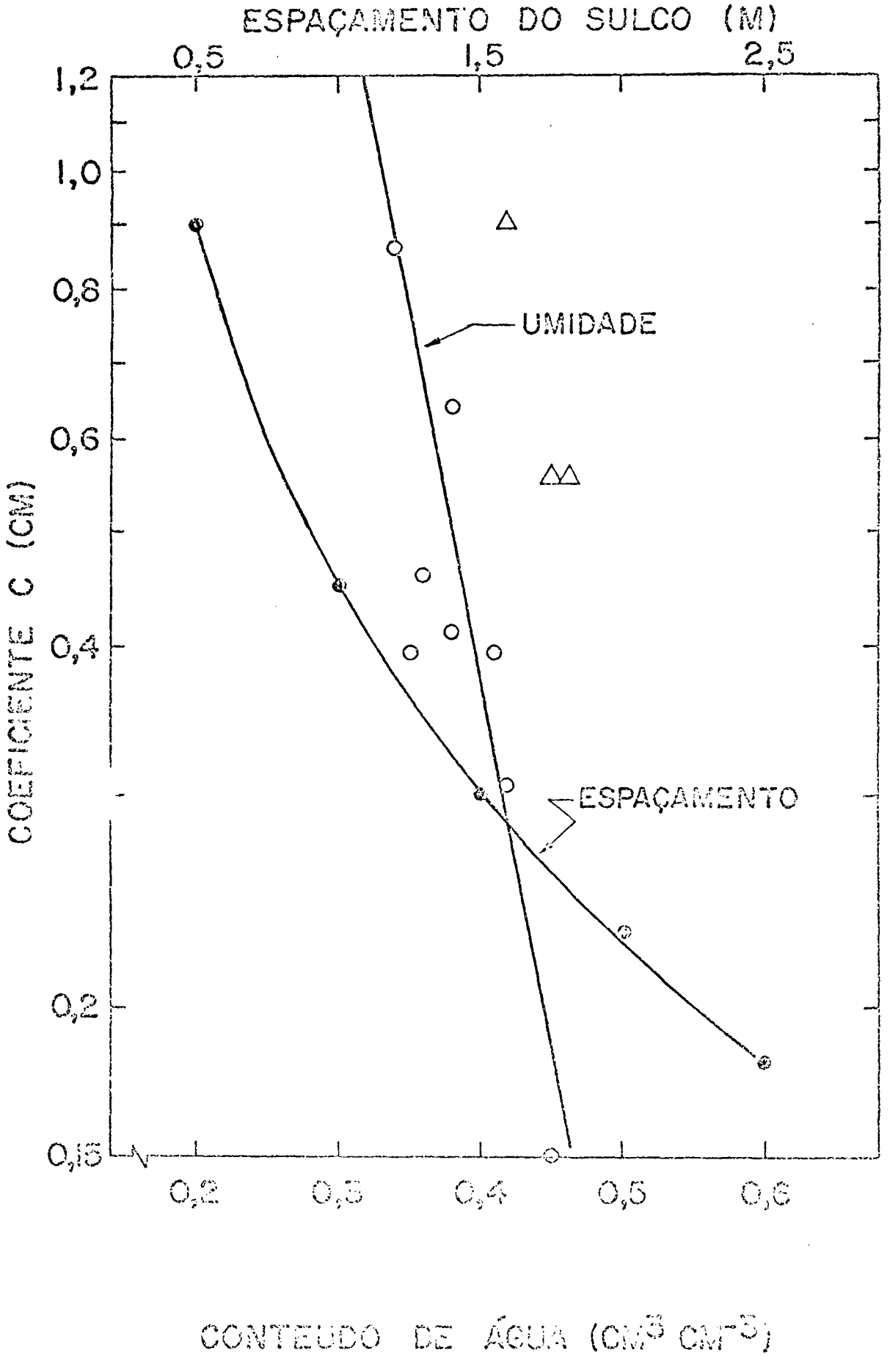


Figura 1 – Variação do coeficiente C da equação de infiltração acumulada em função do conteúdo inicial de água do solo e do espaçamento dos sulcos.

zões representativas. De acordo às características físicas do solo e a sua declividade a vazão de 5,15 1/s oferece melhores resultados no dimensionamento dos sulcos.

3. Lâminas de água retidas pelo solo.

Na Figura 3 apresentam-se as lâminas de irrigação para diferentes profundidades do perfil do solo em função do nível de água disponível. Estas lâminas foram obtidas a partir dos dados de retenção de umidade a -0,3 e -15,0 bares de potencial mátrico. Assim, 100% de água disponível indica a lâmina que se deve aplicar, a uma profundidade de solo determinada, para trazer a umidade do solo ao nível de capacidade de campo. Por exemplo, para um perfil de 60 cm de profundidade (reta Y_3) se se utiliza 40% da água disponível, dever-se-á aplicar uma lâmina de 49,6 mm para trazer o solo à capacidade de campo, o que se obtém utilizando diretamente a relação correspondente: $Y_3 = 1,24 \times 40 = 49,6$ mm.

4. Comprimento dos sulcos e tempo de irrigação

Anteriormente estabeleceram-se as equações de infiltração ajustadas ao espaçamento entre sulcos. Entretanto, como se pode observar na Tabela 1, o tempo de infiltração torna-se demasiadamente grande para lâminas de irrigação maiores de 90 mm em sulcos com espaçamentos maiores de 2 mm. Com a finalidade de visualizar a situação em conjunto, fizeram-se cálculos de comprimento de sulcos em função do espaçamento entre sulcos para diferentes lâminas. Estes dados são apresentados na Tabela 2. A metodologia de cálculo foi a seguinte.

a) pré-fixou-se o espaçamento entre sulcos, determinando assim a equação de infiltração;

b) calculou-se o tempo de infiltração para lâminas determinadas;

c) mediante a análise do comprimento de sulcos, e perdas por percolação neste solo, achou-se conveniente utilizar-se $T_{inf} = T_{av}$, ou seja $R = T_{inf}/T_{av}$ igual a 1. De acordo ao nomograma de Bishop (1) para $R = 1$ e $n = -0,4$ ter-se-ia aproximadamente 20% de perdas por percolação. Na prática, neste tipo de solo isto não acontece, mas se se prefixasse uma menor percentagem de perdas por percolação aumentaria o valor de R, diminuindo o comprimento de sulco a valores inconvenientes no manejo da irrigação.

Na Tabela 2 também incluem-se as eficiências estimadas de aplicação (Ea = 100 x lâmina armazenada/lâmina aplicada) para 3 vazões diferentes. Destes dados conclui-se que a E_a aumenta com espaçamento dos sulcos e diminui com o aumento da vazão. Para maior vazão (q = 5,15 1/s) fizeram-se cálculos para E_a no caso de reduzir a vazão à metade uma vez atingido o tempo de avanço. Encontrou-se que com a introdução desta prática, poder-se-ia aumentar a eficiência de aplicação em 8 a 16%. Testes de eficiência de aplicação realizados por Resende (8) num solo argiloso utilizando redução de vazão inicial indicaram um aumento pronunciado na eficiência de aplicação.

Para aumentar a eficiência de aplicação, contornando-se o problema das perdas por escoamento superficial, outras alternativas poderiam ser ensaiadas como o uso de sulcos fechados, sulcos com diques ao longo do seu comprimento, ou então o reaproveitamento da água que escorre no final do sulco. Esta última alternativa está dificultada pela topografia extremamente plana da área dos vertissolos.

Por outro lado, observa-se na prática de irrigação que o comprimento dos sulcos é limitado por fatores de ordem prática — implicando em custo — além dos fatores considerados de vazões, tempo de irrigação e eficiência. Com a finalidade de deixar um elemento de decisão de alternativas para o planejador e/ou operador do sistema de irrigação calcularam-se os tempos de irrigação em função do comprimento e espaçamento dos sulcos para diferentes lâminas de irrigação. Esta informação foi obtida para a vazão de 5,15 1/s, próxima a vazão máxima recomendada pela FAO (3).

Para estes cálculos estabeleceram-se duas limitações:

a) que as perdas por percolação estimadas não ultrapassem 20%, isto é R = 1 segundo Bishop (1);

b) que o tempo máximo de irrigação não fosse maior que 12 horas.

As Figuras 4, 5, 6 e 7 mostram as relações anteriormente indicadas constituindo-se um nomograma de fácil utilização. Por exemplo: para aplicar uma lâmina de 60 mm (Figura 5) numa cultura com sulcos de irrigação de 200 m de comprimento e 1,5 m de espaçamento dever-se-á irrigar durante 3 horas e 45 minutos.

Analisando os parâmetros de irrigação e características topográficas destes solos, chega-se à conclusão que para uma vazão de 5 1/s poder-se-á utilizar um comprimento de sulcos de 400 m. Com respeito ao espaçamento entre sulcos de irrigação, baseados na informação da Tabela 2 e Figuras 4, 5, 6 e 7 diferenciam-se três situações de acordo com a lâmina de irrigação. Para lâminas de irrigação menores de 50 mm, um espaçamento de 2,5 m entre os sulcos o mais indicado visando o aproveitamento máximo da infiltração lateral. Desta maneira pode-se reduzir o número de sifões facilitando o manejo das irrigações. Para lâminas entre 50 e 100 mm, dever-se-á utilizar espaçamento de 2 m, e 1,5 m entre sulcos de irrigação para lâminas maiores de 100 mm.

Tabela 2 – Comprimento dos sulcos e tempos de irrigações em função dos espaçamentos e vazões para p=1.

Espaç.entre sulcos (s) (metros)	Tempo de infiltração (min)	Tempo de avanço (min)	Comprimento dos sulcos (metros) 2,3 l/s	3,6 l/s	5,15 l/s	Tempo de irrigação (horas)	Eficiência de aplicação (%) 2,3 l/s	3,6 l/s	5,15 l/s q	5,15 l/s q/2
			Lâmina de 45 mm							
1,0	47	47	90	110	145	1:34	31	24	22	30
1,5	90	90	135	170	230	3:00	37	30	28	37
2,0	140	140	170	220	300	4:40	40	33	31	41
2,5	210	210	220	280	400	7:00	43	35	35	46
			Lâmina de 60 mm							
1,0	76	76	120	150	200	2:32	34	27	26	34
1,5	145	145	180	230	320	4:50	40	33	32	43
2,0	230	230	230	300	430	7:40	43	36	36	48
2,5	350	350	290	380	580	11:40	45	38	40	53
			Lâmina de 90 mm							
1,0	150	150	180	230	320	5:00	39	32	31	41
1,5	280	280	260	330	490	9:20	45	37	38	51
2,0	450	450	340	450	680	15:00	49	42	44	58
2,5	680	680	430	580	900	22:40	52	44	48	64
			Lâmina de 120 mm							
1,0	240	240	250	320	470	8:00	45	37	38	51
1,5	460	460	340	450	690	15:20	48	41	44	58
2,0	720	720	450	600	940	24:00	54	46	51	67
2,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

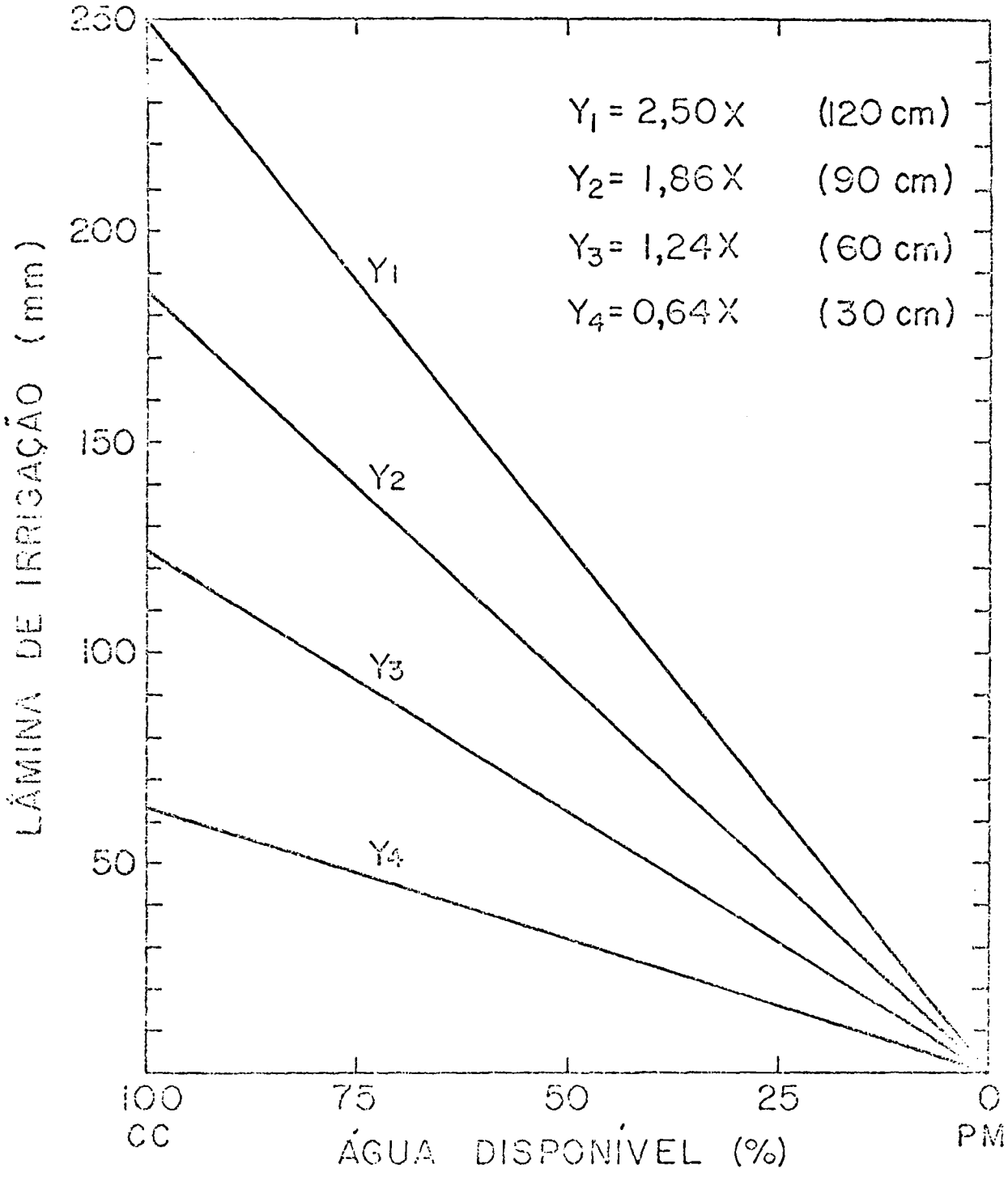


Figura 3 - Lâminas de irrigação para diferentes profundidades do solo em função do nível de água disponível.

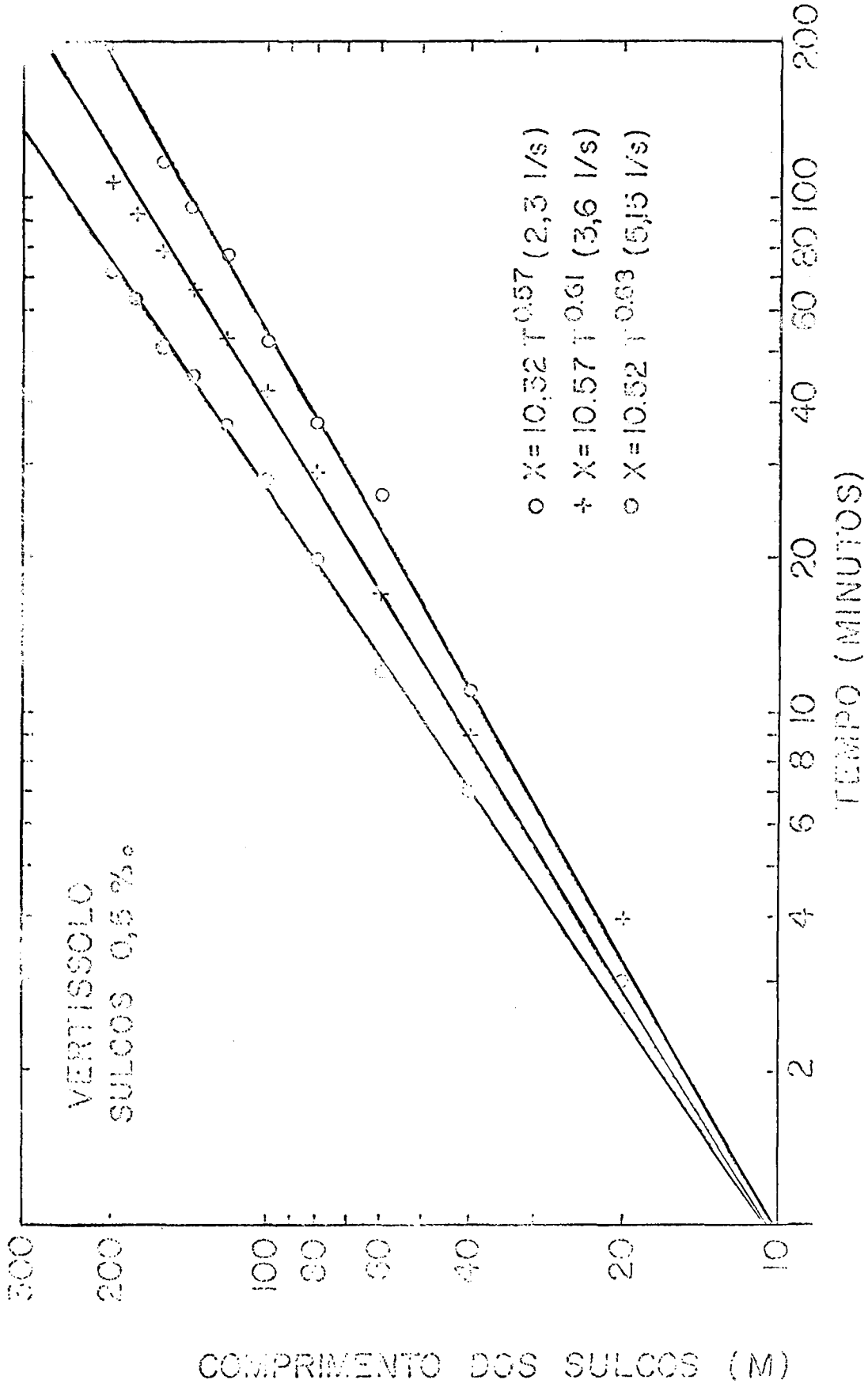


Figura 2 – Tempo de avanço em função do comprimento do sulco para diferentes vazões

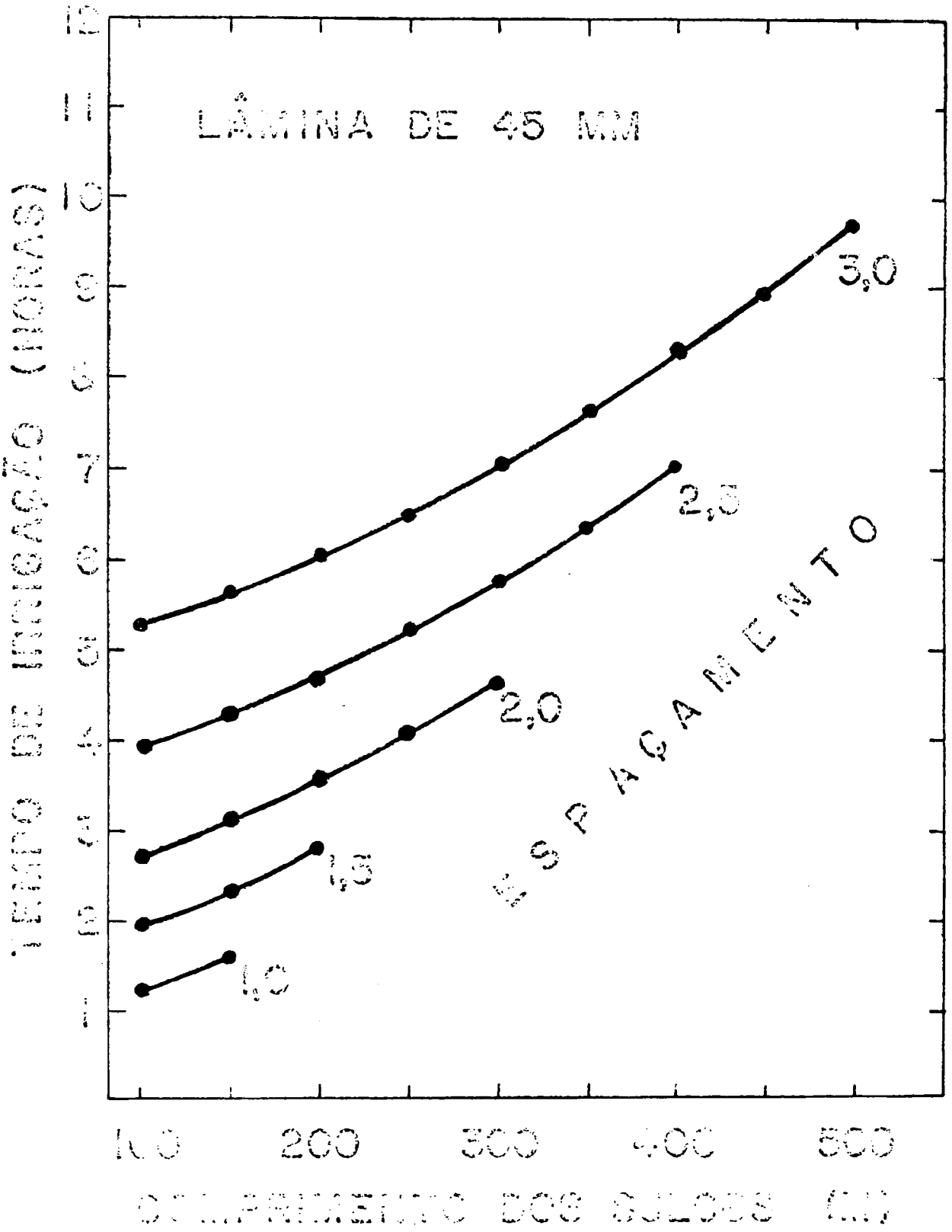


Figura 4 – Nomograma para cálculo do tempo de irrigação para lâminas de 45 mm, em função do comprimento e do espaçamento dos sulcos.

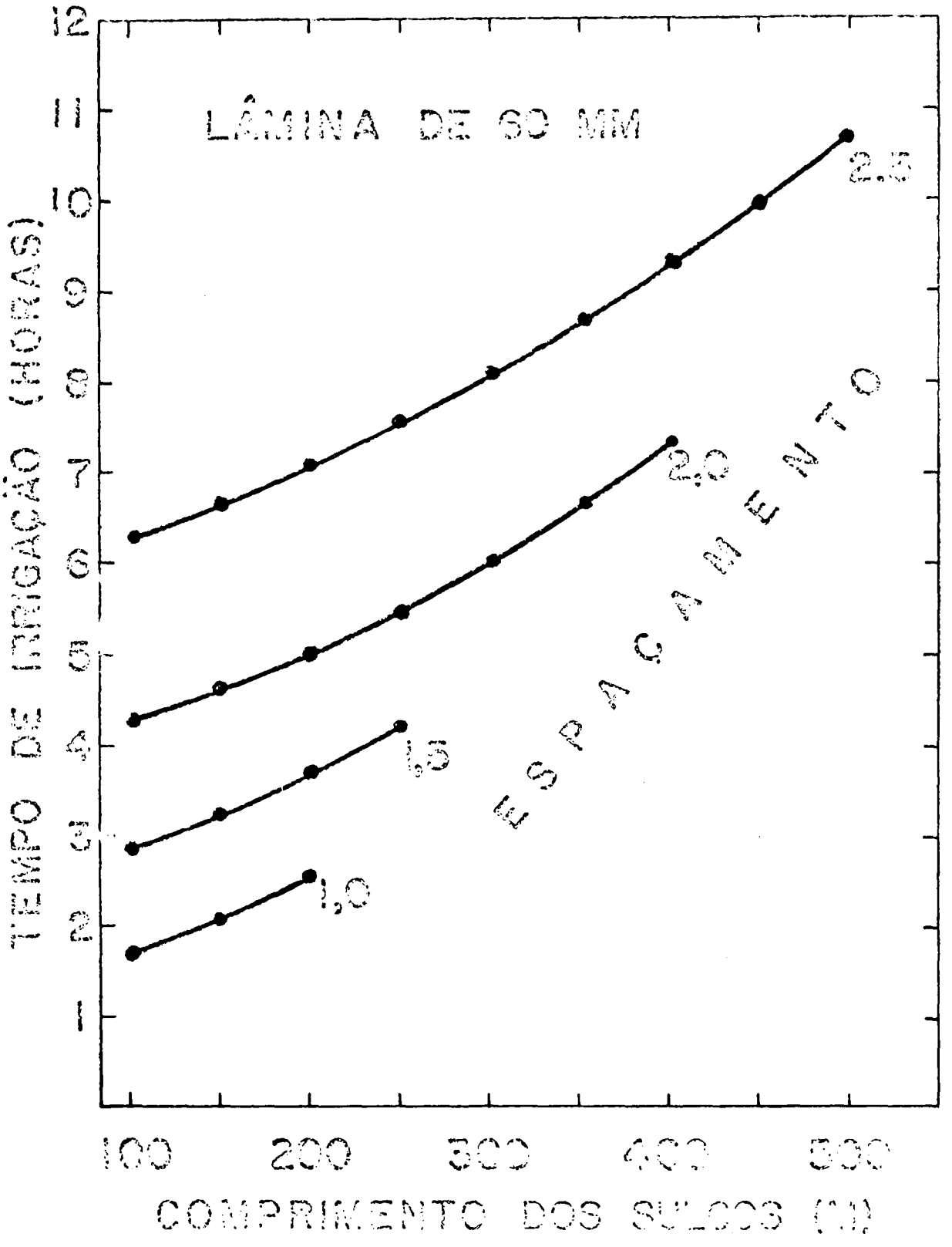


Figura 5. Nomograma para cálculo do tempo de irrigação para lâminas de 60 mm, em função do comprimento e do espaçamento dos sulcos.

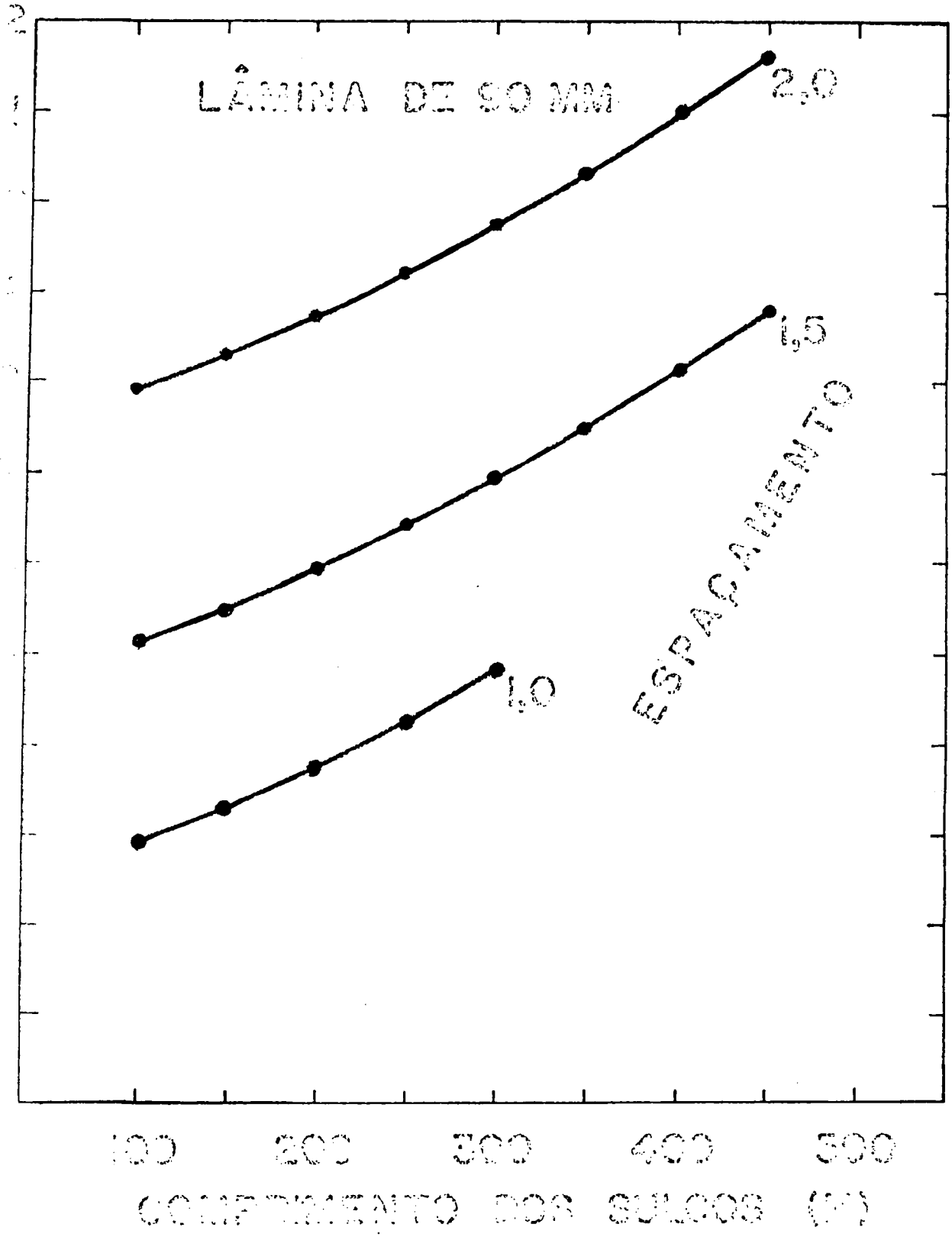


Figura 6 — Nomograma para cálculos do tempo de irrigação para lâminas de 90 mm, em função do comprimento e do espaçamento dos sulcos.

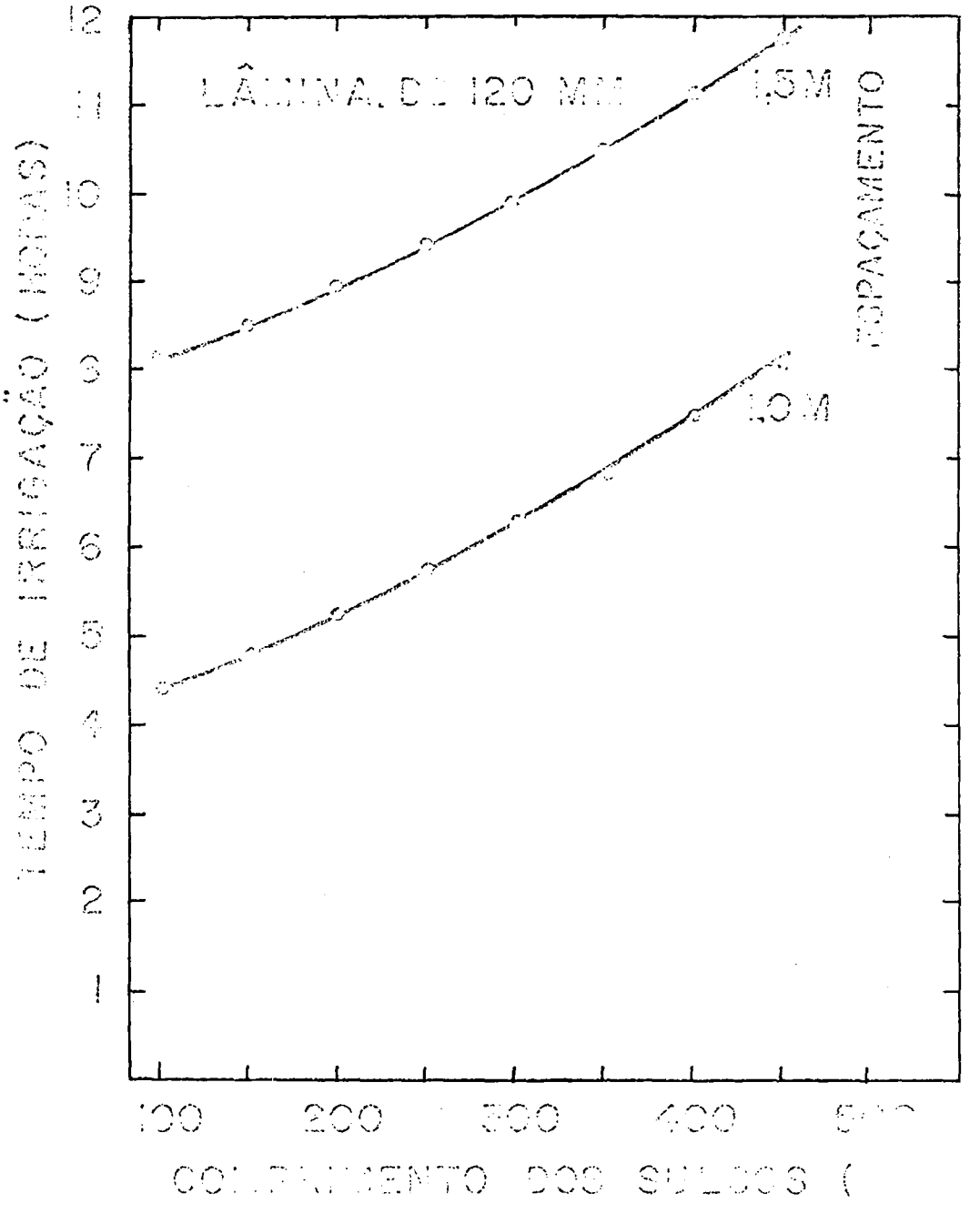


Figura 7 – Nomograma para cálculo do tempo de irrigação para lâminas de 120 mm, em função do comprimento e do espaçamento dos sulcos.

Na Tabela 3 indicam-se os tempos de irrigação e eficiência de aplicação, para diferentes lâminas de irrigação no caso de utilizar sulcos com comprimento de 400 m e uma vazão de 5,15 1/s.

Tabela 3. Tempo de Irrigação e Eficiência de Aplicação para um Sulco de Irrigação de 400 metros, utilizando uma vazão de 5,15 1/s.

Lâmina (mm)	Espaçamento (m)	Tempo de irrigação (horas)	Efic. de Aplicação g = 5,15 1/s	(%) g/2
45	2,5	7,0	35	46
60	2,0	7,3	35	48
60	2,5	9,3	35	50
90	1,5	8,2	35	50
90	2,0	11,0	35	57
120	1,0	7,5	35	47
120	1,5	11,2	35	52

Os espaçamentos entre sulcos foram estabelecidos como anteriormente indicado. Está também apresentado na Tabela 3, a mudança da eficiência de aplicação quando se reduz à metade a vazão inicial. O aumento em eficiência com a introdução desta prática seria aproximadamente de 15%.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

1. Para os vertissolos a escolha da equação de infiltração para a determinação dos parâmetros de irrigação é função basicamente do conteúdo inicial da água na camada superficial do solo e do espaçamento entre sulcos.

2. Os espaçamentos entre sulcos de irrigação, aproveitando ao máximo a infiltração lateral é de 2,5 m para lâminas de irrigação menores de 50 mm, de 1,5 a 2,0 m para lâminas de 50 a 100 mm, e de 1,0 e/ou 1,5 m para lâminas de irrigação maiores de 100 mm.

3. Obtém-se adequadamente comprimentos dos sulcos de irrigação quando se faz o tempo de avanço igual ao tempo de infiltração, visto não haver perdas apreciáveis por percolação.

4. Recomenda-se a confecção de Nomogramas para a obtenção do Tempo de Irrigação em função do comprimento e espaçamento dos sulcos, a fim de facilitar seu cálculo e uso. Para o vertissolo, Nomogramas foram obtidos para lâminas de 45, 60, 90 e 120 mm utilizando-se a vazão de 5,15 1/s e estabelecendo como tempo limite, uma irrigação de 12 horas e perdas estimadas por percolação, menores de 20% (R = 1).

5. Utilizando vazões da ordem de 5 1/s, um comprimento de 400 m para os sulcos de irrigação é mais indicado, quando permitir a topografia, dando margem à aplicação de lâminas de irrigação de 45 a 120 mm com tempos de irrigação entre 7 e 11 horas e com 35% de eficiência de aplicação.

6. Reduzindo a vazão inicial à metade quando se atingir o tempo de avanço, obtém-se um aumento de aproximadamente 15% na eficiência de aplicação.

7. Quando os volumes aplicados no tempo de avanço excedem à lâmina de irrigação necessária, recomenda-se uma modificação no método de irrigação por sulcos, usando diques ao longo dos sulcos formando pequenas bacias que possibilitem maiores eficiências de aplicação e menores tempos de irrigação.

LITERATURA CITADA

1 – BISHOP, A. A. 1961. The relation of intake to lenght of run in surface irrigation. Transaction American of Civil Engineers 127 (3) : 282-293.

2 – BOERS, M. e A. A. MILLAR. 1971. Algumas culturas irrigadas por sulcos em contorno no aluvião do Médio São Francisco. Petrolina, PE., IICA. 89 p. (Publicação Miscelânea do IICA Nº 122).

3 – FAO/PNUD. 1971. Estudios de Irrigación e Ingeniería. Estudios de la cuenca del Rio São Francisco (Segunda Etapa). Roma, FAO/PNUD. 301 p. (Informe Técnico 4, AGL: SF/BRA 19).

4 – HAISE, H. et al. 1956. The use of cylinder infiltrometers to determine the intake characteristics of Irrigated soil. Washington D.C., USDA. 10 p. (ARS 41-7).

5 – HARGREAVES, G. H. 1974. Climatic zoning for agricultural production in Northeast Brazil. Logan, Utah State University. 6 p.

6 – PHILIP, J. R. 1957. The theory of infiltration: 5. The influence of the initial moisture content. Soil Science 84 (4) : 329-339.

7 – QUEIROZ FILHO, S.C. de, A. A. MILLAR e M. BOERS. 1975. Características de Infiltração dos Vertissolos do Submédio São Francisco. 14 p. (Apresentado no XV Congresso Brasileiro da Ciência do Solo, Julho 1975).

8 – RESENDE, MORETHSON. 1972. Eficiência de irrigação em sulco com variação da vazão inicial. Porto Alegre, R.S., Centro de Hidrologia Aplicada, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 57 p. (*Tese de Mestre em Ciência, mimeografada*).

CARACTERÍSTICAS DA INFILTRAÇÃO EM SULCOS ABERTOS E FECHADOS

Hamilton M. de Azevedo *
Hugo O. Carvalho **
Agustin A. Millar ***

INTRODUÇÃO

A aplicação de água de irrigação através de sulcos abertos é afetada por perdas de água produzidas por evaporação, percolação abaixo da zona radicular e escoamento superficial no final do sulco.

Embora as perdas de água por evaporação em sulcos possam ser consideradas insignificantes, as perdas por percolação e escoamento superficial no final do sulco podem assumir grandes proporções, dependendo da textura do solo, declividade da parcela, lâmina líquida de irrigação, comprimento do sulco, vazão de entrada e principalmente da habilidade do irrigante no manejo da água.

O método de irrigação em sulcos sem saída de água ou sulcos fechados, tão antigo como aquele em sulcos tradicionais com saída de água, elimina as perdas de água por escoamento superficial no final do sulco. Entretanto, se carece de informação que mostre as características de seu comportamento comparados aos dos sulcos abertos.

O objetivo deste trabalho foi comparar dois métodos de irrigação: sulcos abertos ou com saída de água e sulcos fechados ou sem saída de água.

MATERIAL E MÉTODOS

O ensaio foi realizado na Estação Experimental do Projeto de Irrigação de Bebedouro, Superintendência do Desenvolvimento do Vale do São Francisco (SUVALE), Petrolina, PE.

Segundo Hargreaves (1974) o clima da região é muito árido, com temperatura média anual variando de 23 a 28°C, sendo os meses mais frios junho e julho e os mais quentes, outubro e novembro. A precipitação média anual é de 443 mm e a umidade relativa média é de 67,8% (FAO/PNUD, 1971).

Os solos usados foram da série latossólica, unidade 37 AB, com profundidade superior a 1,5 cm, camada superficial areia, com transição gradual para sub-solo arenoso e argilo-arenoso (Tabela 1). Uma descrição detalhada dos solos da área utilizada, encontra-se na publicação da FAO/PNUD (1971).

Tabela 1. Características físico-hídridas do latossol 37 AB do Projeto de Irrigação de Bebedouro, Petrolina, Pe.

Profundidade cm	Areia %	Silte %	Argila %	Densidade Aparente g cm 3	Capacidade Campo. %	Ponto de Murcha %
0 – 15	84	8	8	1,64	10,62	2,96
15 – 30	85	7	8	1,66	10,73	2,75
30 – 45	78	10	12	1,60	11,40	4,02
45 – 60	73	8	19	1,62	11,84	5,82
60 – 75	72	6	22	1,63	12,68	6,59
75 – 90	70	8	22	1,61	14,91	6,91

Antes de iniciar os ensaios, o solo foi arado, gradeado e sulcado. Os sulcos recém-preparados foram de forma triangular com dimensões médias de 18 cm de altura e 57 cm de largura. O espaçamento entre sulcos foi de 0,80 m e o comprimento de 90 m, limitado este último pelo já estabelecido tamanho das parcelas do Projeto. A declividade natural dos sulcos era de 0,37%. Outras declividades usadas foram obtidas traçando-se os sulcos em direção diagonal.

* Engº. Agr. M. Sc. Professor Assistente. Departamento de Ciências Agro-Zootécnicas. Centro de Ciências e Tecnologia. Universidade Federal da Paraíba. Areia, PB.

** Engº. Agr. Ph.D; Especialista em Solos e Água, Professor Adjunto. Centro de Ciências e Tecnologia. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB.

*** Engº. Agr. Ph.D; Especialista em Irrigação, Instituto Interamericano de Ciências Agrícolas (IICA), Convênio MINTER/IICA, Escritório da SUDENE, Petrolina, PE.

As vazões usadas na irrigação dos sulcos foram as vazões máximas não erosivas, determinadas experimentalmente pelo método descrito pelo U.S.D.A. Conservation Service (1974).

Na aplicação das lâminas de água, iniciava-se a irrigação com a vazão máxima não erosiva que logo após a água atingir o final do sulco a vazão era reduzida para um valor dado "q", função da lâmina líquida, espaçamento de sulco e tempo necessário para aplicar a lâmina, equação [1]

$$q = \frac{D.\,x.\,W}{T_R} \times 16{,}69 \quad [1]$$

onde q é vazão em 1/s, D a lâmina líquida, em centímetros, x o comprimento do sulco, em metros, W o espaçamento entre sulcos, em metros e T_R o tempo necessário para aplicar a lâmina em minutos.

As curvas de avanço foram determinadas com uso das vazões máximas não erosivas em sulcos recém-preparados de acordo com o método usado por Criddle **et al** (1956).

A infiltração do solo foi determinada usando-se o método do sulco-infiltrômetro recomendado por Queiroz **et al** (1975). Foi empregada a equação empírica de infiltração acumulada apresentada por Kostiakow em 1932 e citada por Fernandez **et al** (1971), equação [2]

$$D = cT^m \quad [2]$$

onde D é a infiltração acumulada, em centímetros, "c" e "m" são constantes determinadas experimentalmente e T, o tempo em minutos.

Os dados de infiltração obtidos, foram plotados em papel log-log, colocando-se o tempo nas abcissas e a infiltração acumulada nas ordenadas. Os parâmetros da equação foram determinados pelos métodos dos mínimos quadrados (Grassi **et al**; 1965).

A comparação do método de irrigação por sulcos fechados com o método de irrigação por sulcos abertos foi feita em diferentes declividades e diferentes lâminas de água, através de um desenho experimental em Split Plot inteiramente ao acaso. Analisou-se o déficit de água após irrigação em sulcos abertos comparado com a irrigação em sulcos fechados, em vez de tomar sulcos abertos e sulcos fechados como tratamento. Com este mecanismo evitou-se um Split Plot com parcelas subdivididas e foram atingidos os mesmos objetivos almejados pelo trabalho.

Os tratamentos foram as declividades dos sulcos, 0,15; 0,24 e 0,37% com uma repetição e os subtratamentos as lâminas 3,0; 5,5 e 8,0 cm com duas repetições.

O déficit de água, (d) no perfil do solo, observado após aplicação das diferentes lâminas de água mediante o uso de sulcos fechados e sulcos abertos, foi determinado usando ao longo de todo o sulco a seguinte fórmula:

$$d = \theta f - \theta a \quad [3]$$

onde Of é o conteúdo de água no perfil do solo obtido quando se usam sulcos fechados e Oa é o conteúdo de água no perfil do solo quando se usam sulcos abertos.

Os perfis de umidade ao longo dos sulcos foram determinados pelo método gravimétrico, colhendo-se amostras a intervalos de distâncias de 20 cm e intervalos de profundidade de 15 cm até atingir o final do sulco e 90 cm de profundidade, respectivamente. O conteúdo de água, em centímetros, no perfil do solo foi plotado em papel milimetrado e as lâminas medidas infiltradas calculadas pela fórmula D = A/x. Onde A é a área compreendida pelo perfil de umidade, e x, o comprimento do sulco.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

As vazões máximas não erosivas determinadas experimentalmente foram 3,1; 2,5 e 1,9 1/s para as declividades 0,15; 0,24 e 0,37%, respectivamente. Calculando-se as vazões máximas não erosivas pela equação empírica sugerida por Criddle **et al** (1956), encontrou-se 4,2; 2,6 e 1,7 1/s para as declividades 0,15; 0,24 e 0,37%. Comparando-se os valores experimentais com os calculados pela equação, verifica-se para declividade de 0,15% a fórmula superestimou o valor de vazão máxima não erosiva. Entretanto, para as declividades 0,24 e 0,37% os valores calculados foram aproximadamente iguais aos dados experimentais.

Os resultados dos testes de avanço foram realizados com as vazões máximas não erosivas plotados em papel log-log, colocando-se nas abcissas o tempo em minutos e nas ordenadas o avanço da água em metros (Figura 1). Analisando a Figura 1, encontra-se que para o tempo T = 1, o avanço da vazão Qmax = 3,1 1/s na declividade 0,15% foi 1,52 vezes superior ao avanço da vazão Qmax = 1,9 1/s na declividade 0,37%.

A Figura 2 apresenta as curvas de infiltração acumulada e instantânea traçadas através de valores médios determinados das 4 repetições.

Análises das curvas de infiltração são apresentadas por Azevedo et al, (1975) em um trabalho prévio.

Os resultados dos déficits de água no perfil de umidade dos sulcos abertos comparados com os sulcos fechados são apresentados na Tabela 2.

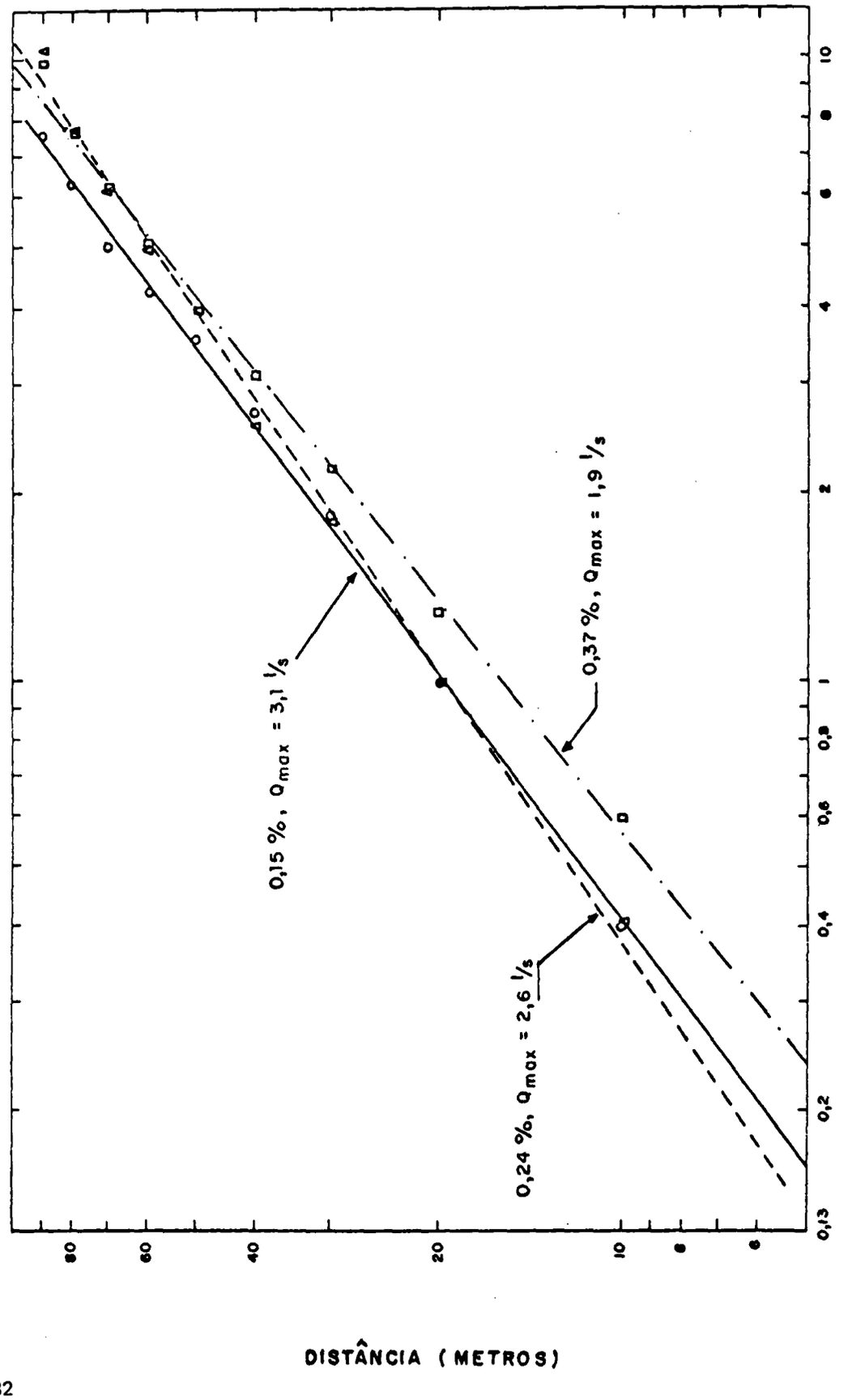


Figura 1. Curvas de avanço para declividades 0,15, 0,24 e 0,37% com uso das vazões máximas não erosivas determinadas experimentalmente.

Figura 2 . Curvas de infiltração acumulada e instantânea da profundidade de solo 0-15 cm (média de 4 repetições)

Tabela 2. - Deficit de água no perfil do solo em centímetros.

REPETIÇÕES	TRATAMENTO DE DECLIVIDADE								
	0,15%			0,24%			0,37%		
	3cm	5,5cm	8cm	3cm	5,5cm	8cm	3cm	5,5cm	8cm
I	0,40	0,50	0,34	0,90	2,29	-1,65	0,22	1,44	1,31
II	0,18	0,00	0,00	0,60	1,48	0,83	0,43	1,63	1,32

A análise da variância dos dados da Tabela 2 é mostrada na Tabela 3.

Tabela 3. - Análise da variância dos dados da Tabela 2.

	GL	SQ	QM	F
Declividade	2	1,4904	0,7452	4,18
Erro	3	0,5345	(0,1781)	
Total	(5)	2,0249		
Lâmina	2	3.1631	1,5831	13,15**
Interação	4	9.9422	2,4856	20,66**
	6	0.7215	0,1203	
Total	17	13.8268		

O ensaio foi conduzido sem repetição para declividade e com duas repetições para lâminas. Na análise da variância, (Tabela 3), não foi aplicado o teste F para declividade devido a falta de repetição. Cochran e Cox (1957) indicam a impossibilidade de realizar um teste F em ausência de repetições. Para determinar-se a possibilidade da aplicação deste teste na análise, realizou-se um teste X^2 (Tejeda, 1973), comparando-se as variâncias 0,6900; 1,4940 e 0,0765 das três lâminas nas declividades 0,15; 0,24 e 0,37%, respectivamente. O teste X^2 não foi significativo, permitindo o uso do teste F para lâminas de água.

A análise da variância (Tabela 3), apresentou significâncias ao nível de 1% para lâminas (subtratamentos) e interação (lâmina x declividade).

Assim, dentro de um grau de confiabilidade de 99%, pode-se afirmar que a diferença entre a quantidade de água aplicada por sulcos abertos e sulcos fechados foi afetada quando a lâmina variou de 3 a 8 cm em declividade de 0,15 a 0,37%. Com a mesma segurança de 99%, pode-se dizer que a interação (declividade x lâmina), influi na variação entre os dois métodos de irrigação em estudo.

Apesar do efeito de declividade não ter sido possível testar através do teste F, tendo sido a interação significativa, podemos dizer que a declividade exerce efeito sobre a diferença entre os dois métodos.

Com base na análise da variância (Tabela 3), constatou-se também que o conteúdo de água infiltrada no solo quando se aplicou lâminas de 3,0; 5,5 e 8,0 cm, em sulcos abertos e sulcos fechados foi diferente significativamente quando se adotou a redução da vazão inicial. Em conseqüência, o método de sulco fechado parece ser mais eficiente por evitar perdas de água por escoamento superficial.

As figuras 3, 4 e 5 ilustram os valores médios de perfis de infiltração de água em sulcos abertos e sulcos fechados. A análise dos gráficos revela a diferença entre os métodos, já comprovada na análise estatística.

As figuras apresentam valores de conteúdos de água aplicados em sulcos abertos sempre inferiores aos de sulcos fechados. As lâminas infiltradas ao longo dos sulcos, apresentaram grande irregularidade, fato explicado pela desuniformidade da declividade ao longo dos sulcos.

Em alguns casos, como mostram as figuras 3, 4 e 5, o conteúdo de água infiltrada em sulcos abertos foi ligeiramente superior aos sulcos fechados. Esta superioridade pode ser considerada insignificante e a igualdade é justificada pela pequena declividade negativa no final de alguns sulcos, observadas in loco.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

1. — Para todas as declividades testadas, a diferença de água infiltrada em sulcos abertos e fechados diferentemente significativa quando se aplicaram lâminas de 3,0 a 8,0 cm de água.

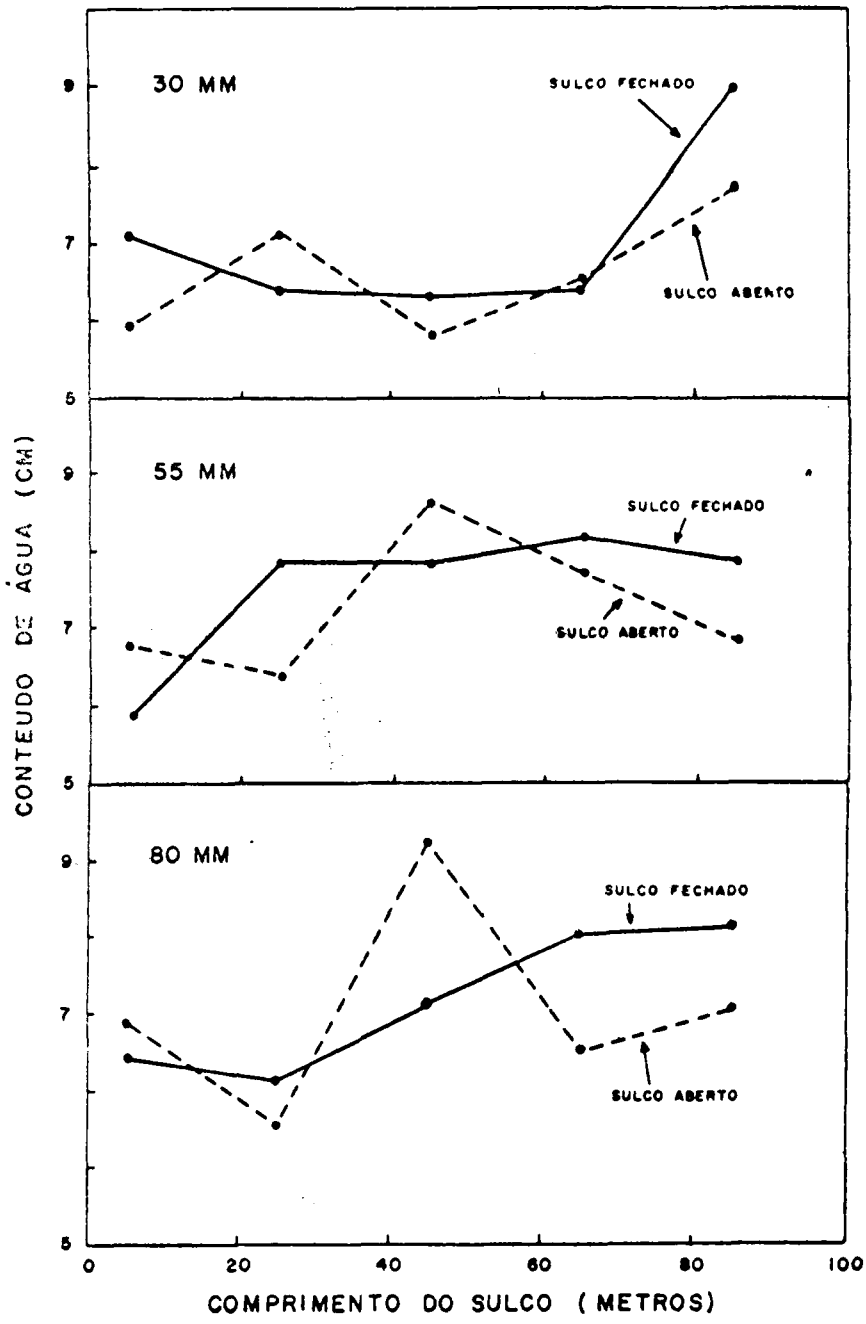


Figura 3 — Distribuição do conteúdo de água ao longo dos sulcos (0,15% de declividade) após irrigação, afetada por diferentes lâminas de aplicação de água (3,0, 5,5 e 8,0 cm de água, respectivamente). Média de duas repetições.

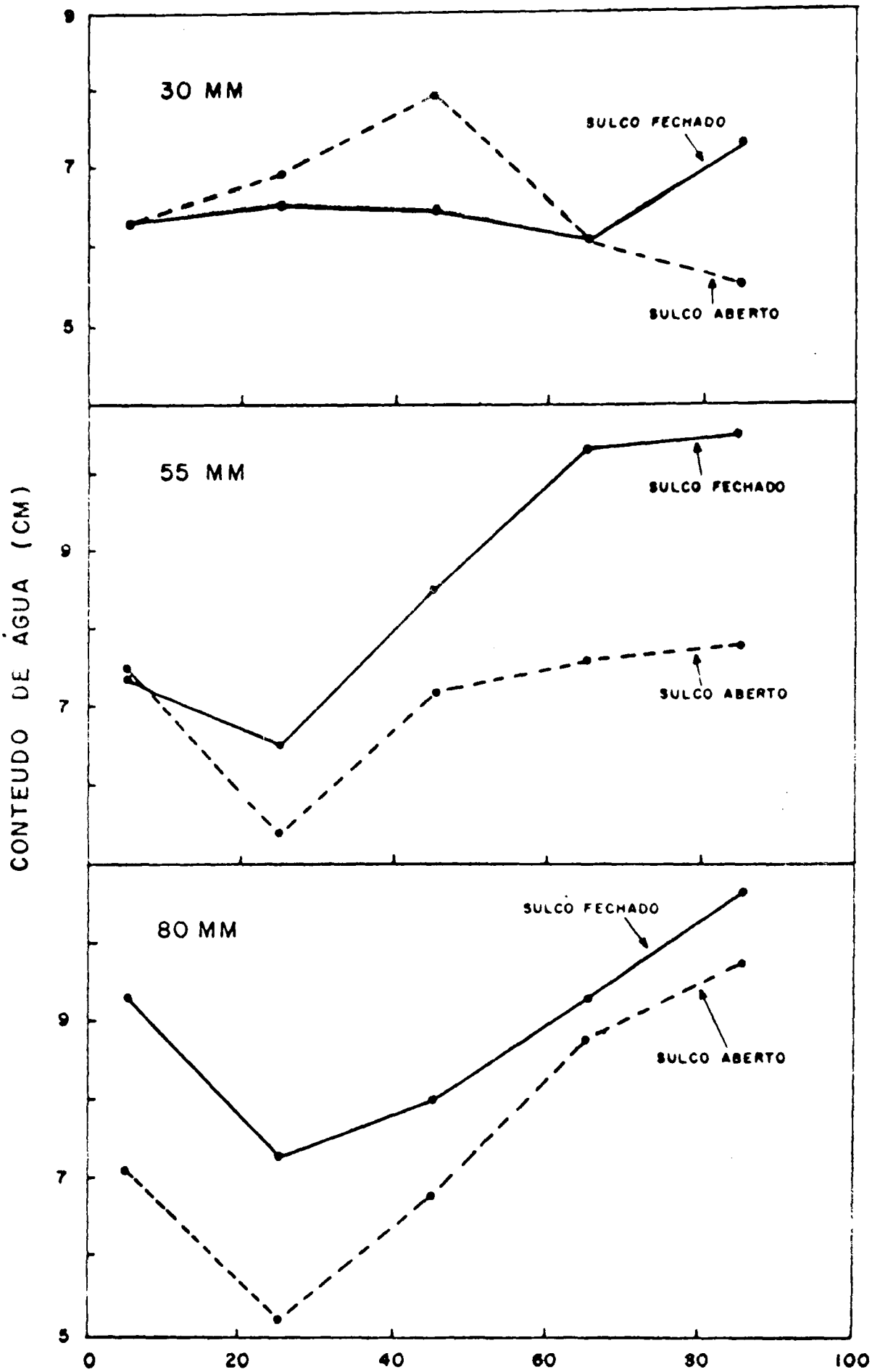


Figura 4 – Distribuição do conteúdo de água ao longo dos sulcos (0,24% de declividade) após irrigação, afetada por diferentes lâminas de aplicação de água (3,0, 5,5 e 8,0 cm de água, respectivamente). Média de duas repetições.

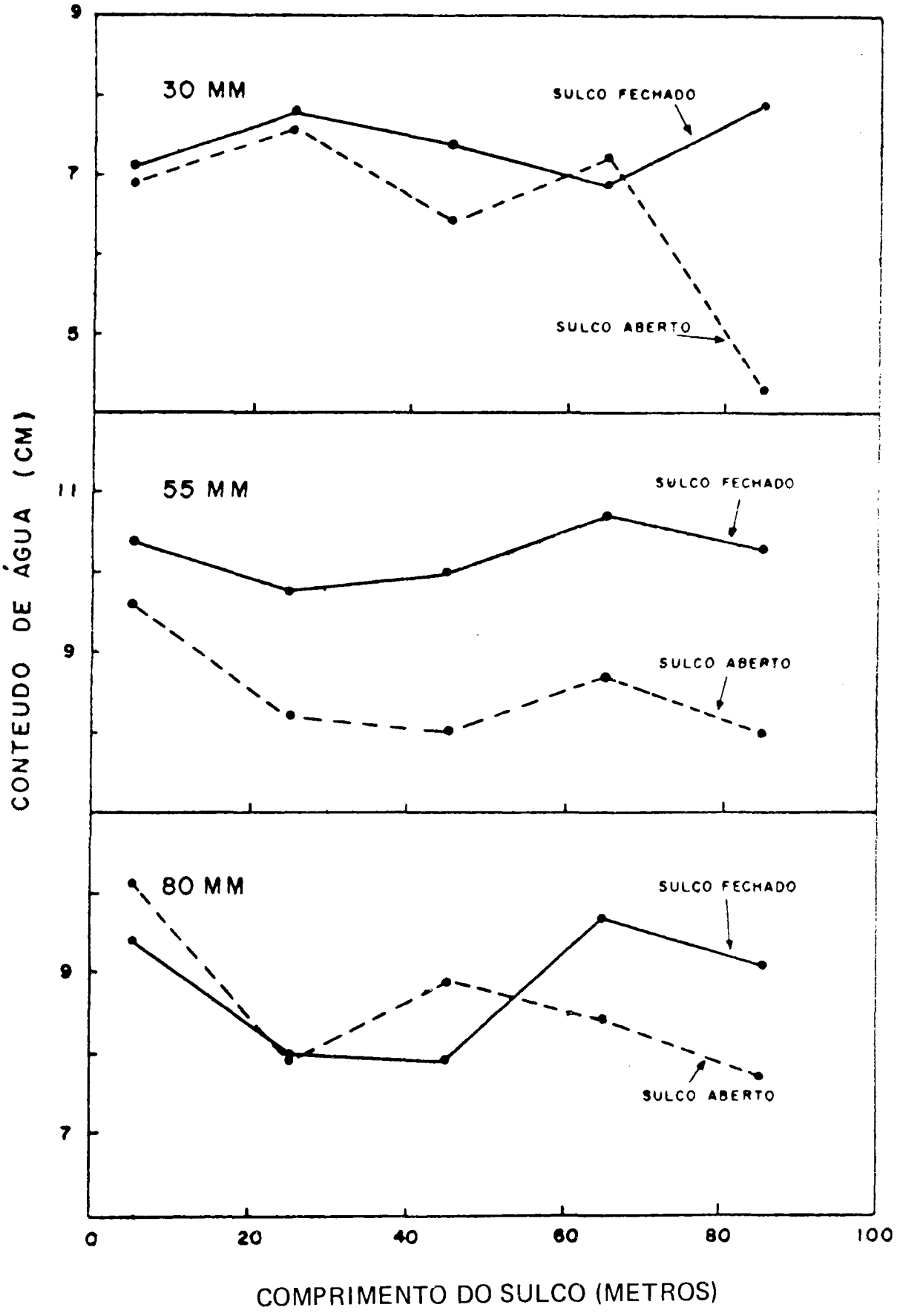


Figura 5 — Distribuição do conteúdo de água ao longo dos sulcos (0,37% de declividade) após irrigação, afetada por diferentes lâminas de aplicação de água (3,0, 5,5 e 8,0cm de água, respectivamente). Média de duas repetições.

2. – A análise estatística determinou diferença significativa ao 1% para interação lâmina x declividade. Isto está indicando que os efeitos das variáveis lâminas de água aplicada e declividade do solo, são completamente dependentes uma da outra.

3. – Para todas as declividades e lâminas de água testadas, a diferença entre os dois métodos de irrigação pelos sulcos, foi afetada pela interação lâmina x declividade.

4. – Em geral, a quantidade de água infiltrada em sulcos fechados foi superior aquela infiltrada em sulcos abertos. Sob as condições experimentais em que o experimento foi conduzido, conclui-se que o método de irrigação pelos sulcos fechados foi mais satisfatório que quando se usou sulcos abertos.

5. – Recomenda-se estudos adicionais que determinem e comparem as eficiências na aplicação de água quando ambos os métodos de irrigação são utilizados. Considerando as diferenças entre ambos os métodos e a importância que pudera ter a forma como a água desaparece da superfície do solo, recomenda-se o desenvolvimento de um método para estimar a taxa de resseção da água tanto em sulcos abertos como em fechados.

BIBLIOGRAFIA

1 – Azevedo M., Hamilton; Agustin A. Millar e Hugo O. Carvalho. 1975. Significância Agronômica dos Efeitos do conteúdo de Água do Solo sobre os Parâmetros da Equação de infiltração (não publicado).

2 – Cochran, W. G. & Cox, G. M. – 1957. Experimental Designs. 2 edition. John Wiley & Sons. Inc. New York. G II p.

3 – Cridele, W. D; S. Davis; C. H. Pair & D. G. Shockley – 1956. Methods for Evaluating Irrigation Systems. Agricultural Handbook 82. Soil Conservation Service. United States Departament of Agricultural. Washington. 24 p.

4 – FAO/PNUD – 1971. Estudos de Irrigation e Ingenieria. Estudios de la Cuenca del Rio São Francisco. Roma. 301 p.

5 – Fernandes, P. C.; J. A. Luque & J. D. Paoloni. – 1971. Analises de la Infiltración y Aplicacion para Disenos de Riego en el Valle Inferior del Rio Colorado. Revista de Investigaciones Agropecuarias; serie 3. Clima y Suelo. 8 (1): 29 p.

6 – Grassi, C. J. Fernandez, P. C.; & Ponce, I. – 1975. Velocidad de **Advance** del Frente de Águas en los Surcos de Riego: Revista de Investigaciones Agropecuarias. Clima y Suelo. 2 (2) : 11-34.

7 – Hargreaves, G. H. – 1974. Climatic Zoming for Agricultural Profuction in Northeast Brazil. Logan, Utah State University. 6 p.

8 – Queiroz Filho, S. C.; Millar, A, A. A. & Boers, M. – 1975. Características de Infiltração de Vertissolos do Sub-Médio São Francisco. Petrolina. MINTER/IICA. 10 p.

9 – Tejeda, H. R. & Barnier, R. – 1974. Métodos e Técnicas de Pesquisa na Agricultura Irrigada. Parte 1. Estatística Experimental. Petrolina. GEIDA/SUDENE/IICA/CIDIAT. 186 p.

10 – USDA – 1974. *Soil Conservation Service.* A *Practical Method of Determining Proper Lenghts of Runs Sizes* Furrows of Irrigated Lands.

DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA, BASEADA NA CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA DO SOLO

Hugo O. Carvalho *
Hamilton M. de Azevedo **

INTRODUÇÃO

Água é o componente essencial de todo processo biológico e o principal fator influenciando nos fenômenos físicos do sistema solo-água-planta. Um uso eficiente da água do solo é um dos aspectos mais importantes do manejo de solos em zonas áridas e semi-áridas como o é o Sub-Médio São Francisco.

Decisões inteligentes com respeito ao manejo da água do solo e mais especificamente com respeito a irrigação, devem considerar as propriedades físico-hídricas deste e muito em particular a infiltração de água através do perfil do solo.

A Infiltração da água através do perfil do solo é um dos parâmetros básicos que permitem o delineamento e dimensionamento do sistema de irrigação, determinação das vazões, tempo de irrigação e dimensionamento de obras hidráulicas do sistema de drenagem. (Queiroz Filho **et al**; 1975).

O conhecimento da proporção em que a água se move em um solo não saturado requer a solução da equação do fluxo de água e portanto o conhecimento da Condutividade Hidráulica com uma função de conteúdo de água do solo.

A equação do fluxo de água do solo é definida por Darcy (1856), da seguinte maneira:

$$q = \frac{Q}{At} = K\nabla H \qquad [\ 1\ ]$$

onde q é igual ao volume de água Q que flui através de uma área A em um tempo t. A Condutividade Hidráulica K é a proporção em que a água é transmitida através de um solo não saturado, sob um gradiente hidráulico H igual a um.

A Condutividade Hidráulica de um solo não saturado pode ser determinada mediante métodos de campo, de laboratório ou estimada teoricamente. A determinação da Condutividade Hidráulica **insitu** é extremamente difícil e requer instrumentação adequada (Davidson **et al**; 1965), não disponível no Nordeste do Brasil. A determinação de K em laboratório, envolve o uso de condições saturadas, o qual não representa as condições naturais do solo no campo. Assim, aproximações teoricas de K, (Green e Corey, 1971), apesar de não serem tão exatas como as obtidas diretamente no campo, adquirem no Sub-Médio São Francisco uma considerável importância.

Vários investigadores têm proposto métodos teóricos para computar a relação entre o conteúdo de água do solo e a Condutividade Hidráulica. Kunze **et al.** (1968), e Green e Corey (1971), encontraram que as aproximações empíricas de Millington e Quirk (1950, 1960 e 1961), Marshall (1958) e Green e Corey (1971), dão resultados muito parecidos àqueles obtidos **in situ.**

Jackson, Reginato e Van Bavel (1965) e Burst Van Bavel e Stirk (1968), indicam que se obtem aproximações de K muito boas, quando os valores teóricos de K são corrigidos com os valores de K determinados sob condições de saturação.

O objetivo da presente investigação foi determinar teoricamente a Condutividade Hidráulica de alguns solos em condições de não saturação, baseando-se nos dados obtidos da curva de Retenção de Água do Solo.

MATERIAL E MÉTODO

A presente investigação foi realizada no Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

A Condutividade Hidráulica foi determinada em amostras de Solo, proveniente dos seguintes locais:

a) Estação Experimental de Bebedouro, da Superintendência do Vale do São Francisco (SUVALE) localizada a 40 km da cidade de Petrolina, PE.

---

* Eng. Agr. Ph. D. Especialista em Solo e Água. Professor Adjunto do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB.
** Eng. Agr. M. Sc. Professor Assistente da Escola de Agronomia do Nordeste, Universidade Federal da Paraíba, Areia, PB.

b) Estação Experimental de Mandacaru, da Superintendência do Vale do São Francisco (SUVALE), localizada a 15 Km da cidade de Juazeiro, BA.

c) Estação Experimental da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), localizada a 25 Km da cidade de Petrolina, PE.

O Clima da área é classificado segundo Hargreaves (1974), como muito árido com uma variação anual de temperatura de 23 e 28 graus centígrados, sendo os períodos de outubro a novembro e junho a julho os períodos mais quentes e mais frios, respectivamente. A precipitação anual média é de 443 mm e a umidade relativa média de 67,8% (FAO/PNUD, 1971).

Da Estação Experimental de Bebedouro usou-se Latossolo, que estudos da FAO/PNUD (1971) o localizam na unidade 37 AB dentro do Projeto de Irrigação de Bebedouro. Da Estação Experimental de Mandacaru, se empregou um Grumossolo, que os mesmos estudos da FAO/PNUD o localizam na unidade 52 dentro do seu correspondente Projeto de Irrigação e da Estação Experimental da EMBRAPA, se usou um Aluvião Arenoso, representativo de uma grande parte do Vale.

Algumas características físico-hídricas dos solos citados são indicadas na Tabela 1.

Tabela 1. - Algumas características físico-hídricas dos solos obtidos das Estações Experimentais de Bebedouro, Mandacaru e EMBRAPA, respectivamente.

Profundidade (cm)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	D_{ap} (g/cm^3)	CC (%)	PMP (%)
0 - 15	84,0	8,0	8,0	1,64	10,62	2,96
15 - 30	85,0	7,0	8,0	1,66	10,73	2,75
30 - 45	78,0	10,0	12,0	1,60	11,40	4,02
45 - 60	73,0	8,0	19,0	1,62	11,84	5,82
60 - 75	72,0	6,0	22,0	1,63	12,68	6,59
75 - 90	70,0	8,0	22,0	1,61	14,91	6,91

Profundidade (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	D_{ap} (g/cm^3)	CC (%)	PMP (%)
0 - 30	25,1	12,4	62,5	1,65	28,66	15,68
30 - 60	25,0	13,6	61,4	1,64	27,94	15,69
60 - 90	24,6	14,0	61,4	1,62	28,71	16,04
90 -120	23,2	14,4	62,4	1,64	29,37	16,76

Profundidade (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	D_{ap} (g/cm^3)	CC (%)	PMP (%)
0 - 30	86,0	10,0	4,0	1,53	5,80	2,04
30 - 60	86,0	10,3	3,6	1,53	5,87	2,30
60 - 90	86,0	10,2	3,8	1,53	5,11	2,27

D_{ap} =Densidade Aparente D_{ap} ="Capacidade de Campo" PMP =Ponto de Murcha Permanente

A relação entre o potencial matricial da água do solo e o conteúdo de água do solo, conhecida como "Curva de Retenção de água do solo", foi determinada para cada um dos solos mostrados, mediante a desorção das amostras de solos desagregados, inicialmente saturados. Tal desorção foi levada a efeito mediante a aplicação de pressões negativas a incrementos previamente selecionados.

A Condutividade Hidráulica, em condições de não saturação para cada uma das profundidades dos solos mostrados foi estimada teoricamente empregando a equação modificada de Green e Corey, representada da seguinte forma:

$$K(\theta)i = \frac{Ku}{Kuc} \quad \frac{30d^2}{\rho g N} \quad \frac{E_p}{n^2} \quad (2j + 1 - 2i)\, hj^{-2} \qquad [2]$$

$$i = 1,2, \ldots\ldots, m.$$

onde Θ é o conteúdo de água do solo, n é o número de intervalos de umidade de poros, d, p e N a tensão superficial, densidade e viscosidade de água, respectivamente; g a aceleração de gravidade, E a porosidade, p a classe porosa que corresponde ao menor conteúdo de água do solo, hj a pressão aplicada para uma dada classe porosa, e i corresponde à classe com o maior conteúdo de água.

Para facilitar os cálculos usou-se um programa em linguagem Fortran IV e um computador IBM-360.

Uma vez calculada a Condutividade Hidráulica teórica, esta foi corrigida usando-se um fator de correção Ku/Kuc onde Ku é a Condutividade Hidráulica do solo em condição de saturação, (determinada experimentalmente), e Kuc é a Condutividade Hidráulica calculada empiricamente.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Relação entre o potencial matricial e o conteúdo de água do solo.

As relações entre o potencial matricial da água do solo e o conteúdo de água do solo, para os diferentes intervalos de profundidade de cada um dos solos estudados são mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 — Conteúdo de água do solo e potencial matricial para os solos obtidos das Estações Experimentais de Bebedouro, Mandacaru e EMBRAPA, respectivamente.

Profundidade do Solo (cm)	Potencial Mátrico (cm de água)					
	103	310	826	2060	5166	15500
	Contenido de água del suelo ($cm^3/cm3$)					
0 - 15	0,178	0,092	0,072	0,060	0,052	0,048
15 - 30	0,180	0,107	0,096	0,074	0,062	0,055
30 - 45	0,223	0,125	0,114	0,096	0,083	0,075
45 - 60	0,262	0,175	0,128	0,108	0,092	0,087
60 - 75	0,274	0,180	0,132	0,110	0,094	0,089
75 - 90	0,285	0,166	0,141	0,115	0,099	0,088
90 -105	0,332	0,187	0,162	0,132	0,107	0,097
0 - 30	0,530	0,470	0,430	0,380	0,320	0,250
30 - 60	0,510	0,460	0,420	0,360	0,330	0,260
60 - 90	0,510	0,470	0,420	0,360	0,320	0,260
90 -120	0,530	0,480	0,440	0,380	0,350	0,270
120 -150	0,540	0,490	0,450	0,390	0,350	0,300
0 - 30	0,140	0,090	0,085	0,064	0,049	0,031
30 - 60	0,128	0,090	0,089	0,061	0,051	0,035
60 - 90	0,096	0,078	0,070	0,055	0,048	0,035

Um exemplo de como as curvas de Retenção de água do solo foram construídas é ilustrado na figura I, para três intervalos de profundidade do solo obtido da Estação Experimental de Bebedouro. As curvas características para os intervalos de 0 - 15, 30 - 45 e 60 - 75 cm, indicam a natureza física do perfil do solo em questão. Desde a saturação até aproximadamente 5.000 cm de água de potencial, as variações no conteúdo de água de cada profundidade são bastante apreciáveis. Pressões menores que as indicadas, produzem um constante, mas pequeno decréscimo do conteúdo de água do solo. Nos intervalos saturados, os dados foram considerados mais precisos e assim as curvas que foram plotadas oferecem maior segurança que nos intervalos não saturados. Análise da figura 1, indica que a medida que aumenta a profundidade do perfil do solo, aumenta a tendência do solo em reter água. Dito comportamento pode ser explicado na tabela 1. Nesta, pode-se observar que a percentagem de argila do solo proveniente da Estação Experimental de Bebedouro aumenta com a profundidade do solo. O comportamento das curvas de Retenção de água para os intervalos 15 - 30, 45 - 60, 75 - 90 e 90 - 105 cm, se ajustam entre os outros três intervalos já analisados. As curvas destes intervalos não foram plotadas na figura 1 para melhor ilustração.

As curvas de Retenção de água dos intervalos de profundidades para o solo obtido da Estação Experimental de Mandacaru foram praticamente iguais, o que se pode observar na tabela 2. Tal comportamento é explicado devido a homogeneidade deste solo. Características físico-hídricas, através de todo seu perfil são apresentadas na tabela 1.

A análise das relações entre o potencial matricial e o conteúdo de água do solo (tabela 2) e das características físico-hídricas do solo obtido da Estação da EMBRAPA, permitem conclusões semelhantes as do caso do solo proveniente da Estação Experimental de Mandacaru.

Relações entre a Condutividade Hidráulica e o conteúdo de água do solo

A Condutividade Hidráulica K foi determinada empiricamente através do método de Green e Corey (1971), o qual utiliza informações obtidas das curvas de retenção de água do solo, propriedades da água, porosidade e a constante de gravidade.

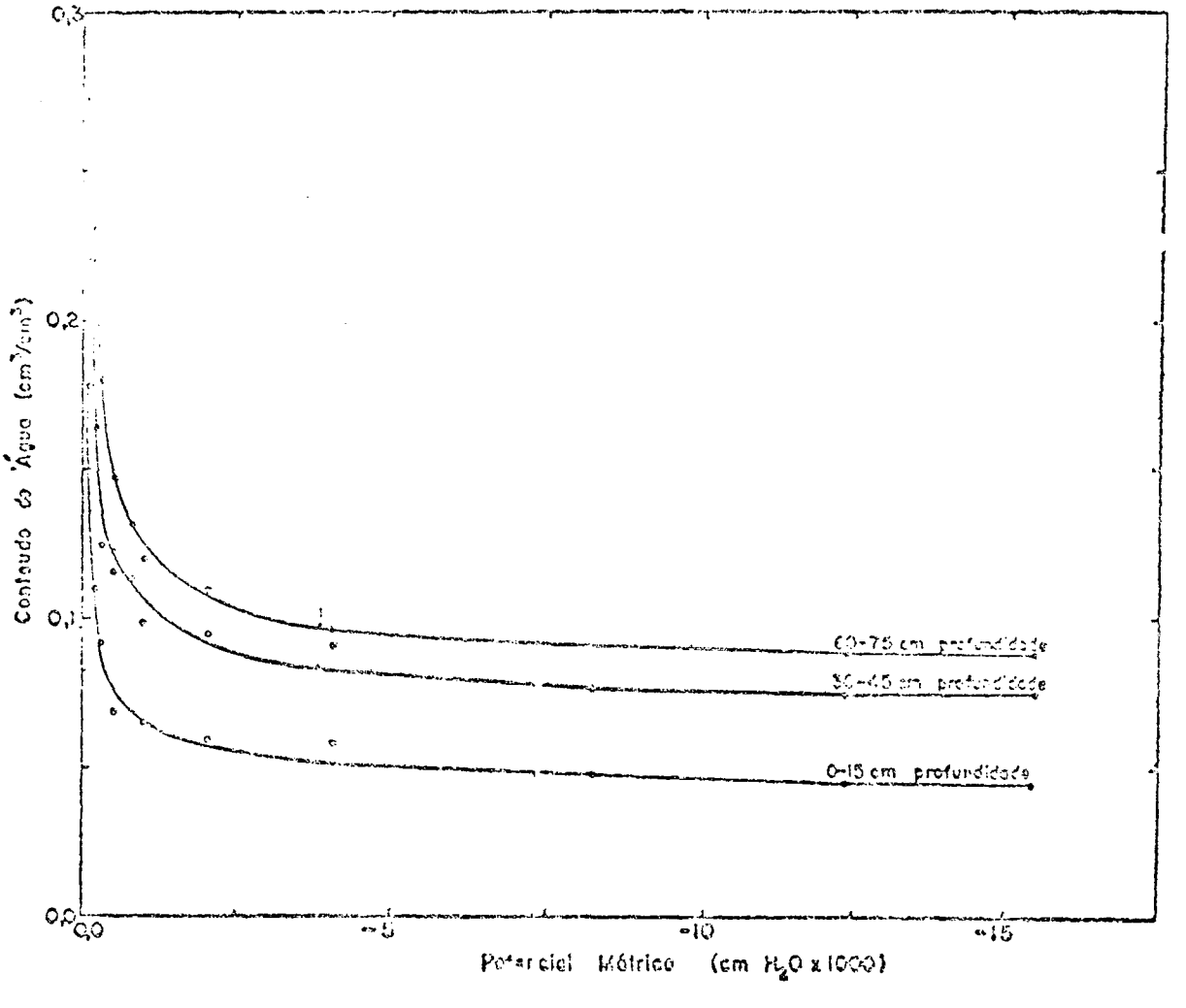


Tabela 1 — Curvas de Retenção de água para três intervalos de profundidades do solo obtido da Estação Experimental de Bebedouro.

O fator de correção, que aparece na equação [2], foi calculado usando-se a Condutividade Hidráulica sob condições de saturação.

As curvas da Condutividade Hidráulica, versus o conteúdo de água do solo, para cada um dos intervalos de profundidade estudadas do solo obtido da Estação Experimental de Bebedouro, são mostradas na figura 2. Para cada intervalo de profundidade, os valores de K são plotados **versus** o conteúdo de água do solo para uma ampla faixa. Figuras 3 e 4 apresentam informação semelhante para os solos obtidos das Estações Experimentais de Mandacaru e EMBRAPA, respectivamente.

Análise das figuras 2, 3 e 4, permitem observar que a Condutividade Hidráulica K aumenta com o conteúdo de água do solo, fenômeno observado previamente por vários investigadores, (Jackson et al(1965), Cassel (1971) Green e Corey (1971) e Bruce (1972).

Para uma melhor comparação dos valores de K para cada solo, estes valores foram plotados para cada intervalo de profundidade sobre um mesmo intervalo de conteúdo de água do solo, (figuras, 5, 6 e 7).

A inspeção dos valores de K versus o conteúdo de água do solo dentro do intervalo 0,10 cm^3/cm^3, para o solo obtido da Estação Experimental de Bebedouro, revela que em geral a Condutividade Hidráulica decresceu com a profundidade. A maior proporção de argila encontrada nas camadas inferiores do solo, poderiam justificar os baixos valores de K encontrados (Ver tabela 1).

A figura 6 mostra que em geral os intervalos de profundidade do solo de Mandacaru, tem aproximadamente os mesmos valores de K no intervalo de umidade entre 0,35 e 0,50 cm^3/cm^3. Considerando-se que a Condutividade Hidráulica foi determinada baseando-se principalmente em informação obtida das curvas características da umidade, era de se esperar tais resultados se as curvas características para cada intervalo deste solo fossem praticamente iguais.

A figura 7 ilustra a comparação dos valores de K de três intervalos de profundidade do solo obtido da Estação Experimental da EMBRAPA, para o intervalo de umidade de 0,040 e 0,120 cm^3/cm^3.

Do mesmo modo que no solo anterior, a Condutividade Hidráulica foi muito homogênea através de todo o perfil do solo, com exceção do intervalo 60 - 90 cm, o qual apresentava valores de K maiores que as outras profundidades quando o conteúdo de água foi superior a 0,080 cm^3/cm^3.

Da informação obtida, pode-se concluir que:

- As curvas de retenção de água do solo e as relações entre a Condutividade Hidráulica e o conteúdo de água do solo revelaram a natureza físico-hídrica dos solos em estudo; natureza previamente identificada mediante a caracterização de cada perfil. Assim, foi confirmada a natureza anisotrópica do perfil do solo proveniente da Estação Experimental de Bebedouro e a homogeneidade daqueles provenientes das Estações Experimentais de Mandacaru e EMBRAPA.

- Para todos os solos estudados, a Condutividade Hidráulica aumentou com o conteúdo de água do solo.

- No solo proveniente da Estação Experimental de Bebedouro, os valores de K diminuiram com a profundidade do perfil do solo. Em cada um dos solos provenientes de Mandacaru e IPEANE, os valores de K obtidos através de cada perfil, foram semelhantes.

- O simples conhecimento da relação entre o potencial matricial e o conteúdo de água do solo permite determinar teoricamente a Condutividade Hidráulica do solo, parâmetro de grande importância em estudos de movimento de água através de solos não saturados. Embora o uso do fator de correção tome conta de alguns dos problemas, que Miltington e Quirk (1961) tem citado, que poderiam produzir certa preocupação acerca da exatidão dos valores encontrados ao usar este método, serão de grande valor confirmar a exatidão deste método mediante uma futura pesquisa na qual se comparam os valores de K obtidos teoricamente com aqueles obtidos **in situ**.

RESUMO

O dimensionamento dos sistemas de irrigação e de obras hidráulicas dos sistemas de drenagem, requerem o conhecimento do movimento da água através do perfil do solo e portanto do conhecimento da Condutividade Hidráulica (K) como uma função do conteúdo de água.

Devido as dificuldades de medir a Condutividade Hidráulica **in loco** e ao discutível valor prático das determinações de laboratório, trabalhos foram conduzidos para estimar empiricamente valores de K sob condições de solo não saturado. O método usado foi o de Green e Corey (1971) o qual é baseado nos dados obtidos da Curva de Retenção da Água do Solo.

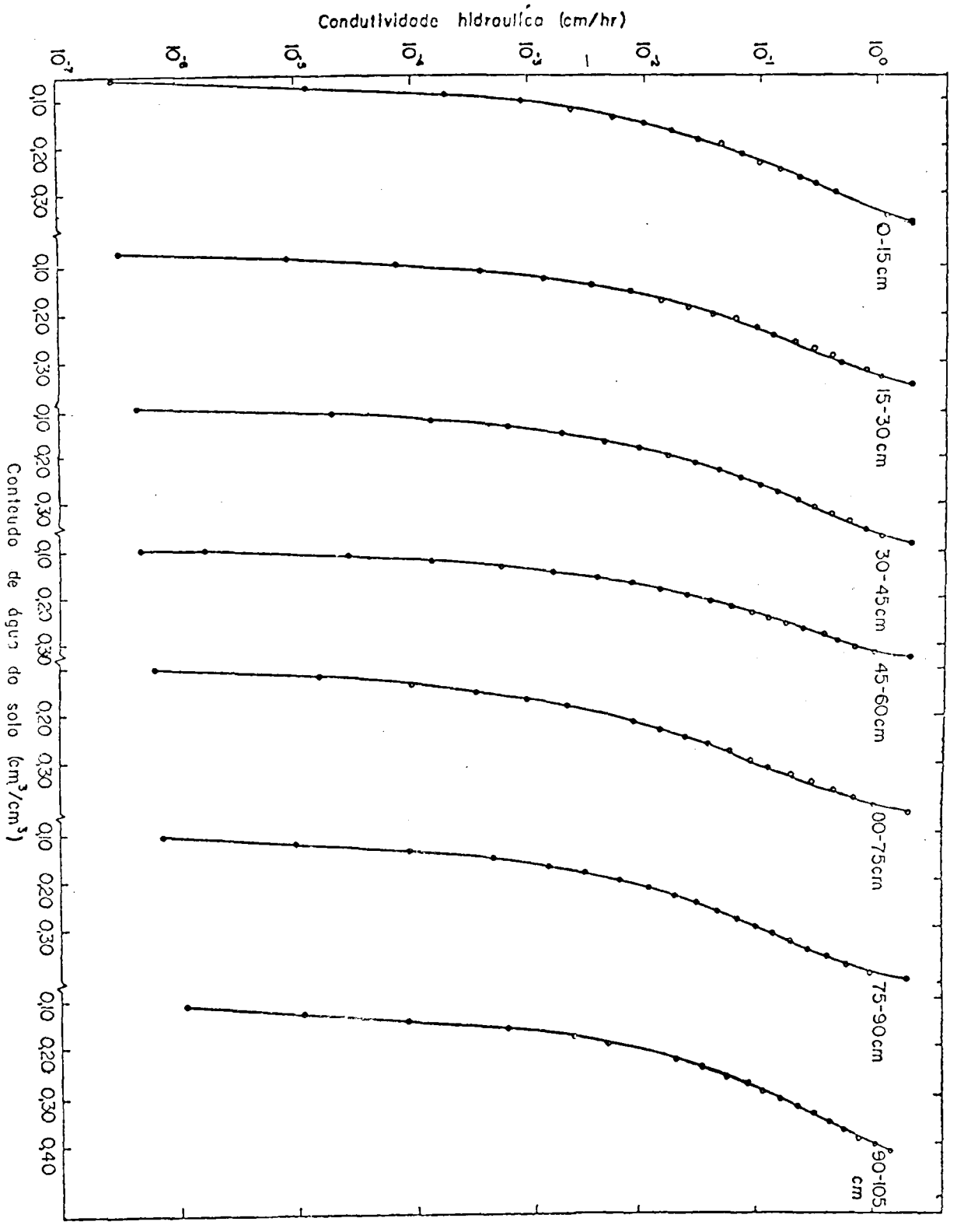


Tabela 2 — Condutividades Hidráulicas não saturadas para 7 intervalos de profundidades do solo obtido da Estação Experimental de Bebedouro.

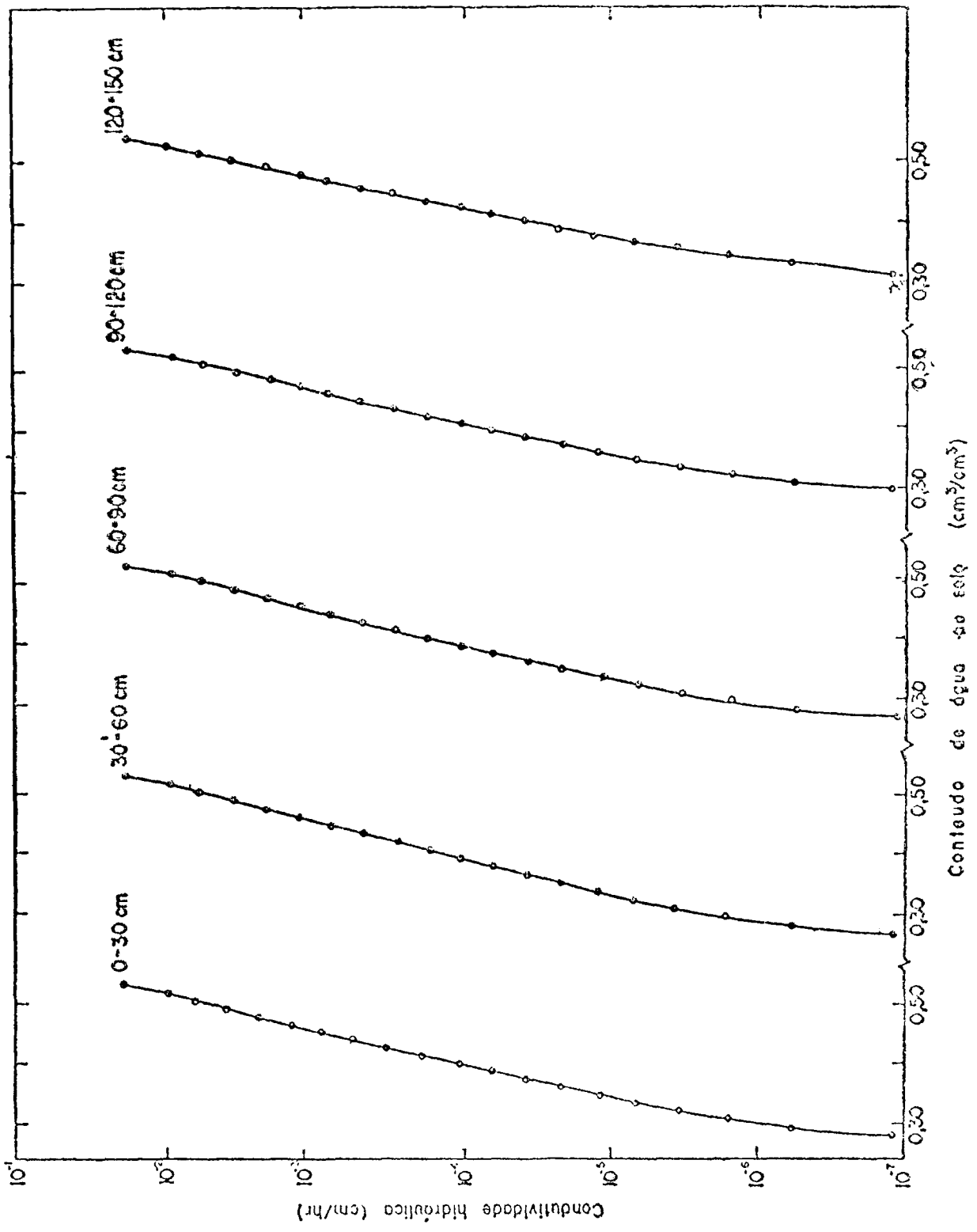


Tabela 3 – Condutividades Hidráulicas não saturadas para os 5 intervalos de profundidades do solo obtido da Estação Experimental de Mandacaru.

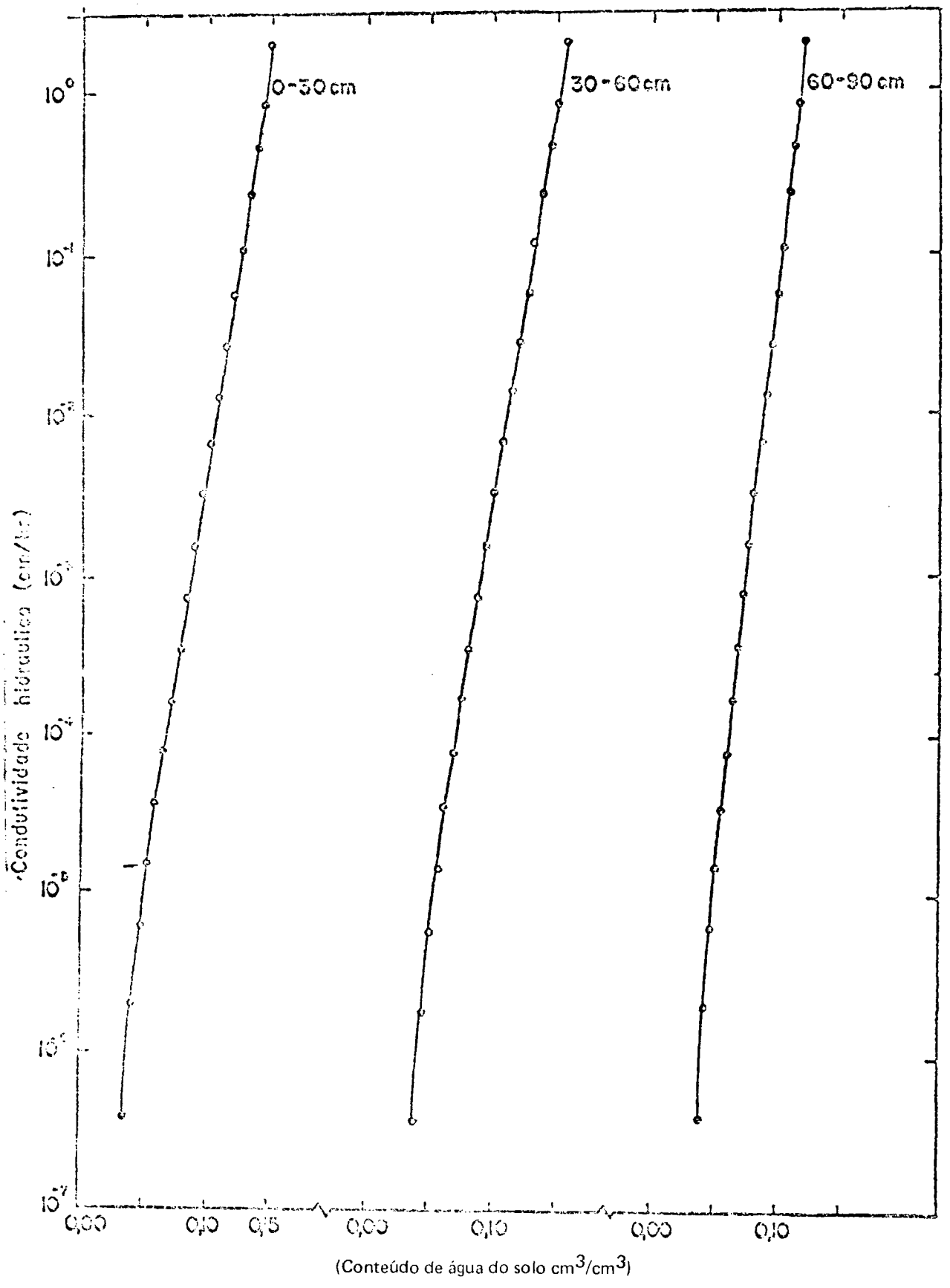


Tabela 4 – Condutividades Hidráulicas não saturadas para os três intervalos de profundidades do solo obtido da Estação Experimental da EMBRAPA.

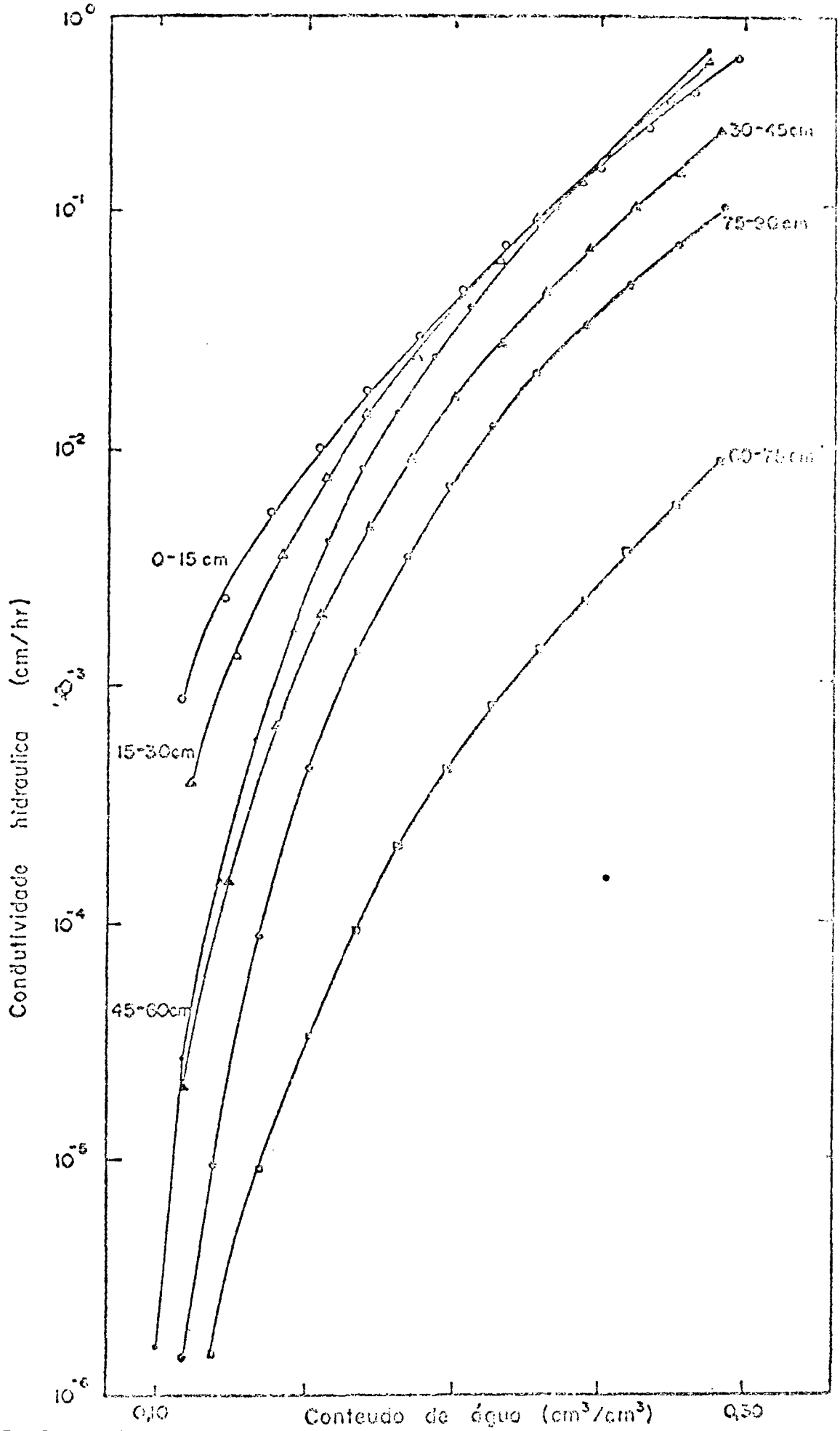


Tabela 5 — Comparação dos valores de K, sobre um mesmo intervalo de conteúdo de água, para o solo obtido da Estação Experimental de Bebedouro.

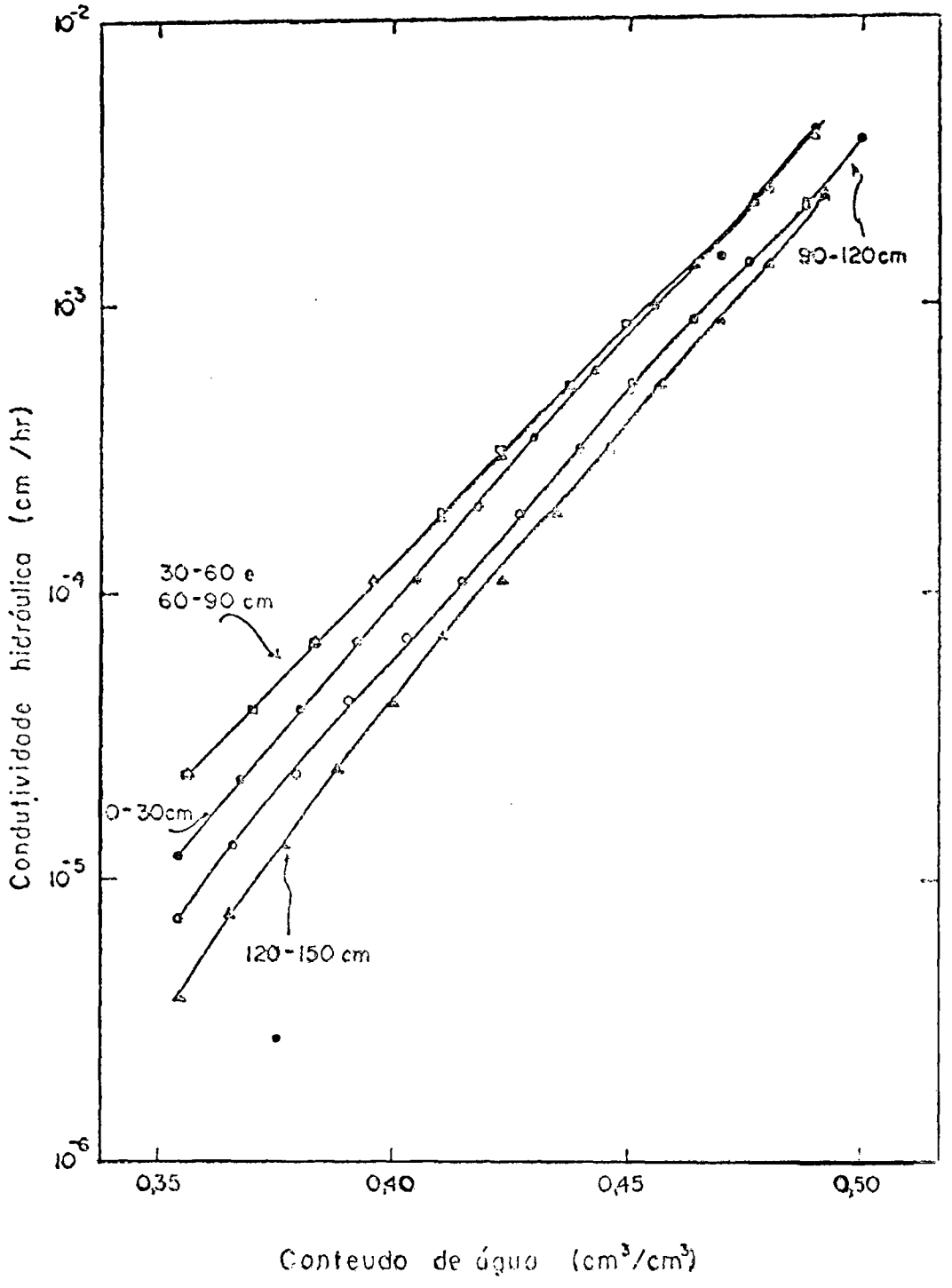


Tabela 6 — Comparação dos valores de K, sobre um mesmo intervalo de conteúdo de água, para o solo obtido da Estação Experimental de Mandacaru.

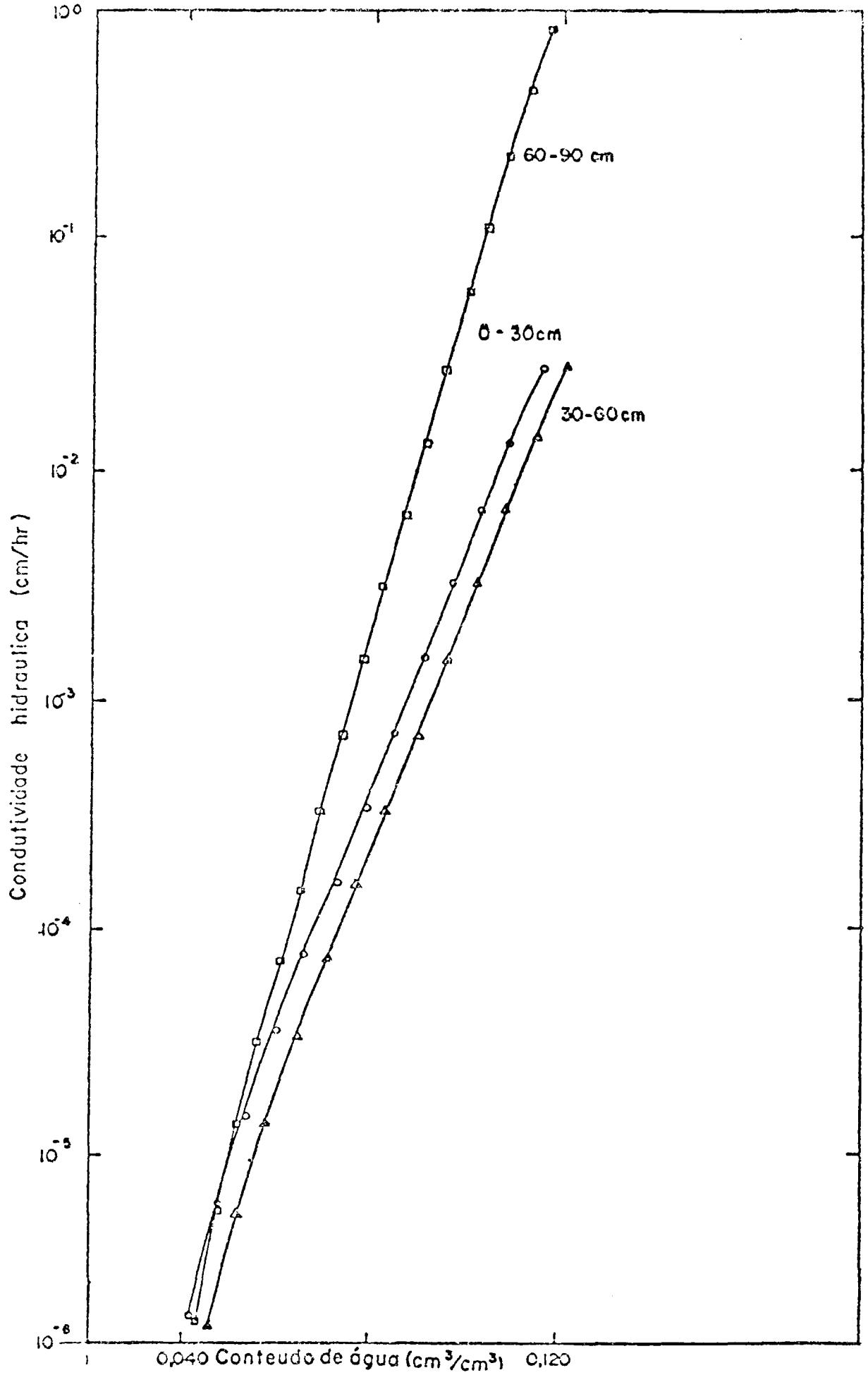


Tabela 7 — Comparação dos valores de K, sobre um mesmo intervalo de conteúdo de água, para o solo obtido da Estação Experimental da EMBRAPA.

A Condutividade Hidráulica foi determinada em amostras obtidas de três Estações Experimentais localizadas no Vale do São Francisco e a análise dos resultados foi feita no Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

BIBLIOGRAFIA

Burst, K. J., C. H. M. van Bavel, and G. B. Stirk. 1968. Hydraulic properties of a clay loam soil and the field measurement of water uptake by plants: III. Comparison of field and laboratory data on retention and of measured and cal culated conductivities. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 32:322-326.

Bruce, K. R. 19/2, Hydraulic conductivity evaluation of the soil protile from soil water retention. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 36:555-561.

Cassel, D. K. 1971. Water and solute movement in Svea loam for two water managment regimes. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 35:859-966.

Darcy, Henry (1856). "Les Fontaines Publique de la ville de Dijon" Dalment, Paris.

Davidson, J. M., L. K. Stone, D. R. Nielsen, and M. E. LaRue. 1969. Field measurement and use of soil water properties. Water Resources Res. 5:1312-1321.

FAO/PNUD. 1971. Estudos de Irrigación e Ingenieria. Estudios de la Cuenca del Rio S. Francisco. Roma, FAO/PNUD. 301 P.

Green, R. E., and J. C. Corey. 1971. Calculation of Hudraulic conductivity: A further evaluation of some predictive methods. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 35:3-9.

Hargreaves, G. H. 19/4. Climatic Zoning for Agricultural Production in Northeast Brazil. Jogan, Utah State University. 6 p.

Jackson, R. D., R. J. Reginato, and C. H. M. Van Bavel. 1965. Comparison of measured and calculated hudraulic conductivities of unsaturated soils. Water Resources Res. 1:375-380.

Kunze, R. J., G. Uehara and K. Graham. 1968. Factors important in the calculation of hydraulic conductivity Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 32:760-765.

Marshall, T. J. 1958. A relation between permeability and size distribution of pores. J. Soil Sci. 9:1-8.

Millington, R. J., and J. P. Quirk. 1959. Permeability of porous media. Nature 183:387-388.

Millington, R. J., and J. P. Quirk. 1960. Transport in porous media. Int. Cong. Soil Sci., Irans. 7th 13:97-106.

Millington. R. J., and J. P. Quirk. 1961. Permeability of porous solid. Trans. Faraday Soc. 57:1200-1207.

Queiroz Filho, S. C., Millar, A.A. e Boers, M. 1975. Caracteristicas da Infiltração dos Vertissolos do Sub-Médio São Francisco. Anais do XV Congresso Brasileiro da Ciência do Solo. Campinas, SP. (em prelo).

IMPLICAÇÕES AGRÔNOMICAS DO EFEITO DA UMIDADE INICIAL SOBRE A CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO DO SOLO[1]

Hamilton M. de Azevedo *
Agustín A. Millar **
Hugo O. Carvalho ***

INTRODUÇÃO

A infiltração é um parâmetro básico para o dimensionamento de projetos de irrigação influenciado diretamente no comprimento dos sulcos, a vazão de irrigação, tempo de irrigação, dimensionamento de canais e drenos.

A cobertura vegetal, percentagem de matéria orgânica, condição de compactação do solo, textura, estrutura, e conteúdo de água da camada superficial, são fatores dos quais depende a infiltração. Tem-se encontrado que a medida que aumenta o conteúdo da água da camada superficial do solo, diminui a velocidade de infiltração (Philip, 1957. Fernández e Wilkinson, 1965).

Os projetos de irrigação são dimensionados em função da velocidade de infiltração determinada a baixos teores de umidade o que não acontece na operação de projetos cujos cultivos são irrigados a níveis elevados de água disponível, 50, 60, 70 e 80%, dependendo da textura do solo e da cultura. Do ponto de vista de solo, devido aos solos irrigados apresentarem sempre conteúdo de água disponível elevado, o escoamento superficial tende a ser maior, favorecendo as perdas de solo e nutrientes.

Estudos sobre o efeito da variação da infiltração sobre o dimensionamento, operação e manejo de água e do solo num projeto de irrigação são de grande importância para o adequado manejo da água e para a melhoria na eficiência de irrigação.

O objetivo deste trabalho foi estudar o efeito do conteúdo de água no solo no momento da irrigação, sobre os parâmetros da equação de infiltração.

MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo foi realizado na Estação Experimental do Projeto de Irrigação de Bebedouro em Petrolina, Pernambuco.

Segundo Hargreaves (1974), o clima da região é muito árido, com temperatura média anual variando de 23 a 28°C, sendo os meses mais frios junho e julho e os mais quentes outubro e novembro. A precipitação média anual é de 443 mm e a umidade relativa média é de 67,8%, (FAO/PNUD, 1971).

Os solos usados são da série latossólica, unidade 37 AB, com profundidade superior a 1,5 m, camada superficial areia, com transição gradual para sub-solo arenoso e argilo-arenoso. Na Tabela 1 indicam-se algumas das principais características físico-hídricas do solo usado. Uma detalhada descrição do perfil pode ser encontrada em vários trabalhos realizados sobre o mesmo solo (FAO/PNUD, 1971).

Tabela 1 - Caracteristicas físico-hídricas do latossolo 37 AB do Projeto de Irrigação de Bebedouro, Petrolina, PE.

Profundidade (cm)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Densidade aparente ($g\ cm^{-3}$)	Capacidade de campo (%)	Ponto de Marcha Permanente (%)
0 – 15	84	8	8	1,64	10,62	2,96
15 – 30	85	7	8	1,66	10,73	2,75
30 – 45	78	10	12	1,60	11,40	4,02
45 – 60	73	8	19	1,62	11,84	5,82
60 – 75	72	6	22	1,63	12,68	6,59
75 – 90	70	82	22	1,61	14,91	6,91

*Eng. Agr., Mestre em Engenharia de Irrigação, Professor Assistente do Departamento de Ciências Agro-Zootécnicas no Setor de Engenharia Rural, Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, Areia, PB.
**Eng. Agr. Ph. D., Especialista em Irrigação, Instituto Interamericano de Ciências Agrícolas (IICA), Convênio MINTER/IICA, Escritório da SUDENE, Petrolina, PE.
***Eng. Agr. Ph. D., Especialista em Solos e Água. Professor Adjunto, Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB.

As curvas de infiltração foram determinadas usando-se o método do sulco infiltrômetro segundo Queiroz et al. (1975). A equação de velocidade de infiltração foi obtida a partir da equação empírica de infiltração acumulada apresentada por Kostiakow e citada por Fernández et al. (1971).

$$D = CT^{m} \quad (1)$$

onde D é a infiltração acumulada (centímetros), C é a infiltração acumulada quando T = 1, m é a declividade da curva, constante determinada experimentalmente, e T é o tempo acumulado (minutos). Derivando-se a equação (1) com respeito ao tempo obtém-se a equação de velocidade de infiltração.

$$I = KT^{-n} \quad (2)$$

onde I é a velocidade de infiltração (centímetros/hora), n e K = 60 Cm são parâmetros determinados experimentalmente, e T é o tempo de infiltração (minutos).

Com o objetivo de estudar o efeito do conteúdo de água da camada superficial do solo (0 - 15 cm de profundidade) sobre os parâmetros da equação de velocidade de infitração, quinze testes de infiltração foram feitos mediante o método do sulco infiltrômetro sobre solos submetidos a diferentes conteúdos iniciais de água.

Além disso, testes de infiltração foram feitos em solos recém-preparados e solos já irrigados a um teor de umidade constante com a finalidade de comparar o efeito das condições do solo sobre os parâmetros das equação (2) de velocidade de infiltração.

Os resultados dos testes de infiltração quando se usaram diferentes condições de solo e quando se realizaram sobre solos a diferentes conteúdos iniciais de água, foram analisados e comparados estatisticamente, usando-se o método de correlação logaritmica (Grassi et al 1965). O grau de relação entre variáveis independentes e dependentes foi medido através do coeficiente de determinação (R^2) (Tejeda e Barnier, 1974).

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os dados dos quinze testes de infiltração obtidos em cada um dos solos submetidos a diferentes conteúdos iniciais de água foram plotados em papel log-log. Tais gráficos foram usados para determinar os parâmetros "C" e "m" da equação de infiltração acumulada. A partir desta informação, os parâmetros "K" e "n" da equação de velocidade de infiltração foram determinados. A Tabela 2 mostra os valores dos parâmetros "C", "m", "K" e "n" para cada um dos quinze testes conduzidos.

Os dados da Tabela 2 indicam que em geral o valor de K diminui com o aumento do conteúdo de água no solo. Como K é a velocidade de infiltração quando o tempo é igual a 1, os dados estão indicando que a velocidade de infiltração de água no solo diminui a medida que as condições de umidade inicial do solo aumentam. Estes resultados estão de acordo com outros estudos de infiltração realizados, que indicam uma redução da velocidade de infiltração como conseqüência da redução do gradiente do potencial matricial (Baver et al., 1972; Philip, 1957).

Teste Nº	Conteúdo de água no solo (%)	C	m	K	n
1	6,33	0,339	0,609	12,39	-0,39
2	6,84	0,414	0,484	12,03	-0,52
3	7,04	0,245	0,579	8,50	-0,42
4	7,79	0,418	0,488	12,24	-0,51
5	8,74	0,177	0,588	6,25	-0,41
6	9,07	0,095	0,710	4,05	-0,29
7	9,36	0,124	0,726	5,40	-0,27
8	9,91	0,087	0,673	3,50	-0,33
9	10,79	0,160	0,539	5,15	-0,46
10	10,91	0,172	0,596	6,17	-0,40
11	13,16	0,224	0,441	5,92	-0,56
12	13,16	0,194	0,496	5,77	-0,50
13	13,74	0,084	0,618	3,12	-0,38
14	15,04	0,115	0,590	4,07	-0,41
15	17,43	0,086	0,590	3,05	-0,41
					$\bar{x}$ = -0,41

Com o objetivo de determinar estatisticamente o efeito de conteúdo da água do solo sobre os valores de velocidade de infiltração para T = 1, os valores de K foram plotados em papel log-log, o qual mostra-se na Figura 1. Na abcissa colocou-se os valores de conteúdo volumétrico de água e na ordenada colocou-se os valores de K. Analisando-se os dados por correlação logarítmica encontrou-se a seguinte equação:

$$K = 91\theta^{-1,18} \quad (4)$$

onde K é o coeficiente da equação (2) e O é a porcentagem volumétrica de água na camada superficial do solo. A análise estatística da equação apresentou um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,61, significando que 61% da variação de K é explicada pela variação da umidade dos primeiros 15 cm de solo.

A análise dos dados da Tabela 2 indica que aparentemente não existe nenhuma relação entre o conteúdo inicial de água da camada superficial do solo e o valor de "n", a declividade da curva de velocidade de infiltração. Como no caso do coeficiente K, determinou-se o efeito do conteúdo de água do solo sobre o valor de n. Os dados da Tabela 2 foram plotados em papel log-log, o qual mostra-se na Figura 2. Na abcissa colocou-se os valores do conteúdo de água no solo e na ordenada colocou-se os valores de n. Analisando-se os dados por correlação logarítmica encontrou-se a seguinte equação:

$$n = 3,71\theta^{0,042} \quad (5)$$

onde n é o expoente da equação (2) e O é a percentagem volumétrica de água no solo.

A análise estatística da equação (50 apresentou um coeficiente de determinação igual a 0,004, significando que a variação do teor de umidade do solo, explica apenas 0,4% da variação de "n", ou seja o teor da umidade dentro dos limites nos quais se realizaram os testes, não exerce nenhuma influência sobre os valores de "n".

Com base na equação (4) e calculando-se o valor médio de "n" pode-se traçar uma família de curvas de velocidade de infiltração para diferentes conteúdos de água da camada superficial do solo (Figura 3). Analisando-se a Figura 3, encontra-se que para o tempo de infiltração igual à unidade, a velocidade de infiltração diminui quando aumenta a quantidade de água no solo. Do ponto de vista de irrigação quanto maior o conteúdo de água disponível no momento de aplicação, menor será a velocidade de infiltração e conseqüentemente maior o tempo de irrigação. Análises da mesma figura permitem encontrar que para solos em ponto de murcha permanente não se verifica escoamento superficial para chuvas de intensidade inferior a 50 mm/hr, durante os vinte primeiros minutos. Haveria escoamento superficial para chuvas de 60 mm/hr 14 minutos após o início da chuva. Para solos com 50% de água disponível, precipitação de 20 e 40 mm/hr, produziram escoamento superficial aos 14 e 2,5 minutos, respectivamente. Com um solo na capacidade de campo, uma precipitação de 20 mm/hr provocaria escoamento superficial após 3,5 minutos do início da chuva. Para uma precipitação de 60 mm/hr, 20 minutos após o início da chuva, a água não infiltrada seria de 8,43 e 50 mm/hr, quando o solo estivesse em ponto de marcha permanente, com 50% de água disponível e em capacidade de campo, respectivamente.

A metodologia possibilita quantificar em função do conteúdo de água da camada superficial de solo e da intensidade da precipitação, a água infiltrada no solo e a água que fica sobre a superfície do mesmo. A quantidade de água que infiltra é a chuva efetiva, ou seja, a água que fica para ser utilizada pelas plantas. Parte da água não infiltrada constituirá o escoamento superficial causando problemas de carregamento de solo e de nutrientes.

Com o objetivo de comparar o efeito das condições superficiais do solo sobre o valor K da equação de velocidade de infiltração, realizaram-se testes de infiltração em solos já irrigados e em sulcos recém-preparados e não submetidos ainda à irrigação. Quatro testes de infiltração foram feitos recém-preparados com conteúdo de água de 9,36% em volume. Os dados das quatro repeticões foram protados em papel log-log (Figura 4), e encontrou-se as seguintes equações de infiltração acumulada (D) e velocidade de infiltração (I).

$$D = 0,66T^{0,55}$$

$$I = 21,78T^{-0,45}$$

O valor de K resultante dos testes de infiltração em solos recém-preparados (não irrigados) e com conteúdo de água de 9,36% em volume, foi 3,3 vezes superior ao valor de K obtido em solos já irrigados. Este maior valor de K, encontrado em solos recém-preparados, é explicável devido à natureza rugosa, atorroada e solta da superfície deste solo.

Os valores de n determinados em sulcos recém-preparados não irrigados e em sulcos já irrigados, ambos com o mesmo conteúdo de água no solo foram de -0,45 e -0,41, respectivamente. A pequena diferença verificada, permite concluir que para o teor de umidade em estudo, as condições superficiais do solo também não influiu sobre os valores de n.

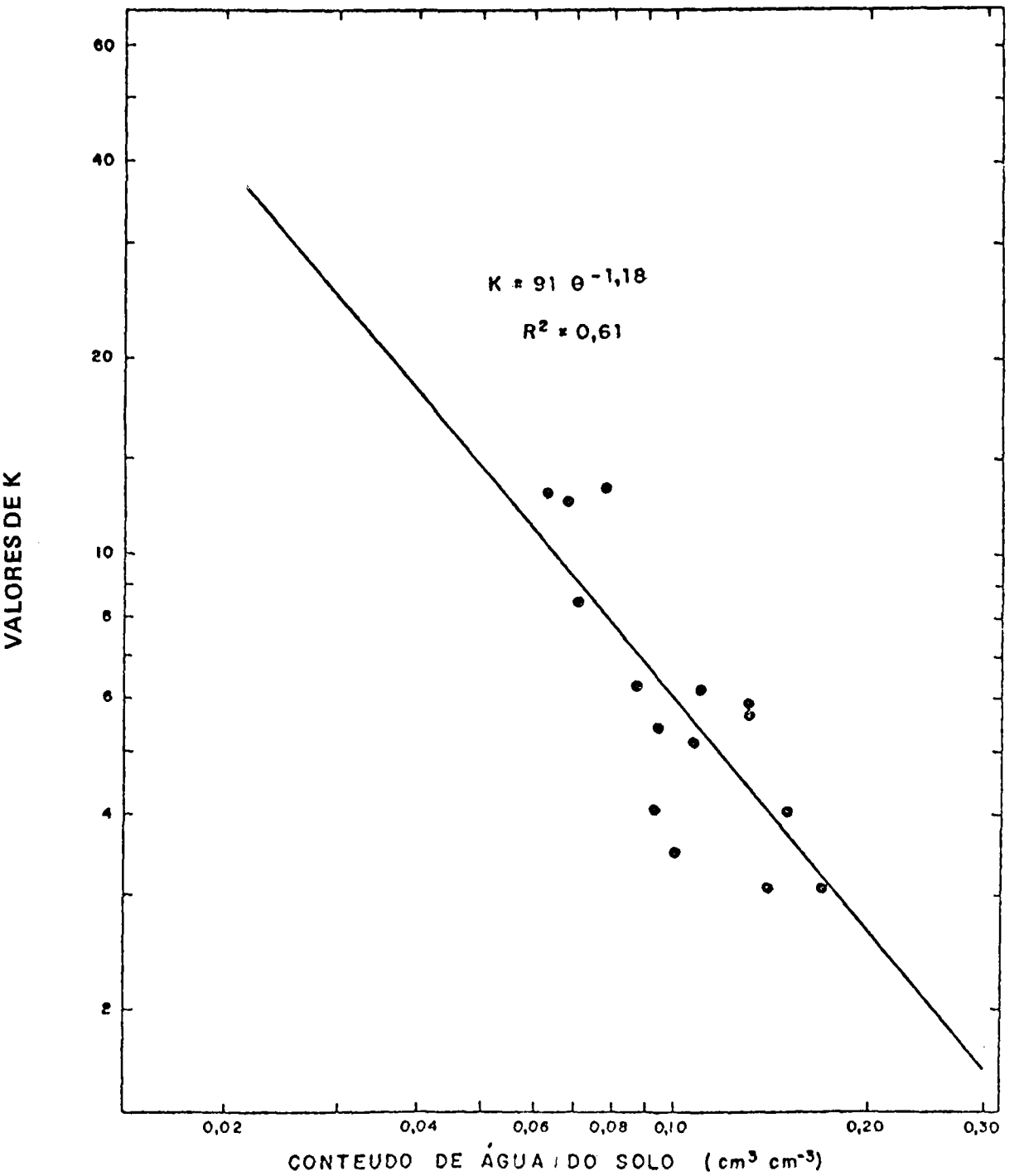


Figura 1 — Efeito do teor de umidade do solo da camada superficial de 0-15 cm sobre o parâmetro K da equação de velocidade de infiltração.

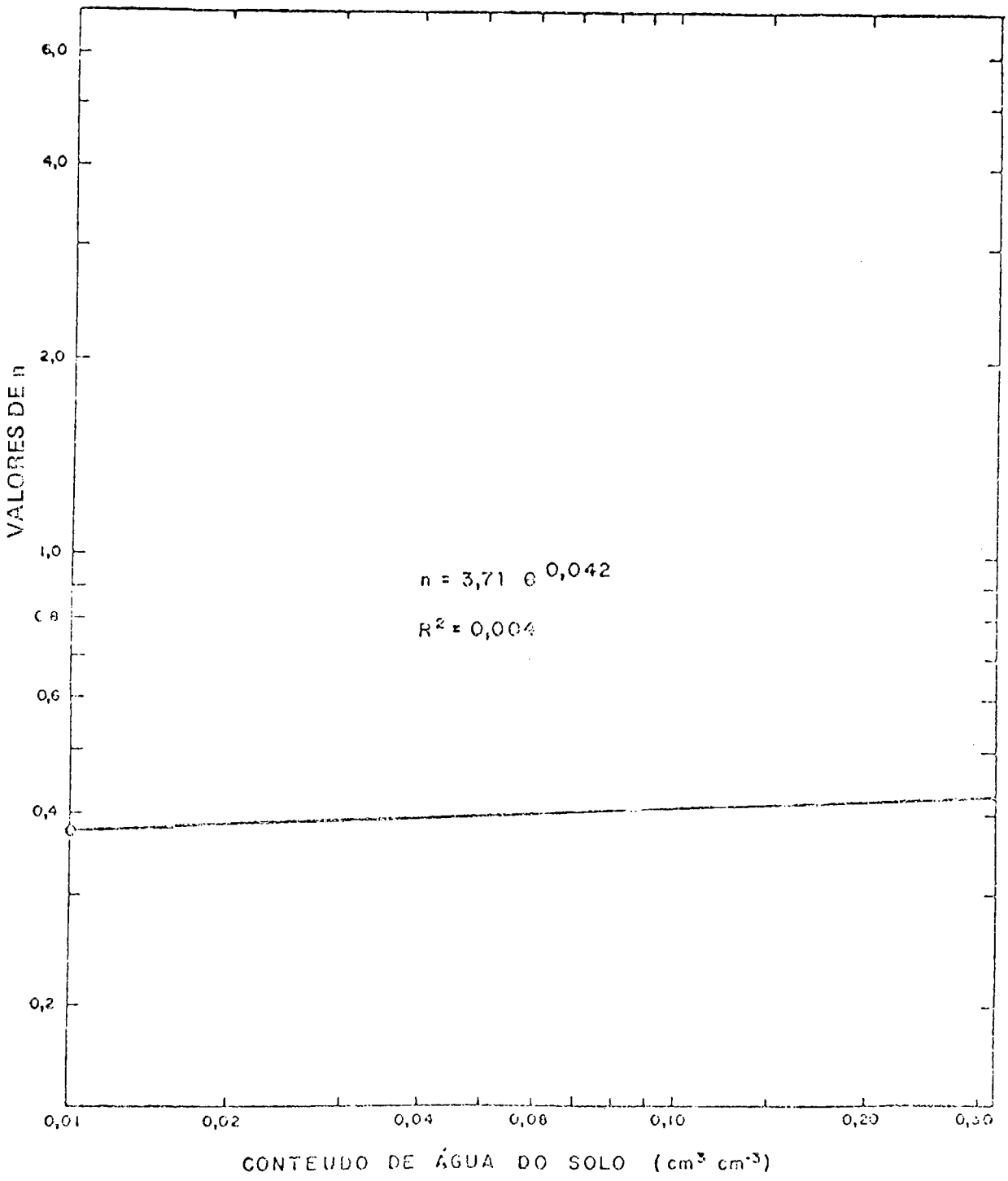


Figura 2 – Efeito do teor de umidade do solo da camada superficial de 0-15 cm de profundidade sobre o parâmetro da equação de velocidade de infiltração.

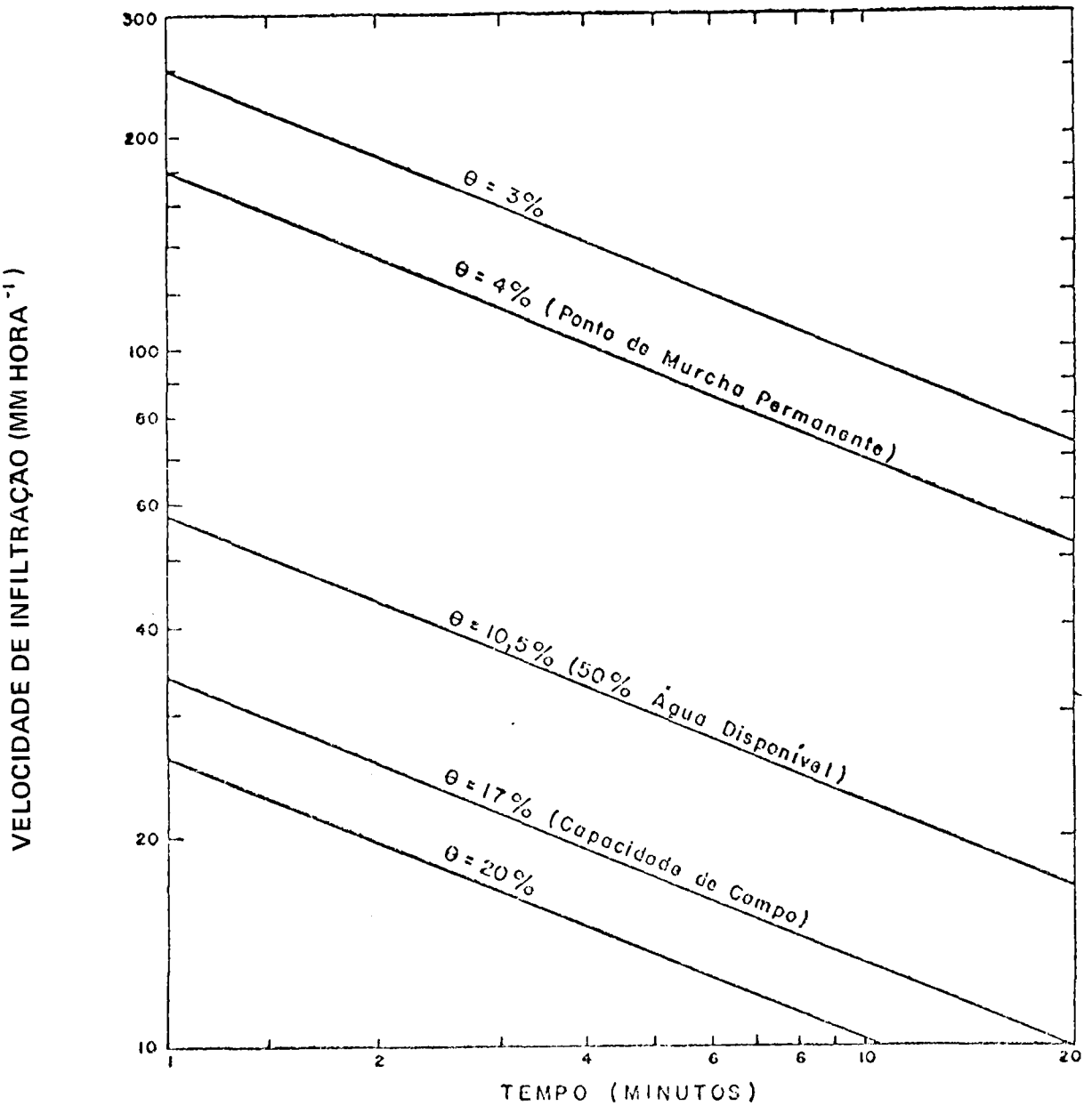


Figura 3 — Curvas de velocidade de infiltração para diferentes conteúdos inciais de água na camada superficial do solo.

Figura 4 — Curvas de infiltração acumulada e instatânea da profundidade de solo 0-15cm (média de 4 repetições).

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

1. No latossolo, o valor da velocidade de infiltração K, da equação de infiltração diminui com o aumento do conteúdo de água inicial da camada superficial do solo de acordo à seguinte relação:

$$K = 91\theta^{-1,18}$$

2. O Valor de n da equação de infiltração não foi afetado pelas variações do conteúdo inicial de água da camada superficial do solo. A relação matemática é a seguinte:

$$n = 3,71\theta^{0,042}$$

3. Para um conteúdo de água do solo de 0,093 cm^3/cm^3, o valor de K obtido em solo recém-preparado foi 3,30 vezes superior ao valor de K em um solo já irrigado. Isto não aconteceu com o valor de n, o qual não foi afetado pelas condições do solo.

4. As condições anteriores permitem introduzir práticas de manejo de água e de solo, com o fim de evitar excessos superficiais com as conseqüentes perdas de solo e nutrientes e prevenir uma possível contaminação das águas recebedoras de tal escoamento.

5. Com a finalidade de racionalizar o manejo da irrigação e aumentar a eficiência de uso da água, recomenda-se:

– utilizar solos já irrigados na obtenção de informação para fins de dimensionamento e distribuição da irrigação nos Projetos.

– Fazer os testes de infiltração a conteúdos de água no solo na faixa de 50-70% de água disponível, o qual é mais representativo das condições futuras de manejo do solo sob irrigação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAVER, L. D., GARDNER, WALTER H. &GARDNER WILFORD R. 1972. Soil Physics. 4 th edition, John Wiley & Sons. Inc. New York. p.317-351.

FAO/PNUD. 1971. Estudios de Irrigación e Ingenieria. Estudios de la Cuenca del Pio São Francisco. Roma, FAO/PNUD, 301 p.

FERNANDEZ, B. y WILLKINSON, G. E. 1965. Effect of crop cultures on the in filtration of America Proceedings 29 (6): 748-752.

FERNANDEZ, F. C., LUQUE, J. A. & PALONI, J. D. 1971. A analisis de la infiltración y su aplicacion para Diseños de el Valle Inferior del Rio Colorado. Revista de Investigaciones Agropecuarias, Serie 3. Clima y Suelo 8 (1): 29 p.

GRASSI, C. J., FERNANDEZ, P. C., &PONCE, I. 1965. Velocidade de Avance del Frente de Agua en los Surcos de Riego. Revista de Investigaciones Agropecuarias. Clima y Suelo 2(2): 11-34.

HARGREAVES, G. H. 1974. Climatic Zoning for Agricultural Production in Northeast Brazil. Logan, Utaha State University, 6. p.

PHILIP, J. R. 1957. The theory of infiltration 5. The influence of the initial moisture content. Soil Science 84 (4): 329-339.

QUEIROZ FILHO, S. C. MILLAR, A. A. e BOERS, M. 1975. Características de Infiltração de Vertissolos do Sub-Médio São Francisco. Anais do XV Congresso Brasileiro da Ciência do Solo. Campinas, SP. (em prelo).

TEJEDA, H. R. e BARNIER, R. 1974. Métodos e Técnicas de Pesquisa na Agricultura Irrigada. Parte I. Estatística Experimental. Petrolina, PE., Programa de Treinamento em Irrigação, GEIDA/SUDENE/IICA/CIDIAT. 186 p.

TESTE DE FURO DE TRADO EM AUSÊNCIA DE LENÇOL :

(Shallow well pump-in Test)

Manuel de Jesus Batista*

CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este tipo de teste mede, essencialmente, o fluxo lateral da água através das paredes do furo, no qual é mantida uma lâmina d'água constante.

Quando se realizar o teste em uma zona com mais de uma camada de solo incluídas, tem-se a permeabilidade lateral de toda a zona testada, porém, o resultado obtido reflete, principalmente, a permeabilidade da camada mais permeável.

Para se obter um valor mais significativo, é preciso realizar o teste dentro de uma única camada de cada vez, o que nem sempre é possível, pois, muitas vezes, é necessário trabalhar em camadas cuja espessura não é a desejada.

Pode-se calcular a permeabilidade lateral de todas as diferentes camadas de uma área, mas, as menos permeáveis são mais importantes porque dão uma melhor idéia quanto ao movimento lateral da água na área em estudo.

É importante lembrar que quando existem certas camadas de textura muito pesada dentro da área onde se realizem investigações de drenagem, como é o caso de uma camada muito argilosa, ou mesmo uma camada franco-argilosa que se apresenta muito compacta, devem-se conduzir primeiro "Testes de Permeâmetro de anel. Com base nos dados obtidos, pode-se concluir se há um movimento vertical satisfatório da água. Em caso afirmativo, far-se-ão, a seguir, testes para medir a permeabilidade lateral das camadas em pauta.

Com a condução desse tipo de teste, pode-se também identificar prováveis barreiras existentes em uma área. Em termos de drenagem, barreira é toda camada cuja permeabilidade é igual ou inferior a 1/5 da permeabilidade média das camadas superiores.

ESCOLHA DOS LOCAIS DE EXECUÇÃO DOS TESTES

Ao se estudar uma área faz-se a seleção das camadas de solo a serem submetidas a esse tipo de teste. Essa escolha é feita no escritório com base nas descrições dos perfis fornecidos pela classificação de terras e, também, levando-se em consideração quaisquer outros dados disponíveis quanto às camadas subsuperficiais da área, sua forma etc.

Em mapas topográficos, ou mesmo em aerofotografias da área, marcam-se "a priori", os locais de possíveis testes. Uma seleção final é geralmente feita "in loco".

É sempre interessante saber como se apresentam as camadas subsuperficiais da área do trabalho, porque as camadas a serem testadas podem apresentar-se onduladas e, então, caso isto aconteça, podem-se localizar os testes em pontos onde estas estiverem mais próximas da superfície.

Locais de fáceis acesso devem ser preferidos, uma vez que se deve transportar todo o material e mais a água a ser usada para o local escolhido. No mínimo, é necessário que haja acesso para uma "pick-up".

NÚMERO DE TESTES POR CAMADAS

Devem ser feitos, de um modo geral, três testes para cada camada em estudos.

No caso de se fazer esse número de testes para uma mesma camada e os mesmos apresentarem valores coincidentes ou muito próximos, não será necessário maior número de testes de confirmação, bastando apenas tirar uma média. No caso de apresentarem valores discrepantes, devem-se conduzir outros testes, para evitar dúvidas.

EQUIPAMENTO NECESSÁRIO

Para a condução desse tipo de teste, necessita-se do seguinte material:

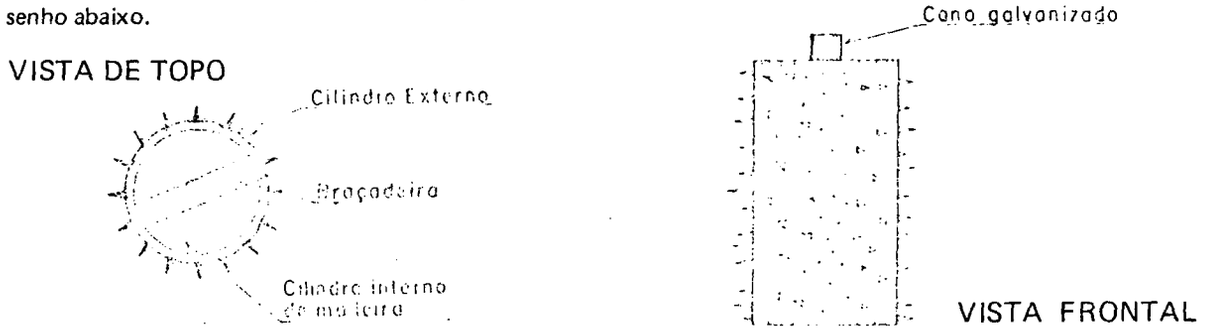
---

* Engenheiro Agrônomo da Diretoria da Área Técnica da CODEVASF — Brasília — DF.

UFRGS
BIBLIOTECA IPH

– Trados manuais do tipo caneco de 3,0 e 4,0 polegadas de diâmetro externo por uns 20 cm de altura.

– Um escarificador para eliminar partes da parede do furo na zona a ser testada que porventura sofram pequena compactação e também para eliminar superfícies que se tornarem lisas devido aos movimentos dos trados e que prejudicam uma penetração normal da água nos poros. O escarificador deve ter 3,5 polegadas de diâmetro por 3 de comprimento com pontas de pregos de 1/8 de polegada ao redor do cilindro, como pode ser visto no desenho abaixo.



Na extremidade superior do cilindro solda-se um pequeno cano galvanizado de 1/2 polegada com rosca, de modo que as mesmas hastes e extensões do trado possam ser usadas no escarificador.

Com o uso do cilindro de madeira, as pontas de prego fazem um pequeno movimento quando se está escarificado, o que permite obter linhas irregulares dentro do furo.

Para construir esse tipo de escarificador, basta que sejam furos no cilindro metálico onde pregos cortados na medida necessária e afiados são colocados de modo que as cabeças dos mesmos fiquem dentro do cilindro presas pela peça de madeira. Pode-se, também, de maneira mais simples e funcional, construir um escarificador usando-se escova de piaçava, onde duas peças são devidamente preparadas e presas a um pedaço de tubo de ferro galvanizado de 1/2 polegada.

– Capa protetora de metal perfurado para testes a serem realizados em camadas instáveis, a fim de evitar que haja alteração no diâmetro do furo na zona do teste.

– Estopa para ser colocada no fundo do furo e pressionada (socada), de modo a diminuir a infiltração nesta região e, também, para evitar a formação de suspensões quando a água for inicialmente colocada.

– Um tanque ou carro-pipa para transporte de água com capacidade mínima de 1.400 litros.

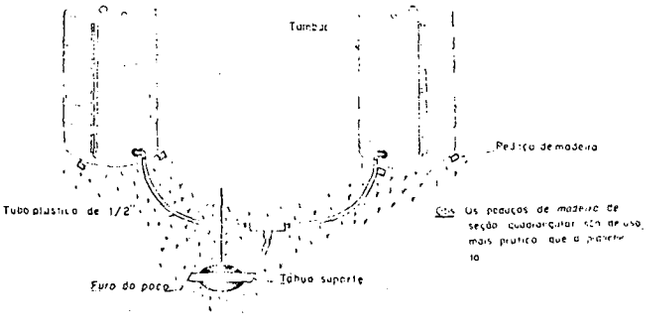
Em muitos casos quando a fonte de água não é distante e a camada a ser testada é de textura média a pesada, uma pick-up carregando barris de 200 litros pode resolver o problema satisfatoriamente.

– Tubos de plástico flexível, tipo mangueira de jardim, de uns 8,0m de comprimento e de 1,0 e 1,5 polegadas de diâmetro para encher os tambores a serem usados no teste. Devem ser resistentes para não dobrarem com facilidade, o que prejudicaria o serviço.

– Tambores de 200 litros, de preferência galvanizados, podendo-se também lançar mão de tambores usados para transporte de óleo, desde que bem lavados e usados não como material permanente, devido a se enferrujarem com facilidade na parte interna, sendo que, quando empregados neste estado, o teste poderá ser prejudicado.

Pode-se usar um único tanque alimentador, como também, conectar dois deles a serem usados em conjunto, caso seja necessário. Quando o consumo de água é grande, o uso de dois tambores ao mesmo tempo, facilita a obtenção de uma descarga contínua, porque ao completar o volume de um deles (zerar) toma-se nota do volume gasto e, tão logo é fechado o registro deste, o do outro é aberto.

A conexão destes tambores é feita por meio de um "T" de 1/2" com pontas de torneira de jardim, onde se introduzem as mangueiras.

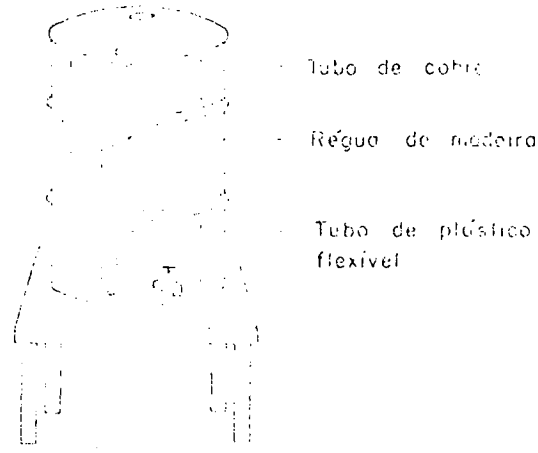


A cada tambor é fixada uma régua de madeira por meio de pequenas chapas soldadas aos mesmos e furadas para se parafusar a citada régua. Na parte externa dessa régua fica um tubo comunicante de material plástico flexível e incolor com 1/4 de polegada de diâmetro interno, que se comunica com a parte interna do tambor por meio de dois pequenos tubos de cobre de 1/4 de polegada de diâmetro externo, soldados um na extremidade inferior e outro na extremidade superior do tambor. Esses pequenos tubos de cobres são curvados de modo a se ajustarem bem às extremidades da régua, para manter o tubo flexível bem reto e esticado. A régua pode ter 1,5cm de espessura por 4,0cm de largura, 80cm de comprimento: sendo que a superfície externa da mesma deverá ser bem lisa para se calibrar o tambor.

Na parte inferior do tambor, solda-se uma luva de 3/4 de polegada para nela colocar uma válvula (registro) também de 3/4 de polegada, ou numa torneira de 1/2''.

Após preparar o tambor, a operação seguinte consiste em calibrar o mesmo, o que é feito da seguinte forma:

— Coloca-se o tambor em cima de uma mesa resistente e nivela-se, usando-se nível de pedreiro. A seguir, enche-se totalmente o tambor (o qual deve ser mantido nivelado) e escoa-se o excesso de água até que, em um determinado ponto da parte superior da régua, marca-se o ponto "ZERO" com um lápis preto. Dai em diante, usando-se uma proveta de litro, retira-se a água de 250 em 250 mililitros até que a régua seja completamente calibrada.



— Plataformas de madeira, para serem usadas no campo como suporte dos tambores, podem ter uns 5 a 10 cm de espessura por mais ou menos 60 x 60cm de largura.

— Carburador: pode ser construído de materiais diferentes e também pode ter diferentes formas. É importante que o mesmo se ajuste ao furo, de modo a ter uma pequena folga e a vazão necessária, controlando, assim, o nível da água, o mais constante possível.

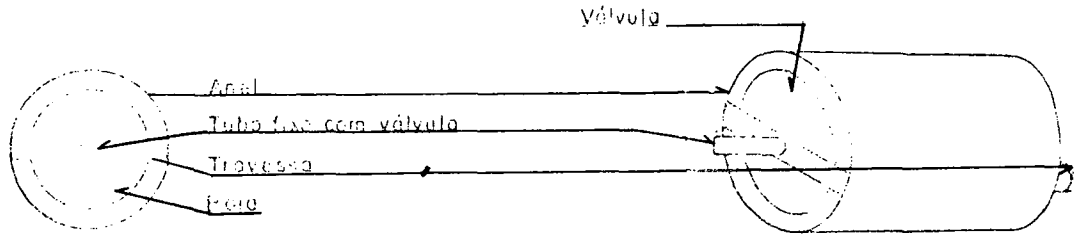
No caso do nível de água oscilar, esta oscilação deve ser inferior a 1,5cm.

Um tipo de carburador simples de construir é aquele em que se usa um cilindro (anel) com aproximadamente 8,0cm de altura por 8,0cm de diâmetro externo, tendo na sua parte superior uma travessa soldada. No centro desta travessa é fixada uma válvula de agulha reguladora (gigle). Esta válvula fica, então, fixa ao cilindro e a um tubo galvanizado de aproximadamente 3/8 de polegada de diâmetro interno. Na parte inferior deste cilindro adapta-se também uma pequena travessa com dobradiça em uma extremidade e fechadura tipo "chaveta" na outra.

Dentro do anel trabalha um cilindro leve (lata) de mais ou menos 7,5cm de altura por 6,5cm de diâmetro que faz as vezes de bóia, permitindo o funcionamento da válvula.

Todo o material deve, de preferência, ser resistente à corrosão, mas no caso da bóia, pode ser aproveitada uma lata comum, desde que bem vedada e pintada. Esta bóia é presa pela travessa com dobradiça para que, a qualquer momento em que haja problema de entupimento da válvula, ela possa ser retirada rapidamente e limpa.

ESQUEMA DO CARBURADOR



O primeiro tubo deve ter uns 10,0 cm de comprimento, ficando fixo ao conjunto, sendo que os outros, com rosca e luva, podem ser de 1,00 m cada, os quais são colocados de acordo com a profundidade da parte superior da zona a ser testada.

Pode-se, também, ao invés de tubo de metal, usar tubo plástico flexível de 3/8 de diâmetro interno sendo que, neste caso, o carburador é preso à superfície do terreno por meio de uma vareta (pedaço de vergalhão).

Tudo indica que a segunda opção é a melhor.

O carburador fica pendurado a uma tábua colocada na superfície do terreno, a qual atravessa o furo, devendo ter uns 30,0 cm de comprimento por 3,0cm de largura e 1,0 cm de espessura, com um furo no centro de 5/8 de polegada para o caso do suporte do carburador ser próprio tubo alimentador e uns 3/8 de polegada no caso de se usar vareta como suporte.

Aos lados dessa peça de madeira são colocadas duas tábuas de 30,0 cm de comprimento por 10,0 cm de largura e 0,5 a 1,0 cm de espessura.

Pode também ser usada uma lâmina de Plexiglass de 30cm^2 de largura e 1,0cm de espessura. Esta peça deve ter dois furos, para o caso do suporte do carburador ser o cano, sendo um para este e outro para se medir a temperatura da água e checar a altura da lâmina de água, o que é feito com uma vareta fina.

No caso de o carburador ser alimentado por meio de tubo plástico, um furo é para este tubo, outro para o suporte da bóia e um terceiro para se descer o termômetro e para aferição da altura da lâmina de água.

Neste caso, a experiência diz que a primeira opção é muito prática do que o uso da tampa de plexiglass, porque basta afastar-se um dos pedaços de tábua para se ter uma ótima visão do que se está passando com o teste.

– *Material para cercar a área do teste:*

Consiste de 4 estacas de mais ou menos 1,50 cm de altura e 25m de arame farpado. A cerca só deve ser usada se necessário, o que raramente ocorre.

– Termômetro com escala centígrada com um pequeno gancho na ponta, para ser pendurado a um fio de nylon e ser introduzido na zona do teste, todas as vezes que se fizerem leituras.

– Relógio para se anotar os intervalos de leitura.

– Trena de aço de 3,0m de comprimento, para medir a profundidade do furo e também a altura da lâmina de água, na camada a ser testada, com a maior exatidão possível.

– Prancheta e folha de computação de teste.

– Uma pá reta e estreita de uns 40cm de altura para obstruir o furo após o teste.

– Lanterna de 3 pilhas para fiscalizar o teste e para leituras noturnas.

– Varetas para checar a altura da lâmina de água quando houver dúvida, podendo ser de 1,5m cada, com roscas em uma ponta e porca ou porcas juntas soldadas na outra; serão conectadas, quando necessário. Pode-se, também, amarrar uma peça na outra de modo que fiquem bem apertadas.

– Tubo plástico incolor para conectar o tambor ao cano suporte do carburador, devendo ser de 1/2 polegada de diâmetro interno. No caso de uso de vareta como suporte, o tubo plástico poderá ser de 1/2 ou 3/8 de polegada, indo diretamente do tambor ao carburador ou do "T" a este.

– "T" de 1/2 polegada com três nipos e três pontas de torneira de jardim.

– Chaves inglesas para colocar e tirar as extensões dos trados.

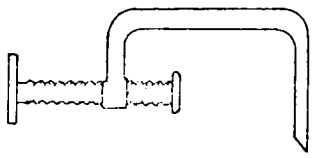
– Enxada para limpar a área do teste.

– Foice e machado para limpar a área do teste e fazer picada de acesso quando necessário.

– Um nível de pedreiro para nivelar os tambores.

– Um tubo de solda plástica tipo PVC para vedar algum vazamento que porventura apareça.

– Um pregador para firmar o tubo de ferro galvanizado ou a vareta suporte do carburador à travessa de madeira que fica na boca do tubo.



— Braçadeiras para ajustar os tubos plásticos às pontas das torneiras etc.

Na falta destas braçadeiras pode ser utilizado barbante bastante forte e molhado, no qual se dão nó e laço para facilitar o trabalho de desmontagem.

— Um filtro para o caso de estar a água suja, que pode ser feito usando-se um recipiente plástico de 2 litros de capacidade, tendo no seu interior uma esponja bem ajustada.

— Chaves de fenda para ajustagem das braçadeiras.

— Um funil bastante grande e um balde de 20 litros de capacidade podem ser úteis no caso de haver dificuldade para encher totalmente os tambores por gravidade. É interessante que, ao bico do funil seja soldado um nipo de 2,0 polegadas para que o mesmo seja atarrachado à boca do tambor, facilitando, assim, o trabalho de enchê-lo.

EXECUÇÃO DO TESTE

Dois homens são suficientes para instalar e conduzir o teste. De preferência, o furo deve primeiro ser feito com um trado manual de 3 polegadas, sendo, a seguir, alargado com outro de 4 polegadas. Deve ser feito a descrição do perfil, considerando-se a cor, textura, estrutura, mosqueado, densidade e consistência, dados esses que servirão de guia na intrepretação dos resultados.

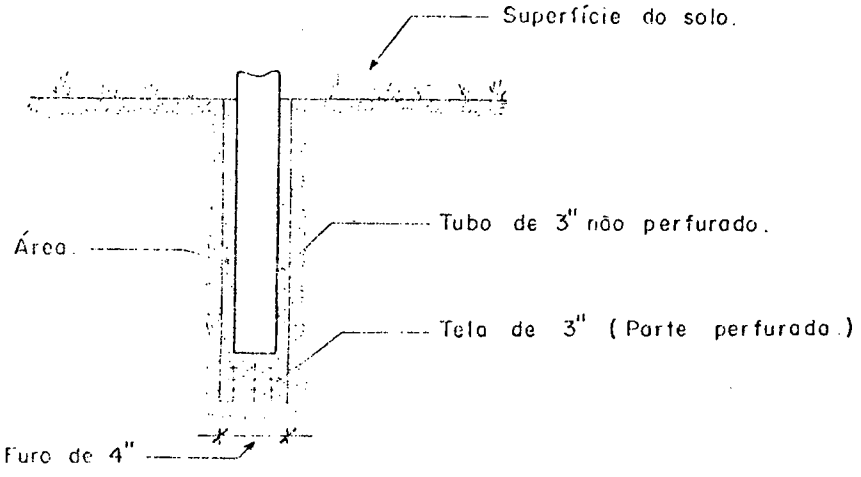
Depois de feito o furo até à profundidade desejada, este deve ser escarificado na zona do teste de modo a se quebrar pequenas compactações da parede do mesmo, causadas pelo trado e também eliminar material solto que a ela fique aderido.

O escarificador deve ser movido para cima e para baixo dentro do buraco de modo a eliminar também qualquer superfície compactada na periferia do furo, o que, em certos casos, não acontece quando se usa uma escova.

Trabalhando em solos instáveis, uma capa protetora de paredes finas, deve ser usada, tendo perfurações que deverão ir desde o fundo do furo até à altura da lâmina de água a ser mantida.

Para uma capa protetora de 4 polegadas de diâmetro, uns 60 cortes para cada 30cm de altura, uniformemente espaçados e com 1/8 de polegada de comprimento, são suficientes.

Esta grande quantidade de orifícios às vezes enfraquece a parede do cilindro-capa e, nesse caso, é aconselhável adquirir-se telas comerciais para os poços. Para testes em camadas de textura siltosa ou arenosa fina, os resultados têm demonstrado que são obtidos melhores valores de permeabilidade tratando-se furo de 4 polegadas e usando-se capa de 3 polegadas, ou achando-se o espaço situado entre o furo e o cilindro com areia grossa lavada. Com isso, aparentemente consegue-se manter o silte no lugar de origem e evitar, também, seu deslocamento através da capa-tela.



O carburados é então instalado mais ou menos na profundidade desejada e conectado com o tambor alimentador, que a esta altura já deve estar pronto para operar (na posição desejada, cheio e nivelado acima da plataforma de madeira).

A vazão de um tubo de 3/8" ou 1/2 polegada é suficiente para alimentar o carburador quando este trabalha em camadas de permeabilidade moderada.

O furo deve, então, ser cheio de água até ao ponto onde o carburador manterá um fluxo constante de água, sendo que este volume usado para encher o furo deve ser computado para o cálculo do volume máximo e mínimo de água a ser usado, o que é feito usando-se o nomógrafo.

Logo que o carburador indicar que a lâmina de água atingiu o equilíbrio checa-se a altura da mesma e caso esteja mais ou menos no ponto desejado, anota-se a hora e faz-se a primeira leitura no tanque. Se o nível de água estiver fora do desejado, faz-se o ajuste necessário, e da mesma forma começa-se o teste.

O uso da tampa protetora de plexiglass é para evitar a penetração de sujeira no furo e para sustentar o carburador pendente e ajustado de acordo com a altura da lâmina de água desejada, além do que (é o mais importante), para facilitar a observação do perfeito funcionamento do carburador durante o teste.

A tampa de plexiglass, por ser de difícil aquisição e não muito prático o seu uso quando se quer verificar a zona do teste com uma lanterna, pode ser substituída, e com vantagens, por uma travessa de madeira e duas pequenas tábuas, o que foi devidamente explanado na relação do material necessário.

O tanque alimentador deve ser checado e o volume de água completado quando se julgar necessário.

Em uma ficha de " leitura do teste" deve-se anotar as leituras feitas na escala do tanque simultanemente ao tempo em horas, de modo que seja obtido o volume de água consumido a cada intervalo de leitura. Os intervalos de leitura são determinados em função do material que está sendo testado e pode variar de 15 minutos a 2 ou 3 horas.

Anotadores STEVENS ou qualquer outro tipo de anotadores automáticos similares gravam a quantidade de água consumida em função do tempo. São muito úteis, mas podem ser dispensados. Em caso de haver uma flutuação da temperatura de mais de 2°C, correções de viscosidade devem ser feitas.

Se a água para o teste contiver material em suspensão, esta deverá ser filtrada, o que se faz colocando o filtro entre o tanque e o carburador.

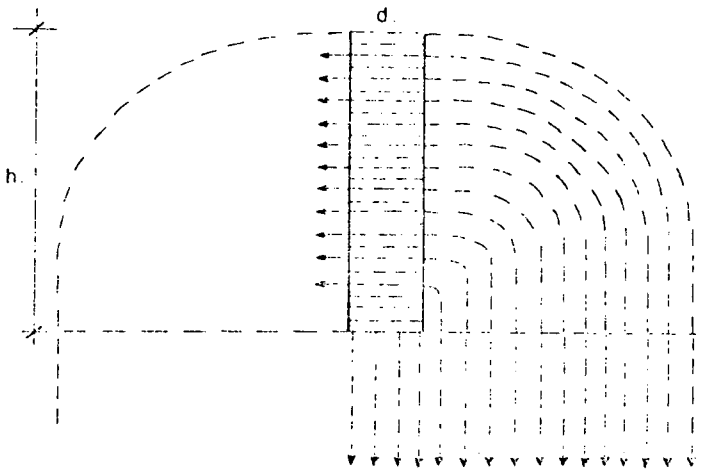
Espuma de polyrethane parece dar resultados satisfatórios.

Com o uso do nomógrafo de estimativa do volume máximo e mínimo de água a ser consumido no teste, pode ser feito o cálculo destes volumes para se ter uma idéia do ponto em que as leituras possam ser desprezadas.

Para usar esse nomógrafo, o volume de água gravitacional (specific yied) deve ser estimado, considerando a textura e estrutura da camada; a seguir, sabendo-se a relação h/r e h, acha-se o volume mínimo e máximo de água a ser usado, de modo a alcançar as condições do modelo matemático determinado.

Logo que a quantidade mínima de água estipulada for usada, a permeabilidade deve ser calculada após cada leitura. Uma vez encontrados os resultados de permeabilidade relativamente constantes, levando-se em conta as correções quanto à viscosidade, e tendo-se gasto todo o volume máximo de água estimado, o teste pode ser dado por terminado. Caso não se chegue a valores relativamente constantes depois de usar todo o volume máximo de água previsto, este deve continuar por mais algumas horas, tendo-se o cuidado de fazer leituras de hora em hora, visto que nem todos os solos satisfazem a essa hipótese matemática e nem sempre é fácil selecionar um valor correto de água gravitacional a partir da textura e da estrutura. Entretanto, o máximo volume de água a ser descarregado no teste é uma boa indicação. Então, caso seja usado todo volume previsto sem chegar a resultado satisfatório, continua-se com o teste até colocar mais a metade deste volume. Caso ainda não se chege a valores constantes, nenhum valor de permeabilidade pode ser tomado como seguro.

Teoricamente as leituras tornam-se constantes quando as forças da gravidade e de tensão do solo entram em equilíbrio.



tensão

gravidade

nesta faixa teremos leituras praticamente constantes porque o equilíbrio (Tensão versus gravidade) foi atingido.

COMPUTAÇÃO DA PERMEABILIDADE

Nesse trabalho é apresentada uma tabela de computação dos resultados de um teste de permeabilidade feito pela seção de Classificação de Terras da SUVALE, na área do Projeto Divisão das Velhas Jequitaí, próximo à cidade de Várzea da Palma — M.G. A seguir têm-se também 3 nomógrafos onde o primeiro é usado para o cálculo do volume máximo e mínimo de água a ser usado, e os outros dois dão os valores de "K" de acordo com as condições I e II.

Pode-se calcular a permeabilidade tanto usando os nomógrafos como as tabelas apresentadas.

USO DAS TABELAS

Quando se usa a tabela, deve-se levar em consideração a altura da lâmina de água, o diâmetro do trado que, nos casos de nossa tabela, pode ser de 4,0, 4,2 ou 4,5 polegadas e a relação entre "Tu" e "h".

Na citada tabela tem-se $K = C \times Q$ para a condição I e $K = C \times \frac{Q}{h + 2Tu}$ para a condição II.

Como os valores de Q, h e Tu são dados obtidos quando se conduz o teste, basta ler na tabela o valor "C" que será uma função da altura da lâmina de água (h) e do raio do furo (r), que no caso é o raio do trado usado.

De posse desses dados, calcula-se o valor de "K" em metro por dia.

O valor "Q" que em nossas medidas é obtido em litros por hora, tem que ser transformado em metros cúbicos por minuto para ser usado na fórmula. Para essa conversão, basta mutiplicar o valor de "Q" obtido por $1{,}67 \times 10^{-5}$.

$1/h \ (1{,}67 \times 10^{-5}) = M^3/\ min.$

A seguir obtem-se o valor "K" em metro por dia.

Como os nossos valores de permeabilidade devem ser dados em centímetros por hora, multiplica-se o valor obtido na fórmula por 4,167.

M/dia (4,167) = cm/h.

Como exemplo prático, apresenta-se os dados de um teste onde a leitura da lâmina de água foi de 67,5 cm e o trado usado tinha 4,5 polegadas de diâmetro.

A vazão ajustada foi de 54,7 litros por hora.

Multiplica-se, então, o valor "Q" por $1{,}67 \times 10^{-5}$, o que oferece uma vazão de $0{,}00091349 m^3/$ min.

Donde:

Q = 54,7 1/h

ou Q = $0{,}00091349 m^3/$ min.

Como o valor "Tu" foi maior que "3 h", tem-se a "condição I".

Então:

h = 67,5 cm ou 0,675 m
r =0,0570 para trado de 4,5 polegadas de diâmetro.

Com os valores de "h" e "r" e sabendo-se que será usada a condição I, extrai-se da tabela o valor "C". Como não se tem o valor 0,0675 na tabela, usa-se o valor mais próximo que é de 0,671. Partindo, então, dos parâmetros (h =0,671) e (r = 0,0570), obtem-se o valor "C" que é de 1095,0.

Agora há condições de calcular o valor de "K".

Donde:

K = C x Q.

K = 1095,0 x 0,00091349
K = 1,00027155m/dia ou
K = 1,00027155 x 4,167 = 4,168 cm/h.

K = 4,2cm/hora.

Não se desprezam todos os decimais do valor "K" em metro por dia, por se tratar de um exemplo, mas, não fora esse o caso, poderia ser feito.

r =raio do furo em metros

h =altura da lâmina de água mantida no furo em metros.

Q =quantidade de água lida (vazão) em metros cúbicos, por minuto.

K = permeabilidade ou condutibilidade hidráulica em metros, por dia.

CÁLCULO DA VAZÃO AJUSTADA

Para o cálculo da vazão ajustada, é feita a correção das viscosidades, sendo os ajustes feitos em função dessa viscosidade da água na primeira leitura considerada boa.

Exemplo:

Q l/h	TEM. ÁGUA	VISCOSIDADE DA ÁGUA CENTIPOISE	Q. AJUST. l/h
14,25	19,0	1,0299	14,25
14,97	23,0	0,9358	13,60
15,63	25,0	0,8937	13,58

$$Q.\ Ajustado = 14,97 \times \frac{0,9358}{1,0299} = 13,60 \text{ e } 15,65 \times \frac{0,8937}{1,0299} = 13,58$$

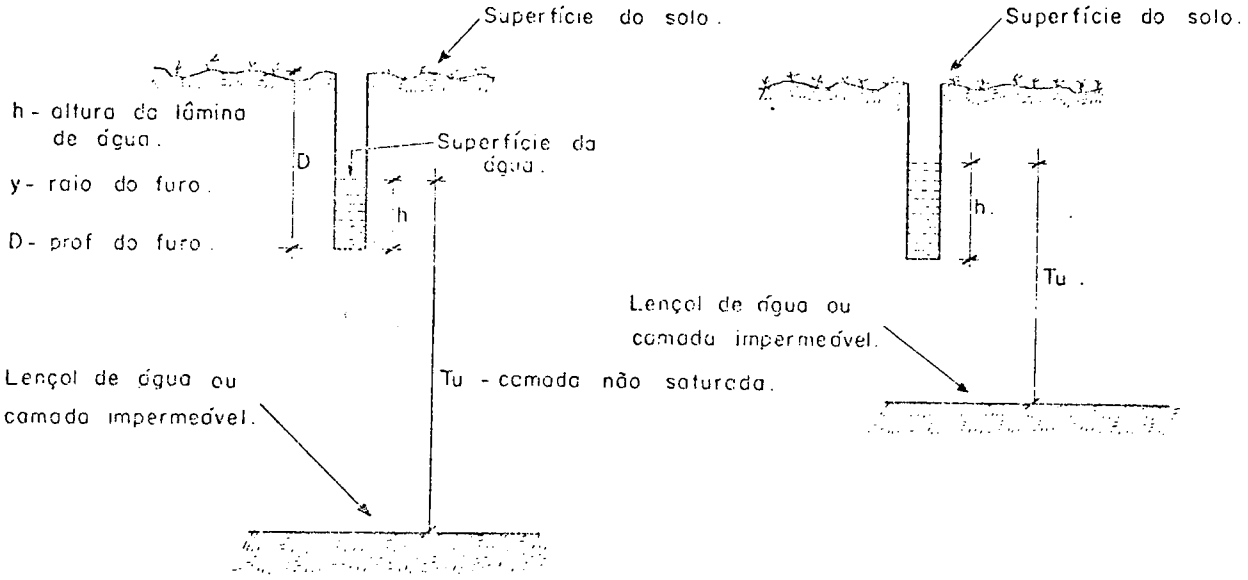
USO DOS NOMÓGRAFOS

De posse do Q ajustado, h/r e h, basta usar o gráfico para se achar "K" em cm/h.

Antes de usar os nomógrafos, é preciso saber qual a profundidade da camada que se presume ser a barreira, no caso, podendo ser o lençol freático, material rochoso, ou uma camada de textura mais pesada. Por definição, barreira é toda camada, cuja permeabilidade é cinco vezes menor que a permeabilidade da camada imediatamente superior.

Tem-se então:

Condição I: Tu 3 h Condição II: 3 h Tu h



LIMITAÇÕES QUANTO AO USO DESTE TESTE

Uma das principais limitações diz respeito ao tempo empregado na sua execução que é de aproximadamente 12 horas e, também, à grande quantidade de material usado. Um volume apreciável de água é também requerido, quando se trabalha em solos de textura mais leve, bem estruturado e pouco compactado.

Quando a zona do teste contém alta percentagem de sódio, a água a ser usada deve conter 1.500 a 2.000 ppm de sais, preferivelmente sais de cálcio.

Mais uma limitação é a dificuldade de se obter uma superfície regular na parede do furo (diâmetro regular) em solos cascalhentos ou naqueles que apresentam material rochoso. Outra é aquela que diz respeito à relação h/r que deve ser igual ou superior a 10 (dez).

OBSERVAÇÕES:

Quando o carburador não é capaz de manter uma altura de lâmina de água $\frac{h}{r} \geq 10$, pode-se usar um tubo plástico extra com uma pequena válvula, o qual é usado colocando-se uma ponta (sifão) dentro do barril em uso e a outra no furo abaixo do suposto nível máximo da lâmina de água. Com válvula, regula-se até que seja obtido o volume constante e inferior à quantidade de água necessária para manter a desejada lâmina de água, de modo que o carburador fique trabalhando como regulador da altura da água. Pode também, no caso de uso de válvula de 3/4 de polegada fixa ao tambor, colocar um T e, a partir deste, tirar um tubo para o carburador e outro para jogar água livremente abaixo deste.

É boa técnica fazer o teste longe de áreas afetadas por formigueiros tipo "saúva", extintos ou em atividade porque o furo de trado pode cortar um canal sem que se perceba, o que pode levar a resultados de leitura bem altas.

Quando se obtém valor discrepante para uma dada textura, o teste deve ser repetido em área próxima.

TESTE DE FURO DE TRATADO EM AUSÊNCIA DE LENÇOL

PROJETO DV/J – LOCAÇÃO: 20 m Oeste de T5 – FURO TP4 – DATA: 06/09/72 – EXECUTOR: M. Batista.
Tu = Distância da Superfície da Água ao lençol Freático ou à Camada Impermeável: desconhecida m Distância da Superfície ao Lençol Freático ou à Camada Impermeável: desconhecida m.

D = Profundidade Total do Furo - 2,30m

r = Raio do Furo - 5,8cm

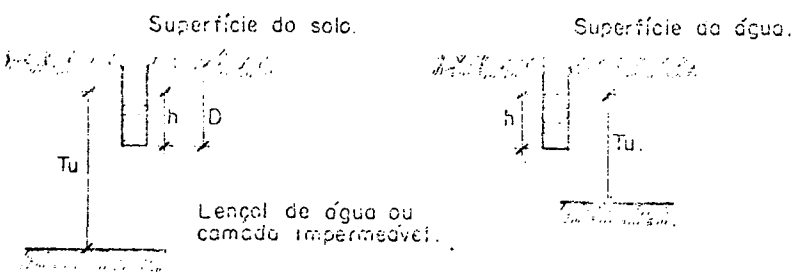
h = Altura da Camada de Água - 75,0cm

Relação $h/r = \frac{75,0}{5,8} = 12,5$

INICIAL		FINAL		TEMPO HORA	LEITURA (l)		VOL. (l))	TEMP. ÁGUA °C	Q l/h	VISC. DA ÁGUA	Q AJUST. l/h	K cm/h
DATA	HORA	DATA	HORA		INIC.	FINAL						
06/09	16,45	06/09	17,45	1,0	0,00	29,25	29,25	28,5	29,25	-		
06/09	17,45	06/09	18,45	1,0	29,25	44,00	14,75	28,0	14,75	-		
06/09	18,45	06/09	19,45	1,0	44,00	59,00	15,00	27,0	15,00	-		
06/09	19,45	06/09	20,45	1,0	59,00	72,75	13,75	27,0	13,75	0,8545	13,75	
06/09	20,45	06/09	21,45	1,0	72,75	85,75	13,00	27,0	13,00	0,8545	13,00	0,8
06/09	21,45	06/09	22,45	1,0	0,00	13,75	13,75	26,0	13,75	0,8737	13,75	
											13,5	

Condição I: $Tu \geq 3h$

Condição II: $3h \geq Tu \geq h$



OBS: O teste foi realizado em uma camada situada entre 110 e 230cm de profundidade. Teste realizado em textura franco argiloso. Mosqueado avermelhado a partir de 270 cm na trincheira próxima. Mosqueado franco a partir de 40 cm. Presença de concreções ferruginosas leves.

TABELA DE CÁLCULO DA PERMEABILIDADE EM
TESTES DE FURO DE TRADO EM AUSÊNCIA DE LENÇOL

(Pump-in test)

TABELA DE CÁLCULO DO VALOR "C" QUANDO VARIA O VALOR "h"

Condição I (Tu > 3h)

$$C = 1440 \left[\frac{\log_e h/r - 0,31}{6,28\ h^2} \right]$$

$$K = C \times Q$$

Altura da Lâmina de água	Diâmetro do trado em polegadas e raio do trado em metros		
"h" metros	D = 4,0" r = 0,0509m	D = 4,2" r = 0,0533m	D 4,5" r = 0,0570
.457	2064,0	2011,8	1934,3
.472	1976,3	1924,7	1852,8
.488	1877,6	1829,5	1771,7
.503	1794,4	1749,1	1694,8
.518	1717,6	1674,9	1623,6
.533	1646,5	1606,2	1557,8
.549	1574,8	1529,2	1491,1
.564	1506,6	1477,1	1427,3
.579	1450,1	1415,9	1374,8
.594	1390,7	1364,7	1319,2
.610	1337,3	1312,6	1269,5
.625	1291,4	1262,1	1226,9
.640	1242,8	1214,8	1181,2
.655	1212,5	1175,8	1145,5
.671	1156,1	1130,6	1095,0
.686	1115,7	1095,3	1062,2
.701	1077,9	1059,2	1026,6
.716	1046,6	1024,4	992,9
.732	1009,9	988,5	958,6
.747	978,0	957,4	928,7
.762	947,8	928,0	900,4
.777	919,1	900,1	873,6
.792	891,9	873,7	848,1
.808	864,0	846,4	821,9
.823	839,6	822,6	798,9
.838	812,6	800,0	777,1
.853	791,0	775,2	756,3
.869	765,2	753,0	731,8
.884	748,2	733,6	713,0
.899	726,3	715,0	695,1
.914	708,2	697,2	675,3
.930	689,3	678,7	657,5
.945	670,2	659,9	641,9
.960	654,4	641,9	624,5
.975	636,8	624,7	610,3
.991	621,1	607,1	595,4

TABELA DE CÁLCULO DO VALOR "C" QUANDO VARIA O VALOR "h"

CONDIÇÃO II ($h \geq Tu \geq 3h$)

$$C = 1440 \frac{3 \log_e h/r}{3{,}14\ h} \qquad K = C \times \left[\frac{Q}{(h + 2\ Tu)}\right]$$

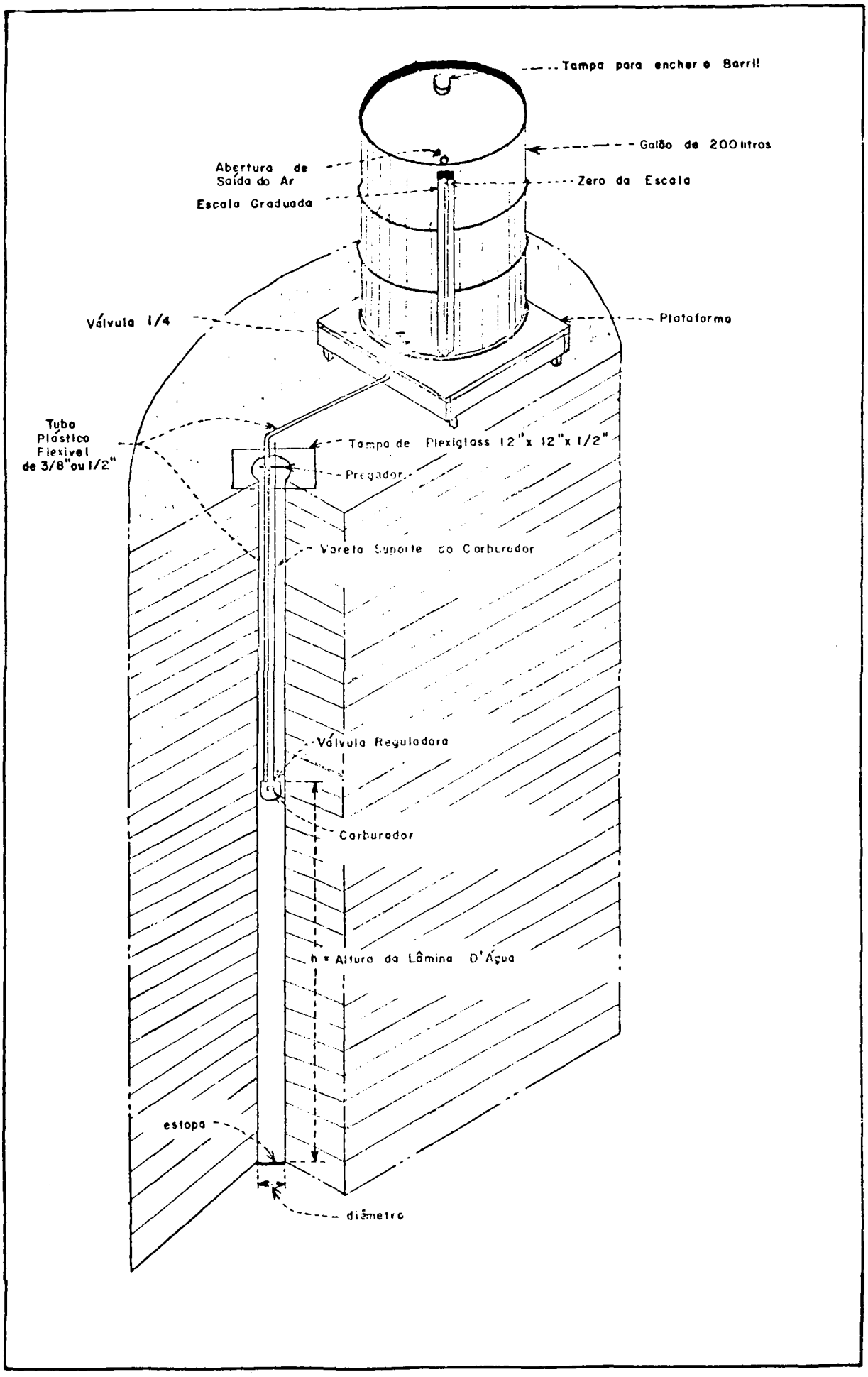
ALTURA DA LÂMINA DE ÁGUA	DIÂMETRO DO TRADO EM POLEGADAS E RAIO DO TRADO EM METROS		
"h" metros	D = 4,0" r = 0,0509	D = 4,2" r = 0,0533	D = 4,5" r = 0,0570
.457	6604,7	6463,3	6264,7
.472	6488,2	6354,1	6158,9
.488	6368,3	6238,6	6049,9
.503	6260,5	6134,7	5951,6
.518	6158,9	6036,8	5858,9
.533	6050,2	5941,8	5766,4
.549	5956,4	5841,1	5673,3
.564	5863,5	5751,4	5588,0
.579	5773,5	5664,2	5505,1
.594	5685,6	5581,4	5426,3
.610	5595,0	5495,8	5342,5
.625	5515,8	5416,8	5269,4
.640	5436,0	5339,3	5195,3
.655	5364,0	5265,4	5130,4
.671	5283,2	5186,9	5053,7
.686	5213,8	5121,6	4987,3
.701	5145,2	5055,0	4921,6
.716	5077,8	4989,5	4860,81
.732	5008,1	4921,7	4795,8
.747	4942,6	4859,7	4736,4
.762	4883,2	4800,2	4679,3
.777	4824,4	4743,0	4622,6
.792	4766,0	4686,2	4568,1
.888	4705,6	4627,4	4511,6
.823	4650,0	4573,1	4461,2
.838	4596,2	4522,3	4410,7
.853	4544,4	4470,2	4362,2
.869	4489,3	4416,5	4310,5
.884	4439,5	4367,9	4263,7
.899	4391,4	4321,1	4218,6
.914	4345,0	4275,8	4175,0
.930	4295,3	4227,3	4128,3
.945	4250,4	4185,0	4086,0
.960	4207,0	4139,7	4045,1
.975	4164,7	4098,4	4005,35
.991	4121,2	4054,6	3963,0
1.070	3912,61		

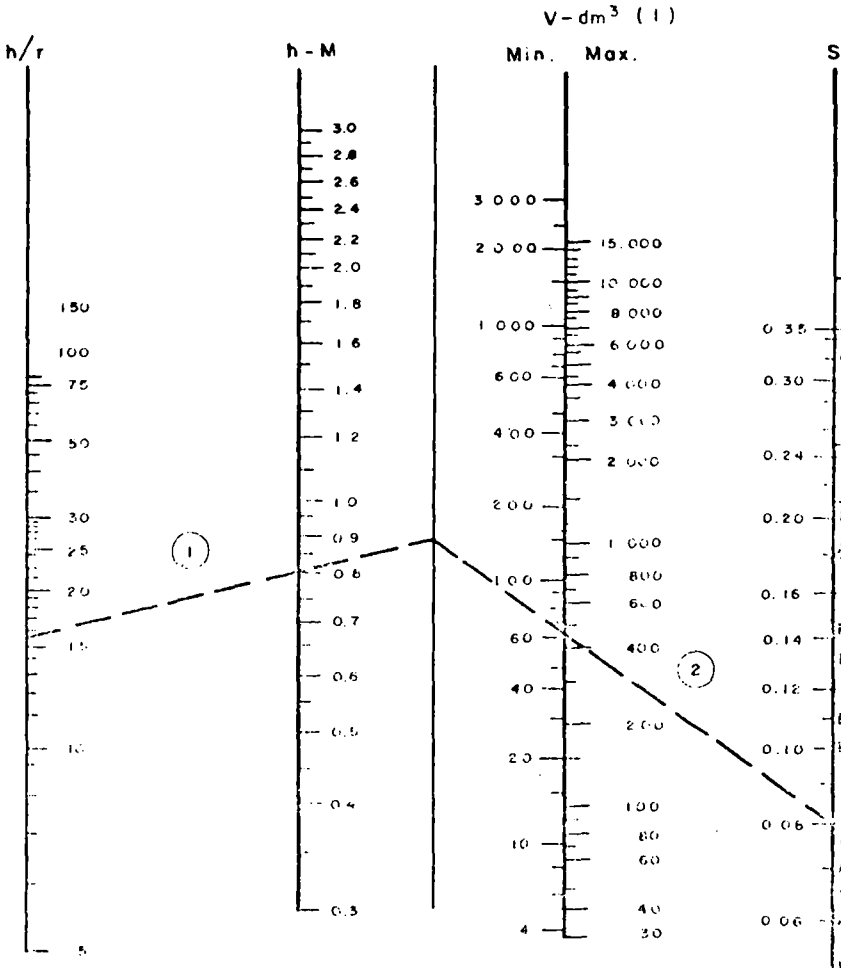
VISCOSIDADE DA ÁGUA

$$^{o}C = \frac{^{o}F - 32}{1.8}$$

TEMP. ^{o}C	TEMP. ^{o}F	VISCOSIDADE	TEMP. ^{o}C	TEMP. ^{o}F	VISCOSIDADE
0	32,0	1,7921	27	80,6	0,8545
1	33,8	1,7313	28	82,4	0,8360
2	35.6	1,6728	29	84,2	0,8180
3	37,4	1,6191	30	86,0	0,8007
4	39,2	1,5374	31	87,8	0,7840
5	41,0	1,5188	32	89,6	0,7679
6	42,8	1,4728	33	91,4	0,7523
7	44,6	1,4284	34	93,2	0,7371
8	46,4	1,3860	35	95,0	0,7225
9	48,2	1,3462	36	96,8	0,7085
10	50,0	1,3077	37	98,6	0,6947
11	51,8	1,2713			
12	53,6	1,2363			
13	55,4	1,2028			
14	57,2	1,1709			
15	59,0	1,1404			
16	60,8	1,1111			
17	62,6	1,0828			
18	64,4	1,0559			
19	66,2	1,0299			
20	68,0	1,0050			
21	69,8	0,9810			
22	71,6	0,9579			
23	73,4	0,9358			
24	75,2	0,9142			
25	77,0	0,8937			
26	78,8	0,8737			

ESQUEMA DO TESTE EM OPERAÇÃO





S	TEXTURA	ESTRUTURA	PERM cm/h
0.35	Areia Grossa	Grãos Simples	50,0
0.30	Cascalho		
0.24	Areia Média	Grãos Simples	25,0 - 50,0
0.20	Franco Arenoso Areia Fina	Granosa Média Grãos Simples	12,5 - 25,0
0.16	Areia Fina Franca	Grãos Sub-Angulares Grãos Simples	6,2 - 12,5
0.14	Franco Arenosa	Granosa Fina	
0.12	Franco Argilo Siltosa Franco Siltosa Franco Arenoso Muito Fino	Média Prismática e Blocos Sub - Angular	2,1 - 6,2
0.10	Franco		
0.06	Argilosa Argilo Siltosa Argilo Arenosa Argilo Siltosa Franca Franco Argilo Franco Siltosa Siltosa Argilo Arenosa Franca	Fina e média Prismática Blocos Angulares e Laminar	0,5 - 2,1
0.03			
0.02	Argilosa Franco Argilosa Argilo Siltosa Franco Argiloso Arenosa	Muito Fina ou Fina Prismática Blocos Angulares e Laminar	0,2 - 0,5
0.015	Argilosa Franco Argilosa Pesada	Massiva Muito Fina ou Fina Colunar	0,2
0.01			

EXEMPLO:

h = Altura da Lamina D'Agua = 0,8m.

r = Raio do Furo = 0,05m

h/r = 15,7

S = Água Gravitacional (da Textura e Estrutura na Zona do Teste = 0,08

V_{min} = Volume mínimo de Água a ser colocado no Furo = 64 ℓ

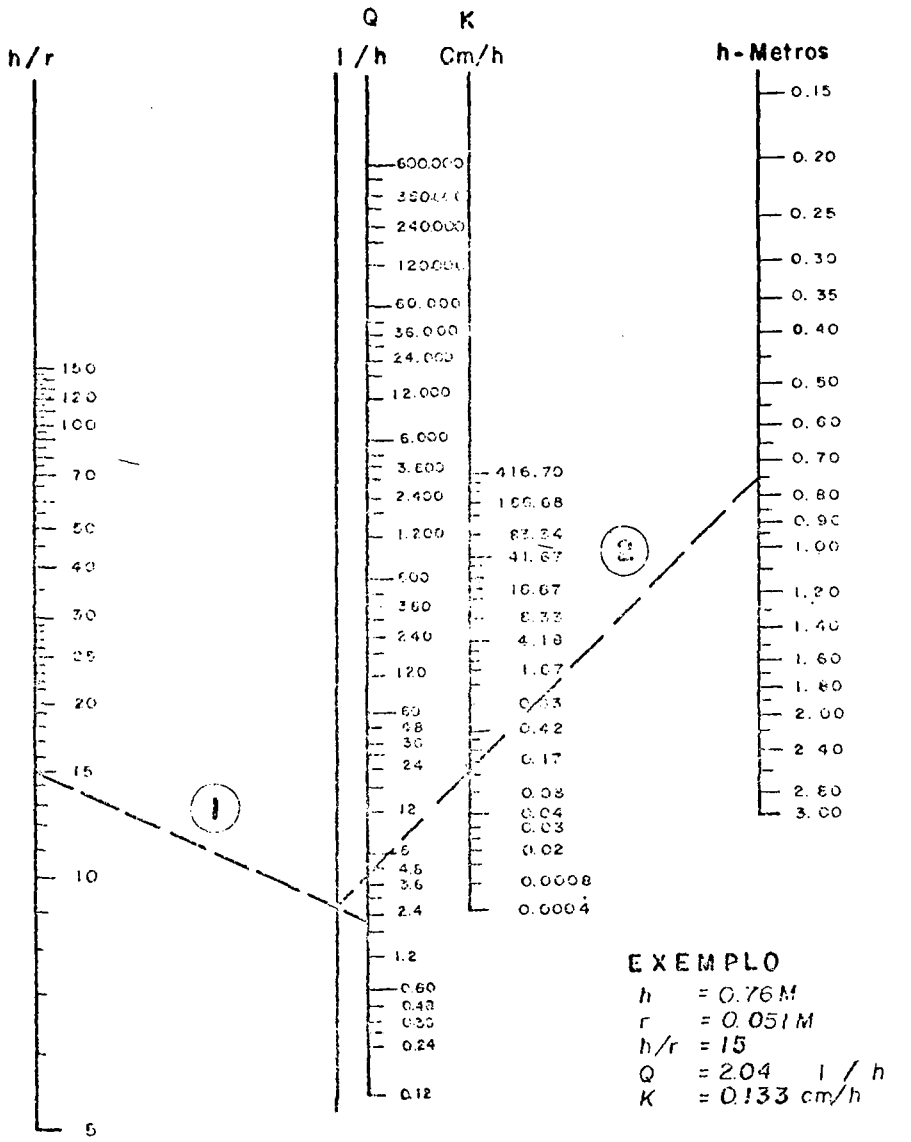
V_{max} = Volume máximo de Água a ser colocado no Furo = 455 ℓ.

FORMULA:

$$V_{min} = 2.09(S)\left[h\sqrt{\frac{2}{\log_e h/r - .31}}\right]^3 \qquad V_{max} = 15(S)\left[h\sqrt{\frac{2}{\log_e h/r - .31}}\right]^3$$

NOMÓGRAFO PARA A DETERMINAÇÃO DO VOLUME MÁXIMO E MINIMO DE ÁGUA A SER USADO EM TESTES DE TRADO EM AUSÊNCIA DE LENÇOL (PUMP - IN TEST)

Obs. NOMÓGRAFO NO SISTEMA MÉTRICO FORNECIDO POR MR. RAYMEND WINGOR DO U.S. BUREAU OF RECLAMATION



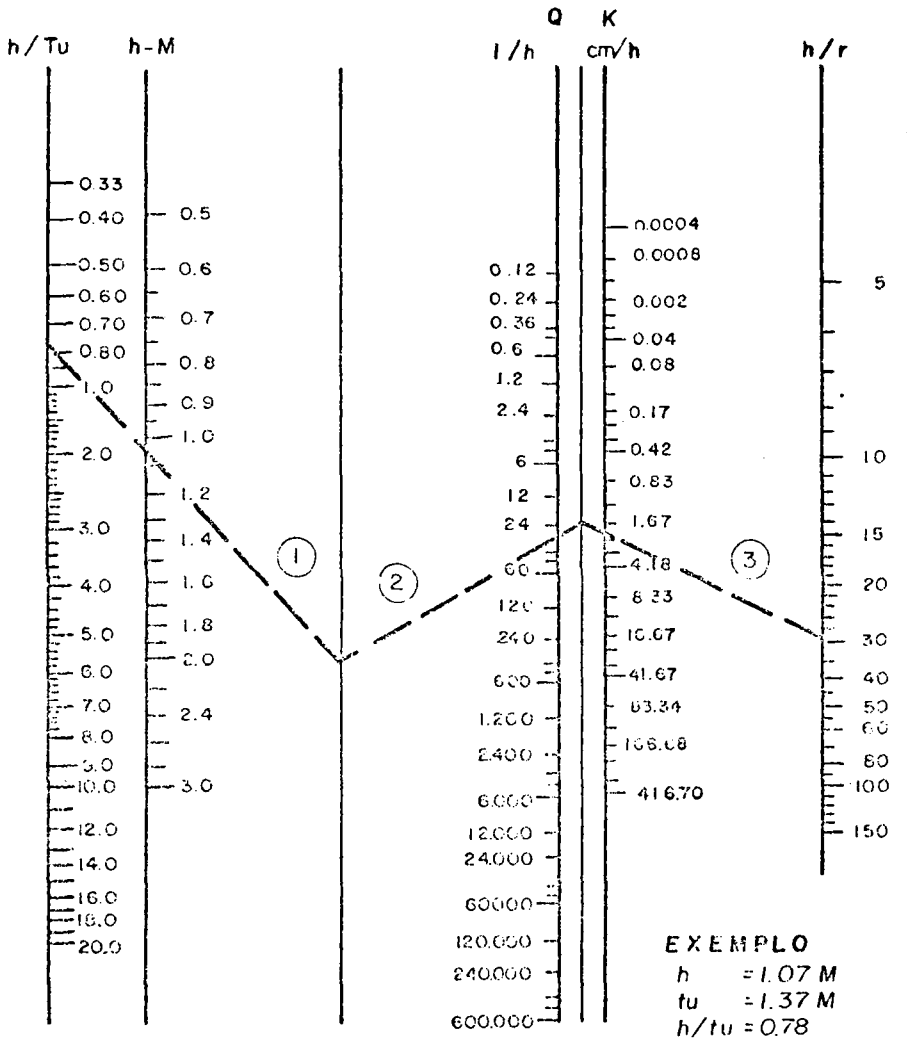
CONDIÇÃO I

Tu ≥ 3h

$$K\,(M/day) = 1440 \left[\frac{\log_e h/r - 31}{6.28h^2}\right] Q$$

NOMÓGRAFO PARA DETERMINAÇÃO DA PERMEABILIDADE EM TESTES DE TRADO EM AUSÊNCIA DE LENÇOL (PUMP-IN TEST).

Obs. NOMÓGRAFO NO SISTEMA MÉTRICO FONECIDO POR MR. RAYMEND WINGOR DO U.S. BUREAU OF RECLAMATION.



EXEMPLO

h = 1.07 M
tu = 1.37 M
h/tu = 0.78
Q = 32.40 l/h
r = 0.051 M
h/r = 20.96 M
K = 2.292 cm/h

CONDIÇÃO II

$3h \geq Tu \geq h$

$$K = 1440 \left[\frac{3 \log_e h/r}{3.14\, h\, (h + 2tu)} \right] Q$$

NOMÓGRAFO PARA A DETERMINAÇÃO DA PERMEABILIDADE EM TESTES DE TRADO EM AUSÊNCIA DE LENÇOL (PUMP - IN TEST).

Obs.

NOMÓGRAFO NO SISTEMA MÉTRICO FORNECIDO POR MR. RAYMEND WINGOR DO U.S. BUREAU OF RECLAMATION.

BIBLIOGRAFIA

1 – WINGER, Jr., R. J. **In – place permeability tests used tor subsuface drainage investigations.** Denver, Colorado, Divison of Drainage and Groundwąter Engineering, 1965. 1 v. il.

2 – WINGER, Jr., R. J. & LUTHIN, J. N. **Guide for investigation of subsurface drainage problems on irrigated lands.** St. Joseph, Michigan, American Society of Agricultural Engineers, S.d. 1 v. il. (Special publication Sp – 04 – 66)

3 – WINGER Jr., R. J. **Subsurface drainage.** Madrid, International Commission on Irrigation and Drainage, 1960. 1v. il.

TESTE DE INFILTRAÇÃO POR PERMEÂMETRO DE ANEL (RING PERMEATER TEST).

Manuel de Jesus Batista*

CONSIDERAÇÕES

Esse teste é mais comumente empregado em estudos a nível de viabilidade econômica, em projetos de irrigação, bem como em investigações a nível de implantação.

Na sua condução, são empregados, geralmente, dois cilindros, nos quais são fixadas bóias do tipo usado em caixa d'água doméstica para manutenção do nível constante.

O fornecimento de água aos cilindros é feito por meio de tambores comuns de 200 1, sendo que o alimentador do cilindro interno possui uma régua calibrada para medidas de litro com subdivisões de 250 ml.

O teste poderá estender-se por um período de 1 a 3 dias, dependendo do material a ser testado.

O intervalo de leituras vai depender da disponibilidade de tempo dos operadores, visto que poderão ser conduzidos mais de um teste ao mesmo tempo, dependendo da quantidade de material disponível e do pessoal empregado. São feitas então leituras com intervalos de 1 hora, 2 horas etc. podendo mesmo trabalhar-se com intervalos superiores a 12 horas para os casos de testes que se prolonguem por dois ou mais dias.

Logo que for atingido o ponto de saturação, mais 3 leituras são feitas encerrando-se o teste.

O cálculo do valor "K" é rápido sendo sua fórmula bastante simples.

Neste trabalho apresenta-se o resultado de teste realizado no campo nº 3 da Estação Experimental do projeto de Irrigação do Mandacaru, situado próximo à cidade de Juazeiro-Bahia.

O solo é do tipo grumossolo, bruno oliváceo e a camada testada está situada entre 20 e 35 cm.

Os cilindros foram instalados a uma profundidade de 15 cm mantendo-se uma lâmina d'água também de 15,0 cm.

O teste foi feito com repetição, sendo encontrados valores de "K" de 0,02 cm/h ou 0,48 cm/dia.

Em ambos os testes, o ponto de saturação foi atingido em torno de 20 horas após a instalação.

INTRODUÇÃO

O teste de anel é conduzido com a finalidade de obter a permeabilidade vertical de uma determinada camada do perfil de um solo que se supõe ser a zona crítica do perfil.

Muitas vezes existem camadas de solo pouco permeáveis próximos da superfície que reduzem a velocidade de infiltração da água a ponto de causarem a formação de lençol freático. Quando suspeita-se da existência destas camadas, com base em observações locais e descrição de perfis da área, conduz-se este tipo de teste.

Chama-se teste de infiltração, mas na realidade o que se faz é testar a condutividade hidráulica vertical do solo. Os dados de infiltração são sempre superiores aos de condutividade hidráulica, pois enquanto não é atingido o ponto de saturação, o teste sofre influência das tensões capilares. Quando este ponto é alcançado, as forças capilares cessam, restando apenas as forças de gravidade.

Neste caso, como em todos os testes usados em investigações de drenagem, o que determinamos é a condutividade hidráulica de um solo saturado, representada pela constante "K".

É oportuno salientar também que os valores da condutibilidade hidráulica (tanto para amostras em estado natural, como fragmentadas), determinados em laboratório, podem ser usados somente para dar uma idéia da ordem de grandeza da permeabilidade do solo, uma vez que esses dados estão sujeitos a uma série de erros, que vão desde a coleta da amostra até o tipo de teste de laboratório usado. Mesmo quando todos os cuidados são tomados,

* Engenheiro Agrônomo da Diretoria da Area Técnica da CODEVASF – Brasília – DF.

com a finalidade de eliminar possíveis erros, os resultados de laboratório podem discrepar muito daqueles obtidos nos testes conduzidos no campo, em seus princípios.

Quando se investiga uma área muito extensa, a maioria dos testes de condutividade hidráulica deve, por medidas econômicas, ser feitas em laboratório. Caso se obtenha uma boa correlação entre os resultados de laboratório e aqueles encontrados nos testes de campo (quando o mesmo material é testado por ambos os métodos), pode-se passar a utilizar os resultados de laboratório como checagem, todas as vezes em que se verifica presença de uma camada de solo que apresenta as mesmas características físicas e químicas das camadas com resultados idênticos. Agindo desta forma, pode-se reduzir o número de testes a serem conduzidos no campo, o que redunda numa economia de capital.

Os testes de condutividade de laboratório, feitos em amostras fragmentadas, são fáceis e de baixo preço, podendo, em muitos casos, indicar a zona crítica do perfil de um solo; muitas vezes, porém, podem oferecer também resultados completamente diferentes daqueles obtidos quando se conduz o teste de anel "in loco". Como os testes de campo são geralmente feitos somente nas zonas críticas do perfil, a indicação destas zonas pode ser dada pelos testes de laboratórios.

Geralmente, os cálculos de condutividade hidráulica de laboratório de toda uma área precedem à condução dos testes no campo.

O teste de condutividade hidráulica de campo baseia-se, em seus princípios gerais, na Lei de Darcy para o movimento de líquidos através de um meio saturado. É lento, mas os resultados são uniformes e o custo razoável.

Tensiômetros e piezômetros são usados para confirmar o preenchimento dos requisitos da Lei de Darcy.

Segundo a Lei de Darcy, o fluxo da água através de um solo saturado é diretamente proporcional à leitura da lâmina de água e inversamente proporcional à coluna do solo.

Tem-se então: K= constante de permeabilidade em cm/h.

$V = K\ i$ em que $i = \frac{H + L}{L}$ V= volume infiltrado em litros ou cm3.

$V = K \frac{H + L}{L}$ L= altura da coluna de terra em cm.

sendo: t= tempo em horas

v= velocidade de escoamento

H= altura da lâmina d'água em cm

k= condutibilidade hidráulica

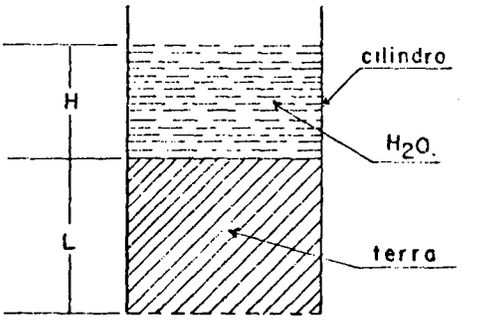
i= gradiente hidráulico A= área da secção do cilindro em cm^2

como:

Q= A v, substituindo, vem

$Q = A.K \frac{H + L}{L}$ Sabe-se que

$Q = \frac{V}{t} = K\ A. \frac{H + L}{L}$ donde



isolando-se o valor "K" obtem-se

$$K = \frac{V\ L}{t\ A\ (H + L)}$$

Figura nº 1

FINALIDADES DO TESTE

Fornecer valores da condutibilidade hidráulica vertical das camadas de solo de uma determinada área, cuja obtenção considera-se necessária.

Os valores encontrados auxiliarão nas decisões relativas à classificação das terras da área, na indicação do tipo de cultura a ser empregada e também, em alguns casos, fornecerão dados importantes para o estudo de viabilidade econômica da instalação de um sistema de drenagem de subsuperfícies.

A título de ilustração, apresenta-se uma tabela de classe de terras em função dos valores de "K", usado U.S. Bureau of Reclamation.

VALORES DE "K" em cm/h	CLASSE DE TERRA
2,03 a 6,50	classe 1
0,76 a 2,03	classe 2
0,25 a 0,76	classe 3

Esta tabela aplica-se à classificação de terras para culturas diversificadas, porque para valores interiores a 0,25 cm/h as terras não seriam consideradas irrigáveis enquanto que este mesmo valor no caso de cultivo de arroz nos levaria quando analisado isoladamente a uma classe 1.

CONDIÇÕES PARA CONDUÇÃO DO TESTE

Este teste é geralmente conduzido para se obter a permeabilidade vertical de um perfil até a profundidade de 1,20m, que é considerada zona das raízes. Com os valores da condutividade hidráulica obtidos, pode-se definir a possibilidade de drenar a água em excesso (deep-percolation) num período não superior a 48 horas. Geralmente, esse teste é feito só para as camadas mais pesadas como no caso de um perfil argiloso etc. Caso os resultados sejam satisfatórios, seguem-se os testes para a obtenção de permeabilidade lateral (piezômetro ou um dos testes de furo de trado, de acordo com a presença ou não do lençol de água), cujos resultados serão usados no cálculo do espaçamento entre os drenos.

Em perfis de texturas média e leve, não é necessário a condução desse tipo de teste (para investigação de drenagem de subsuperfície), a não ser em casos especiais onde haja suspeita da permeabilidade de uma camada muito compactada.

Como exemplo, pode ser citado um perfil de textura franco argilo-arenosa até a profundidade de 3,0m, onde é dispensável o emprego deste teste. Citam-se, 3,0m, porque até esta profundidade, em certas condições, pode-se considerar econômica a instalação de drenos para a drenagem subsuperficial.

Em casos como este, basta determinar a permeabilidade lateral do perfil.

Também nos casos onde é preciso saber a permeabilidade horizontal de uma camada profunda, mas em que não pode ser conduzido o teste de furo de trado em ausência de lençol (shallow well pump-intest), por ser esta muito delgada, a solução é fazer um teste de anel que poderá ser conduzido até em camadas de 3 polegadas de espessura.

EXEMPLO ESQUEMÁTICO

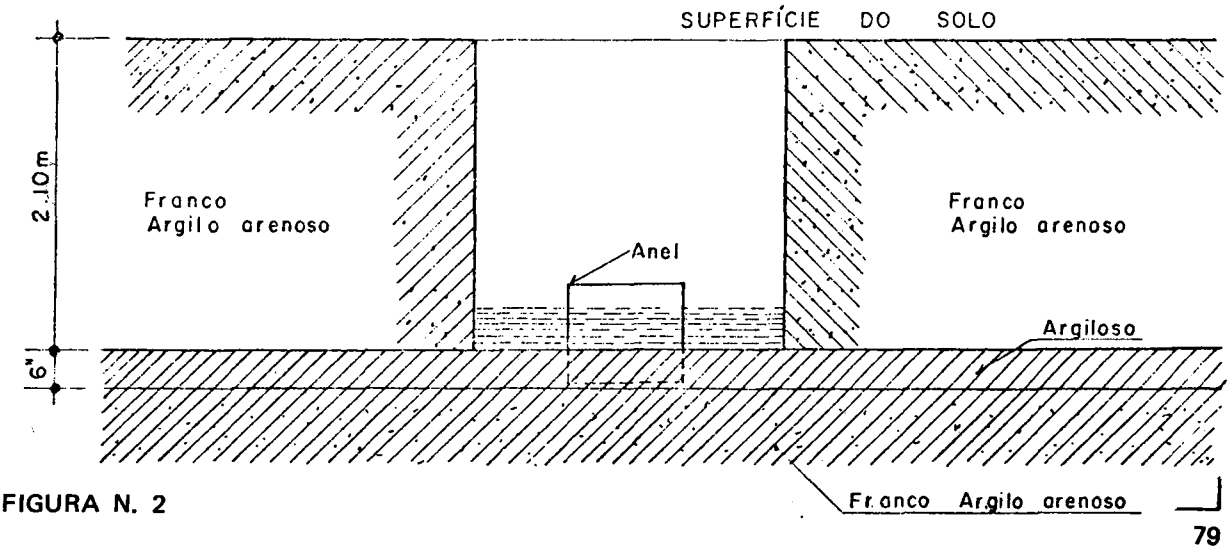


FIGURA N. 2

EXEMPLO ESQUEMÁTICO

Em casos como estes, os valores de condutividade hidráulica vertical encontrados são usados em lugar da condutibilidade hidráulica horizontal, mesmo sabendo-se que os valores de condutibilidade hidráulica lateral das camadas de um perfil são maiores que aqueles encontrados para a condutividade hidráulica vertical (DRAINAGE OF AGRICULTURAL LANDS, pag. 413 e IRRIGATION OF AGRICULTURAL LANDS, pag. 293).

Esse teste pode ser conduzido em diferentes pontos de uma camada de solo, desde que o anel esteja inteiramente dentro da mesma. Como mostra o desenho a seguir, os valores da condutividade hidráulica nos pontos 1 e 2 teoricamente devem ser os mesmos.

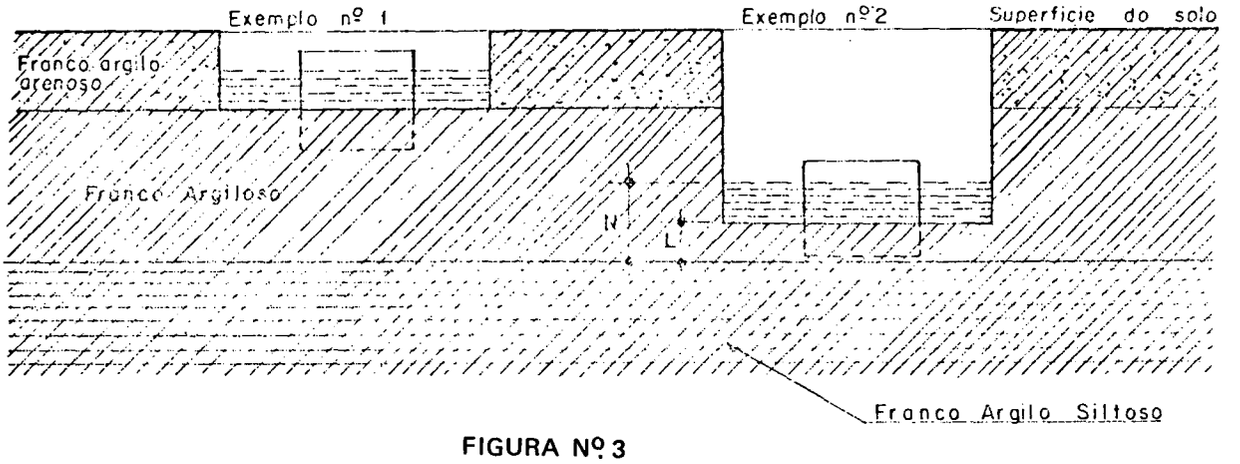


FIGURA Nº 3

Esse teste pode também ser feito para se calcular a condutibilidade hidráulica de uma área a ser usada no cultivo do arroz. No caso de dados que evidenciem que a permeabilidade da área é satisfatória para esse tipo de cultura (permeabilidade bastante baixa), pode ser dispensada a condução do teste.

ESTIMATIVA DO NÚMERO E LOCAIS DOS TESTES A SEREM CONDUZIDOS EM UMA ÁREA

O número de testes a serem conduzidos em uma determinada área vai depender da maior ou menor incidência de camadas de texturas pesadas, da uniformidade destas camadas e dos objetivos do estudo da área.

No caso de camada pesada uniformemente distribuida numa vasta área, dois ou três testes serão suficientes, desde que os resultados estejam próximos.

Caso a área seja formada de uma série de manchas, deve ser calculada a condutibilidade hidráulica de campo e laboratório para as mais expressivas, sendo que as manchas menores podem ter o valor estimado em função dos resultados de condutividade hidráulica obtidos em laboratório. Para isto, as características físico-químicas das camadas testadas e comparadas devem estar muito próximas.

A seleção, tanto do número de testes a serem realizados como a escolha dos locais de condução destes, é feita com base nos dados e mapas de classificação de terra para irrigação. Como norma geral, fazem-se 2 ou 3 testes para cada camada que pareça ter baixa permeabilidade.

A permeabilidade de uma camada de solo é função de uma série de fatores como textura, estrutura, estabilidade dos agregados do solo, concentração de sais, diâmetro e densidade de poros, qualidade da água, presença de raízes, grau de compactação do solo, perfurações ocasionadas por pequenos animais etc. Muitos destes dados, além de outros, orientarão na escolha dos locais de execução dos testes. As condições de acesso também devem ser levadas em conta nessa escolha.

MATERIAL NECESSÁRIO

Para a condução deste tipo de teste, é preciso contar com uma quantidade relativamente grande de material. A exigência quanto a algumas peças enumeradas vai depender das condições específicas de cada teste.

SÃO NECESSÁRIOS:

– uma pick-up para carregar o material, servir de transporte e conduzir água para o teste quando a presença do carro-pipa for dispensável ou impossível.

– um tanque ou carro-pipa, com capacidade mínima de 1.400 litros.

Quando for difícil contar com um carro-pipa ou um tanque adaptado a um caminhão ou reboque, o uso de tambores de 200 litros (bem limpos), e uma pick-up para carregá-los resolve o problema satisfatoriamente. Os tambores podem ser enchidos na fonte mais próxima, com auxílio de uma pequena bomba a gasolina, ou mesmo com uso de baldes e funil bastante grandes.

Quando se usar carro-pipa, o emprego de tubo plástico flexível de 1,5 polegadas, com aproximadamente 6,0m de comprimento, é interessante, a fim de facilitar o transporte de água do carro-pipa para os tambores assentados no local do teste.

– um funil, tendo na sua extremidade um niple de duas polegadas, para ser atarrachado ao tambor, e com capacidade em torno de 15,01. O uso do funil se faz mais necessário quando se usa pick-up para carregar água.

– um balde de 15 a 20 litros de capacidade.

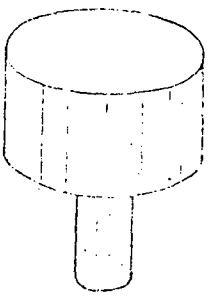


FIGURA Nº 4

– 6,0m de tubo plástico flexível (mangueira) resistente ao dobramento de 1,5 polegadas de diâmetro interno.

– um conjunto motobomba pequena.

– tambores de 200 litros, de preferência galvanizados, podendo-se também utilizar tambores comuns tipo usado no transporte de óleo, desde que muito bem lavados com detergente para eliminar todo e qualquer vestígio de óleo. A desvantagem dos tambores comuns é o fato de serem menos resistentes às pancadas e também o fato de se enferrujarem com facilidade na parte interna. Depois de usados, estes vasilhames devem ser colocados ao sol sem tampas, para secar bem na parte interna, o que faz diminuir a formação de ferrugem, prolongando a vida útil dos mesmos.

Para a condução do teste de anel, são necessários dois tambores, sendo um calibrado para alimentar o cilindro interno, e o outro com torneira e vaso comunicante que servirá para indicar o volume de água contido no mesmo. Quando for usada uma pick-up para carregar água, é muito útil dispor também de um tambor aberto que deve ser enchido ao lado dos tambores alimentadores do teste.

A finalidade principal do uso deste é funcionar como reservatório de água para o reabastecimento do cilindro externo que consome volume de água muito maior do que a consumida pelo cilindro interno.

O uso de balde, funil e cilindro aberto vai depender do número de testes a serem montados num dia e do sistema de abastecimento de água a ser empregado.

Quando se monta apenas um teste por dia e se dispõe de um carro-pipa ou tanque rebocado, essas três peças podem ser dispensadas; mas no caso do uso da pick-up para carregar água poderão ser muito úteis. Também no caso de usar um carro-pipa e se montar mais de um teste por dia, essas peças podem ser de grande valia por facilitar a libertação do carro-pipa para um outro local de teste.

A seguir, tem-se o esquema de um teste em operação conduzido em uma camada de solo situado próximo à superfície.

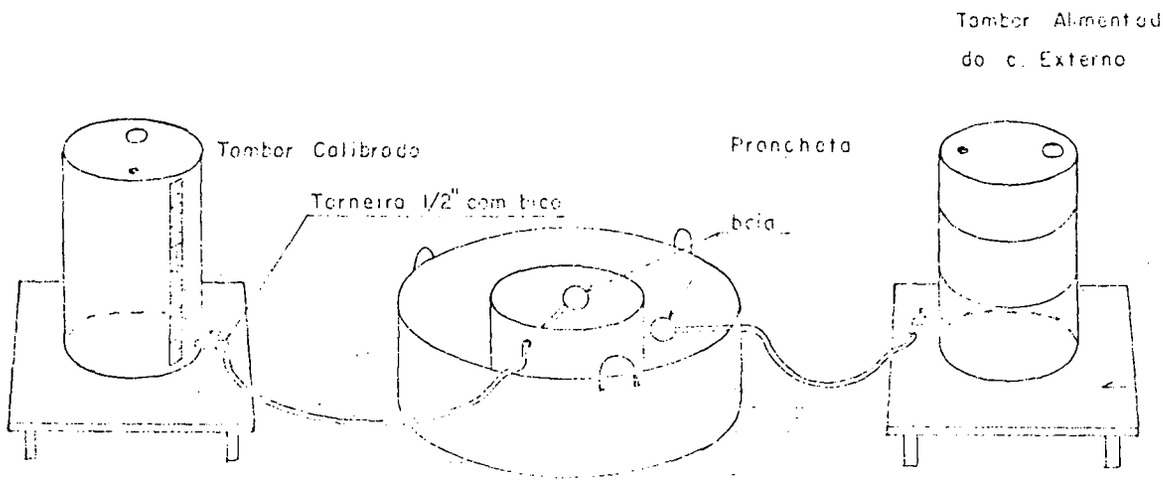


FIGURA 5

É aconselhável unir dois tambores alimentadores, por meio de um "T", com três bicos de torneira de jardim, ao cilindro externo quando a permeabilidade da zona a ser testada for relativamente alta, ou quando os intervalos de leituras forem longos, na hipótese de se continuar o teste de um dia para o outro sem leituras durante a noite.

PREPARO DO TAMBOR CALIBRADO

Ao tambor fixa-se uma régua de madeira de 1,5 cm de espessura, por 4,0 cm de largura e 80 cm de comprimento, e com fase externa bem lisa para a calibragem.

Essa régua deve ser preferivelmente de madeira branca para facilitar as leituras em traços pretos em fundo claro. É fixada ao tambor por meio de pequenos pedaços de chapa de ferro soldados ao mesmo, de modo que a régua seja fixada ao tambor em três pontos (nas extremidades e no centro).

Nesses pequenos pedaços de chapa são feitos furos para se fixar a régua por meio de parafusos. Coloca-se esta a 1,0cm de distância da parte inferior do tambor. Deve ficar em posição vertical e afastada lateralmente da torneira cerca de 10,0 cm.

Na face desta régua fica um tubo comunicante de material plástico flexível e incolor de 1/4 polegadas de diâmetro interno, ligado nas extremidades a tubos de cobre de 1/4 de polegadas de diâmetro externo, soldados um na extremidade superior do tambor, tangenciando a tampa deste, e outro na extremidade inferior e um pouco abaixo da extremidade da régua.

Esses pequenos condutores são curvados de modo a se ajustarem bem às extremidades da régua, para manter o tubo flexível bem reto e esticado.

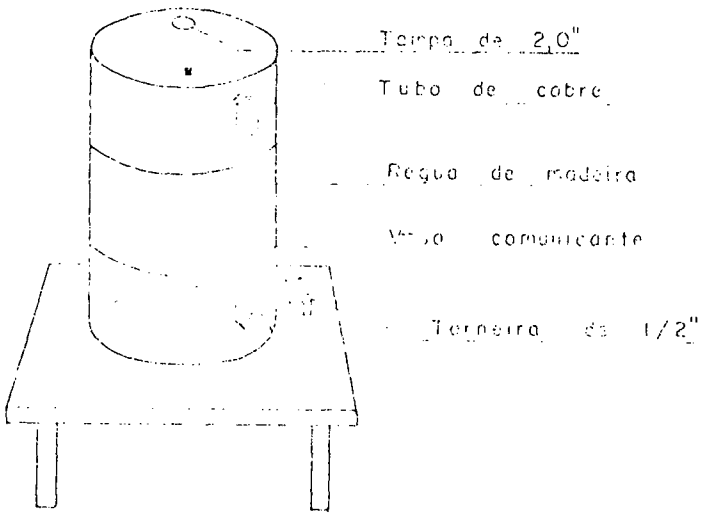
Na parte inferior do tambor, solda-se uma luva de 1/2 polegada (a qual deve ficar em posição que permita que a torneira, ao ser ajustada, fique na posição vertical).

Para esse tipo de serviço, torneiras, de jardim de 1/2 polegada funcionam satisfatoriamente.

Preparado o tambor, a operação seguinte consiste em calibrar o mesmo, o que é feito colocando-o em cima de uma mesa resistente. Deve ser bem nivelado, com um nível de pedreiro. A seguir, o tambor é totalmente cheio (e mantido em nível), e o excesso de água é escoado, a fim de marcar o ponto zero.

Daí em diante usa-se uma proveta graduada com capacidade de 1/2 a 1,00 para marca na régua traços correspondentes a cada 250 mililitros. Retiram-se 250ml de água do tambor e marca-se na régua o traço correspondente ao nível do menisco no vaso comunicante. Só são colocados numerações nos traços correspondentes a litros (traços maiores).

Pode-se também medir com uso de proveta os traços de 1/2 em 1/2 litros e depois fazer os riscos intermediários correspondentes às frações de 250ml, o que é menos trabalhoso.



É interessante observar que a tampa do tambor (tampa de 2,0") deve ficar no lado oposto à régua, como se vê no desenho acima.

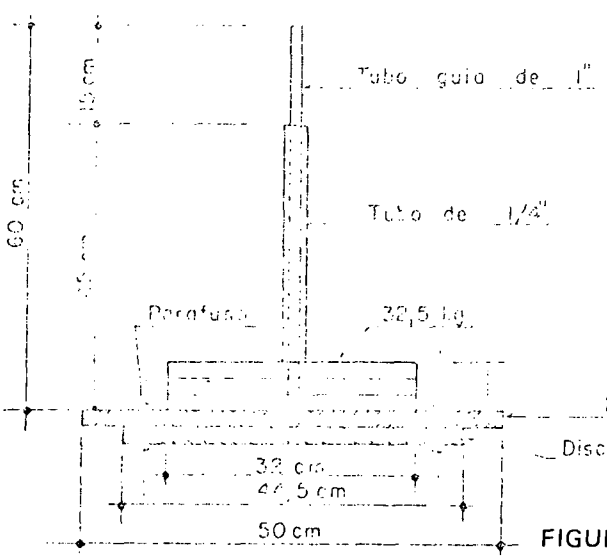
– Plataformas de madeira para serem usadas no campo como suportes dos tambores. Podem ser de 5 a 10 cm de altura e 60 cm x 60 cm. O uso da plataforma é interessante, porque tanto ajuda a evitar que os tambores se enferrugem como também facilita o nivelamento do tambor alimentador do cilindro interno. A plataforma pode ser substituída com vantagem por três peças de madeira de aproximadamente 15cm de comprimento por 8cm x 8 cm de secção. Depois de nivelar (a olho) o terreno, com uso de uma enxada, dispõem-se as 3 peças de forma triangular. O tambor calibrado deve, a seguir, ser nivelado em cima da prancheta ou dos piquetes.

– Um cilindro interno de chapa nº 14 com reforço na parte superior feito de chapa nº 3 ou nº 5. Tanto o diâmetro interno como a altura podem ser de 45 cm. A chapa reforço deve ter no mínimo 5 cm de largura. Para o caso de testar uma camada de solo de 15cm de espessura e de se trabalhar com uma lâmina d'água também de 15cm, faz-se um furo a uma distância de 32, 0cm da base do cilindro à parte inferior do furo. O diâmetro desse furo pode ser de aproximadamente 2,7cm. Nesse adapta-se o suporte do carburador (conjunto usado em caixa d'água doméstica). A parte inferior do cilindro deve ser afiada, o que é feito desbastando-se na parte externa.

– Um cilindro externo de chapa nº 13 ou 14, com aproximadamente 90cm de diâmetro interno. Quanto às medidas de altura, distância da base ao furo suporte da bóia, diâmetro do furo e reforço, podem ser seguidas as mesmas instruções do caso anterior. A esse cilindro devem ser bem soldadas 4 alças de vergalhão de 1/2 polegada.

– Um batente de cilindro interno deve ser feito de chapa grossa e circular com 50cm de diâmetro, tendo um outro disco ajustado à parte inferior com diâmetro ligeiramente inferior ao diâmetro do cilindro interno (do teste) para que o batente se ajuste ao mesmo.

Na parte central desse disco, solda-se um tubo galvanizado de uma polegada de diâmetro e com 60cm de comprimento, que servirá como condutor guia da peça móvel utilizada como soquete. Essa peça deve pesar em torno de 30kg e ser feita utilizando-se um disco de aço com furo no centro. Nele será soldado um tubo que se ajuste ao tubo guia da parte fixa. O diâmetro interno desse tubo deverá ser de 1.1/4".



ESQUEMA DO BATENTE

As chapas poderão ser unidas por meio de solda ou parafusos, sendo que no caso de se usar parafusos, estes devem ficar encaixados nas superfícies atritantes.

CORTE LATERAL DO CONJUNTO

FIGURA 7

Para construção do batente deve ser levado em consideração que pode ser feita uma série de opções quanto ao tipo de chapa, e forma deste, desde que o peso do soquete esteja em torno de 30 kg e também que a parte fixa do conjunto se ajuste (encaixe) ao cilindro a ser introduzido no solo, que não deve sofrer vibrações.

Deve ser deixado um espaço entre o soquete (parte móvel) e a extremidade da chapa base do batente para o operador colocar os pés.

No caso do nosso desenho esse espaço é de 9 cm.

– Tubo plástico flexível incolor (tubo cristal) de 1/2" em quantidade suficiente para conectar os tambores alimentadores às bóias carburador, responsáveis pela manutenção do nível constante da superfície da água nos cilindros.

– Dois conjuntos de carburadores do tipo usado em caixa d'água doméstica, vulgarmente conhecidos como "bóia", tendo, cada um, bico de torneira de jardim de 1/2 polegada.

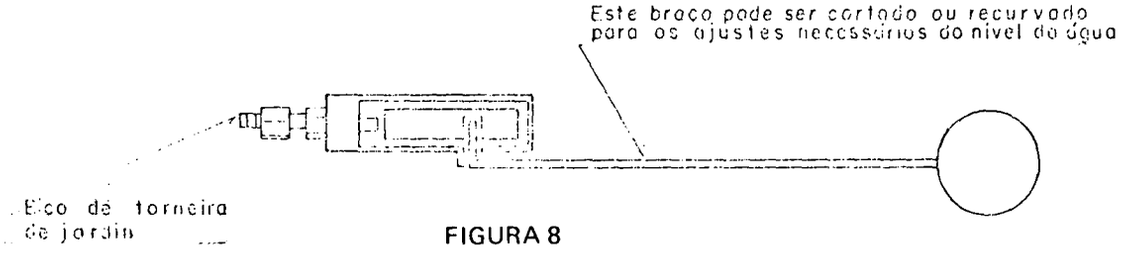


FIGURA 8

– Um nível de pedreiro para nivelar o tambor calibrado antes de cada teste.

– Giz branco ou pincel atômico para marcar os cilindros antes de cada teste. Marcam-se ao redor dos cilindros os pontos que tangenciarão a superfície do solo e os pontos referentes à altura da lâmina d'água.

– Uma trena de aço de 2 ou 3m para os trabalhos de marcação dos cilindros e também para medir a profundidade dos testes.

– Prancheta escolar.

– Fichas de anotações dos testes.

– Uma pá reta (pá de pedólogo).

– Uma pá chata de fio arredondado para testes profundos.

– Um termômetro de escala centígrada.

– Uma foice.

– Uma enxada.

– Um enxadão.

– Uma marreta de 8 a 10 kg com cabo de ferro para introduzir o cilindro externo.

– Pedaços de lona de tamanho suficiente para cobrir os cilindros internos e evitar a evaporação.

– Solda plástica PVC para vedar qualquer vazamento do conjunto alimentador dos cilindros.

– Chaves de encanamento (chave inglesa).

– Areia lavada fina, para ser colocada no interior do cilindro interno e para os piezômetros, que passe em peneira de malha 14 e fique na de nº 28.

– Dois piezômetros (tubos de cobre) de 1/2" de diâmetro interno e 45cm de altura.

– Uma tampa que se ajuste à parte superior do piezômetro, de modo que ao se introduzir o mesmo no solo, com o uso de um pequeno martelo, esta parte não seja danificada.

-- Um martelo de carpinteiro.

— Um trado de madeira de 7/16" de diâmetro, tendo 60cm (trado + haste), para tradar dentro dos piezômetros.

— Um trado de 1,0" de diâmetro tendo 60cm de haste.

— Argila bem seca e fina (em forma de pó). Deve ser uma argila do tipo 1:1. É usada para os tensiômetros.

— Água fervida.

— Uma pequena seringa de borracha para encher os tensiômetros de água e também para remover o ar.

— Um trado de madeira de 1" de diâmetro para a instalação dos tensiômetros.

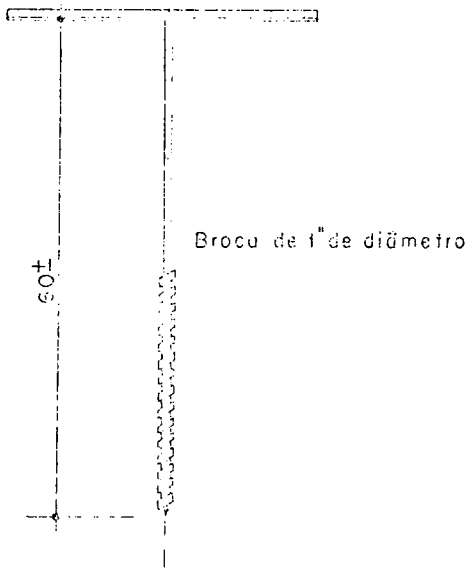


FIGURA 9

— Braçadeiras para ajustar os tubos plásticos às pontas das bóias e torneiras. Em substituição às braçadeiras, pode-se usar barbante forte, previamente molhado.

— Um pedaço de vergalhão de 1/8" de diâmetro e 1,5m de comprimento para comprimir a terra junto à parede do cilindro interno.

— Uma lanterna.

— Uma escala tipo Arquimedes para marcar o local dos testes em mapas topográficos, mosaicos ou fotografias aéreas.

— Mapa topográfico ou fotografia aérea da área.

— Chave de fenda, necessária quando são usadas braçadeiras.

— Alicate; usado quando a área é fechada com cerca de arame.

— Postes de qualquer material de fácil uso e obtenção prática, para o caso de ter que cercar a área do teste.

— Balde com corda, para retirar terra se for preciso fazer teste numa camada profunda.

— Um filtro para ser usado quando se trabalha com água suja. Como é fácil de observar, a lista de material é bastante grande, mas, antes de se tomar qualquer atitude quanto à sua aquisição e preparo, deve-se estimar qual o material indispensável para as condições que se deparam. Uma vez de posse desses dados, far-se-á uma seleção do material, que deve ser o indispensável, de uso prático, e de fácil aquisição. Muitas vezes algumas improvisações podem ser feitas sem prejudicar a precisão do teste.

COMO INSTALAR E CONDUZIR OS TESTES

Depois de escolhidos os locais e decidido em que profundidade esses testes conduzidos, a operação seguinte consiste em preparar os locais para instalação do equipamento. Os trabalhos de preparo do local exigem geralmente a presença de um trabalhador braçal. Quanto à instalação do teste propriamente dito, é necessário a presença de duas pessoas. Nos trabalhos de escavação do local, alguns detalhes devem ser levados em conta, como:

– o diâmetro do furo deve estar próximo de 1,20m e este trabalho deve ser feito de modo a parar a escavação em torno de 7,0cm da zona a ser testada;

– tendo todo o equipamento pronto para começar os trabalhos, cava-se do ponto em que se pára até o local onde os cilindros serão instalados (os 7,0cm restantes);

– nesta última operação, cuidados especiais devem ser tomados para não se pisar na área onde será instalado o cilindro interno;

– o fundo do furo deve ser nivelado antes de se introduzir o cilindro. No cilindro fazem-se duas marcações, uma a 15cm da base e outra a 30cm, o que pode ser feito com giz ou pincel atômico. Depois de marcado, o cilindro é introduzido no solo até a primeira marca, o que é feito com o uso do batente especial. É importante que o cilindro seja mantido em nível durante todo o tempo em que é introduzido no solo. Quanto às pancadas, estas devem ser firmes de modo a evitar vibrações. Para fazer um bom trabalho, o operador deverá apoiar os pés na parte fixa do batente, de modo a ficar com o peso bem dividido.

ESQUEMA DO BATENTE

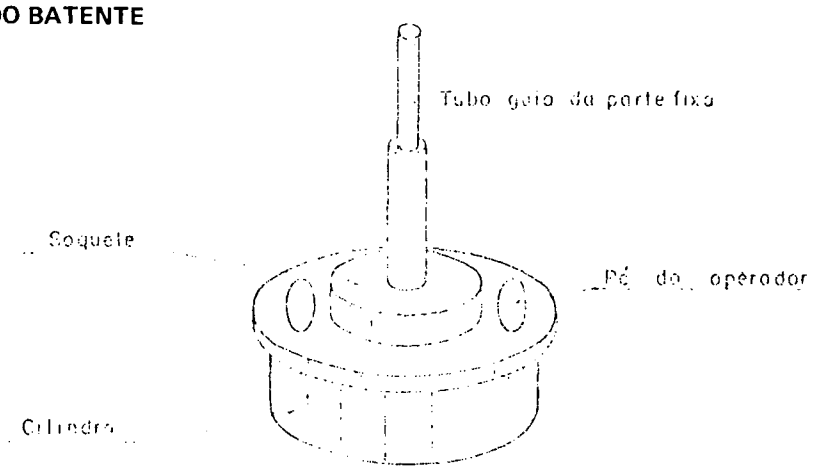


FIGURA 10

Depois de introduzir o cilindro até a profundidade desejada, o solo em contato com a parte interna é comprimido levemente, bem como a parte externa para evitar o movimento da água entre a parede do cilindro e o solo. A seguir, colocam-se cerca de 2,5cm de areia fina e limpa dentro do cilindro, para evitar a formação de suspensão de pequenas partículas do solo. Também é bom lembrar que o orifício suporte do carburador (bóia), deve ficar na direção do tambor calibrado, e este em posição tal, que os raios solares não incidam sobre a escala. O uso de um cilindro externo é aconselhável em determinadas condições, como em testes próximos da superfície. Nesse caso, tanto o cilindro interno como o externo são marcados a 15cm da base, porque os dois serão introduzidos no solo à mesma profundidade. Também neste cilindro é aconselhável fazer alguns traços na parte interna, correspondentes à altura da lâmina d'água que deverá ser também de 15cm. Caso não seja usado o cilindro externo, poderá ser feita a manutenção de uma lâmina d'água constante ao redor do cilindro medidor da permeabilidade, regulando-se a torneira ou registro do tambor alimentador (sem escala) ou então o que é mais seguro, e prático, utilizando-se um carburador tipo bóia que poderá ter como suporte o cilindro interno. A peça suporte da bóia poderá ser feita de tal forma, que ao ser encaixada já dê a altura desejada.

EXEMPLO:

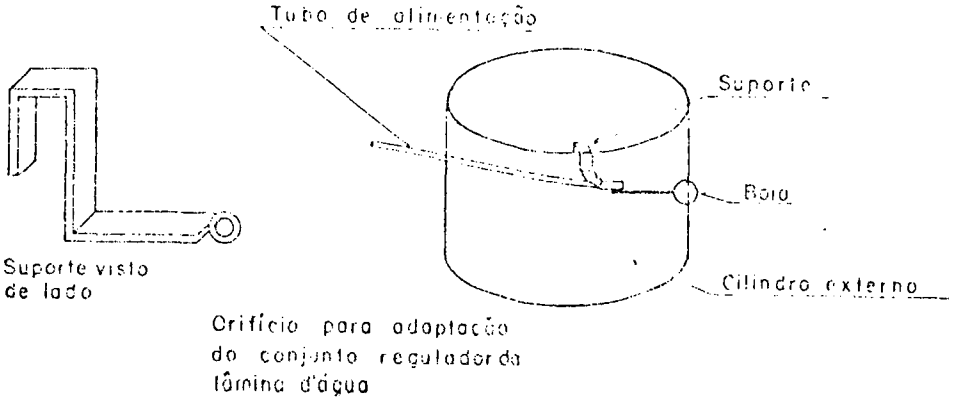


FIGURA 11

Logo a seguir instalam-se dois tensiômetros e dois piezômetros, ficando os mesmos alternados e em lados opostos como se vê no desenho abaixo numa vista de cima (desenho a seguir):

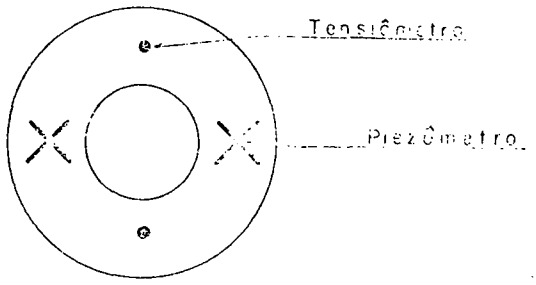


FIGURA 12

P I E Z Ô M E T R O S

FINALIDADE:

Detectar a formação de um "murundu" (mound) de água na zona do teste. No caso da formação desse lençol d'água o teste deixa de satisfazer às Leis de Darcy.

COMO INSTALAR:

Em primeiro lugar, marcam-se no tubo de cada piezômetro 22,5 cm a partir da base. A seguir estes serão instalados de 7,5 a 10cm de cada lado do cilindro. Começa-se esse trabalho introduzindo cada piezômetro de 5 a 7cm no solo, o que é feito com o uso de um martelo. Para evitar que a parte superior do piezômetro seja danificada, é importante usar uma tampa que se ajuste ao mesmo e tenha no seu interior uma peça de madeira; com o uso de uma broca de 7/16", trada-se dentro do piezômetro de modo a remover a terra até à profundidade equivalente àquela em que este foi introduzido no solo. Continua-se então o trabalho até se atingir a profundidade de 22,5 cm. Devem ser tomados cuidados especiais para evitar que o piezômetro rode ou saia do solo, quando a terra é retirada do seu interior. Depois de introduzido até a profundidade desejada, cavam-se mais 10 cm abaixo da extremidade destes para se deixar uma cavidade que será cheia de areia limpa e fina. (cavidade do piezômetro). Depois, para evitar a penetração de água, colocam-se argila tipo 1:1 ao redor destes, que é a seguir comprimida (socada). Para testar os piezômetros, colocam-se água no interior dos mesmos e observa-se se há infiltração. Caso positivo, conclui-se que a instalação foi satisfatória; caso contrário, é preciso desentupi-los, fazendo jatos d'água no seu interior por meio de uma pequena bomba manual. Nesta operação introduz-se uma tela presa a um tubo plástico flexível e injeta-se água. Depois de retirada a tela, bombeia-se a água lamacenta para fora do furo. Isto feito, testa-se novamente o piezômetro e caso a cavidade ainda esteja vedada, arranca-se o piezômetro, para o instalar novamente. Texturas médias e pesadas podem apresentar este problema quando o teor de umidade na zona da cavidade do piezômetro estiver em torno da capacidade de campo. Se o material estiver seco, isto nunca acontece. Em caso de solos instáveis, usa-a uma tela protetora da cavidade, que pode ser um pedaço de tubo com furos ao redor.

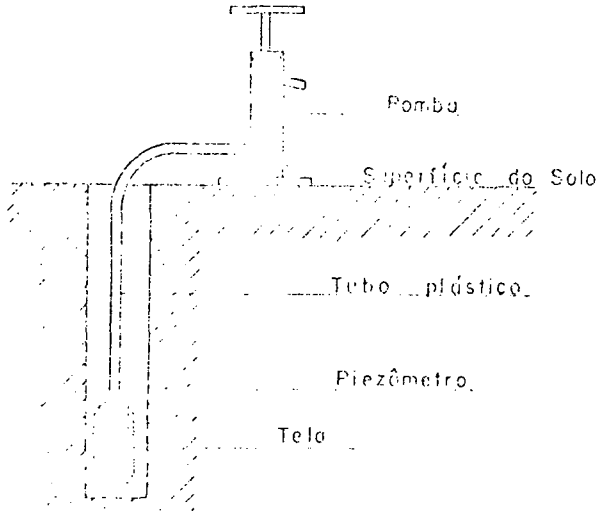


FIGURA 13

TENSIÔMETROS

FINALIDADE:

Indicar quando a zona do teste atingir o ponto de saturação.

CONSIDERAÇÕES GERAIS:

Antes de serem usados, os tensiômetros deverão ser calibrados e testados em laboratório, o que pode ser feito seguindo-se as instruções do fabricante. Para esse tipo de teste, é indicado o uso do tensiômetro de manô-

metros de mercúrio de 36 polegadas. O tipo recomendado é o "SOLL TEST ITEM Nº A-158, MERCURY MANOMETER SOLL MOISTURE GAUGE, 36-inch depth". Pode ser solicitado no seguinte endereço: SOIL TEST, Inc. C/O LARCO, Inc. P.O. BOX 2137 BALTIMORE, MARYLAND 21203, e o preço POB de cada unidade em janeiro de 1973 era de US$ 27,75. O ponto 100 na escala do tensiômetro corresponde a uma tensão nula. As tensões superiores a 100 milibares indicam a ordem de grandeza das tensões capilares do solo. Em um solo não saturado, as forças de tensão capilar elevam a coluna de mercúrio, marcando o valor das tensões a cada momento dado. Em contrapartida, se houver a formação de um "murundu" de água (mound), o tensiômetro indicará leituras inferiores a 100 milibares, o que mostra a atuação de uma pressão superior à pressão atmosférica. No início do teste, as tensões são bastante altas, mas logo a seguir começam a declinar na direção do valor 100.

COMO INSTALAR:

Primeiro fazem-se dois furos que distam 7,5 a 10cm do cilindro interno e ficam situados em lados opostos. A seguir, com o uso de uma broca de madeira (trado) de 1,0", cava-se um furo de 22,5cm de profundidade. No seu interior, coloca-se uma pequena porção de terra seca que é, a seguir, umedecida com adição de uma pequena quantidade de água. Depois disto feito, introduzem-se os tensiômetros no fundo do furo, tendo o cuidado de deixar a escala em posição contrária à luz do sol. Para assegurar um bom contato entre o copo do tensiômetro, a lama e a parte não desagregada do solo, fazem-se pequenos movimentos ascendentes, descendentes e circulares com os tensiômetros. O espaço anelar entre o tensiômetro e o furo é preenchido com terra seca até aproximadamente 10,0cm da superfície. A terra deve ser comprimida e o espaço restante cheio com argila tipo 1:1, para evitar a livre percolação da água entre o tensiômetro e o solo.

É aconselhável tradar até 10.0cm com trado de 2,0 polegadas e de 10,0cm até 22,5cm com trado de 1,0 polegadas. Tem-se assim nos primeiros 10,0cm um espaço anelar para colocar a argila e comprimi-la.

Depois de instalados, colocam-se água e mercúrio nos mesmos, tendo cuidado de retirar o ar do tubo capilar com auxílio de uma seringa de ouvido. Após a instalação dos tensiômetros, continuam as outras fases de montagem do teste.

Agindo desta forma pode-se permitir que haja uma estabilização dos tensiômetros, o que leva de 1,5 a 2,0 horas após a instalação dos mesmos. Depois de tudo pronto, toma-se nota das tensões para em seguida, começar o teste.

EXEMPLO ESQUEMÁTICO DE UM TENSIÔMETRO

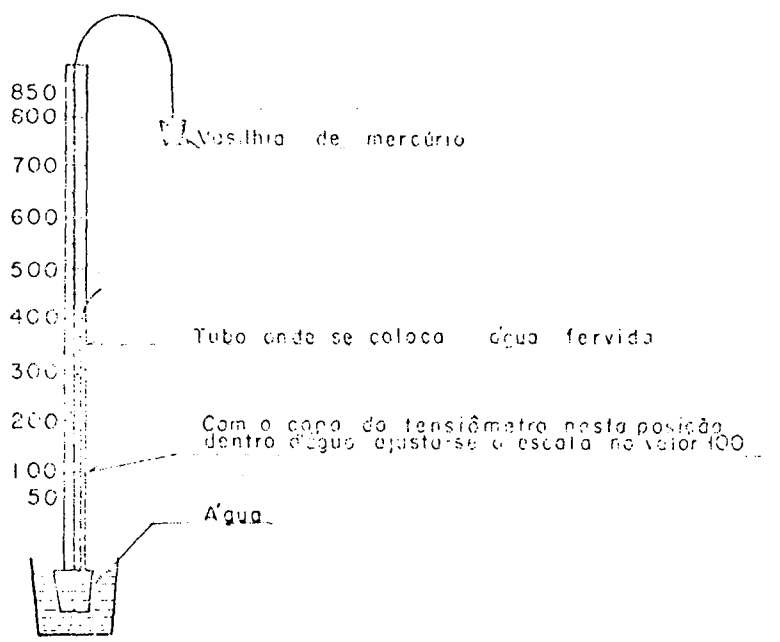


FIGURA 14

ESQUEMA DOS TENCIOMETROS EM OPERAÇÃO

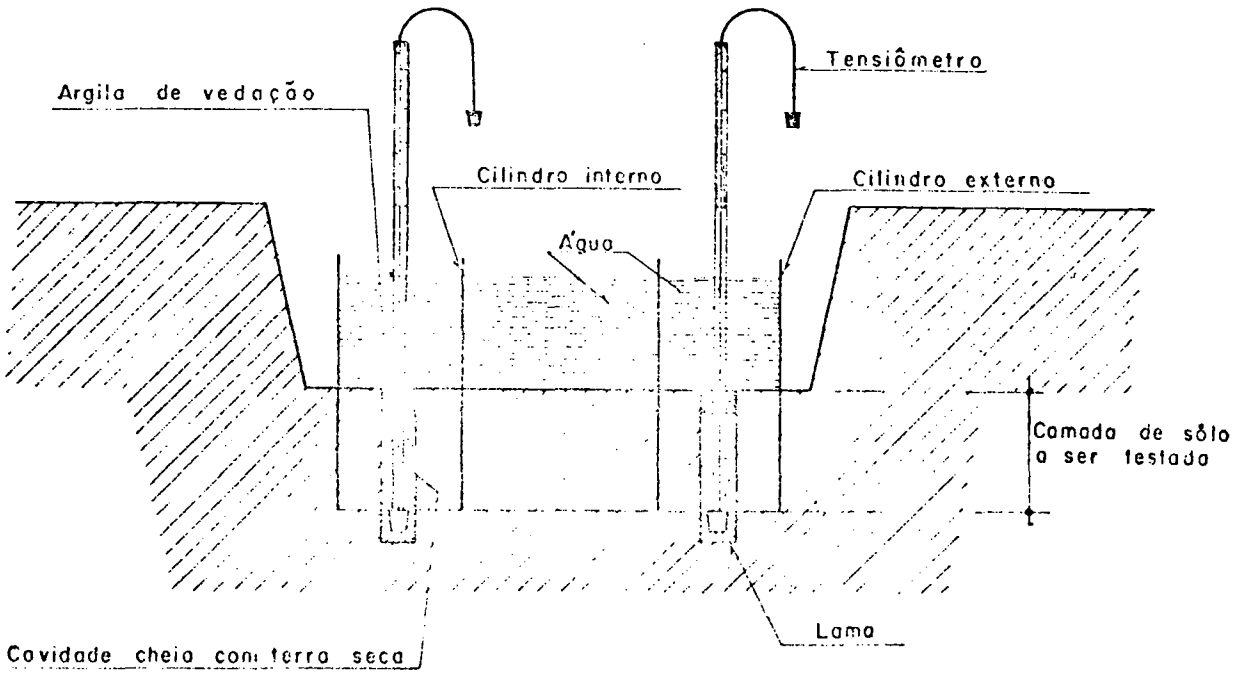


FIGURA 15

Depois da instalação dos piezômetros e tensiômetros, a próxima operação consiste em instalar e ajustar os carburadores (bóias) aos seus lugares, o que deve ser feito de modo a se manter uma lâmina d'água constante de 15cm. Os carburadores são conectados com os tambores alimentadores por meio de tubos de plástico flexível e incolor (cristal) de 1/2 polegada de diâmetros. Logo após a instalação das bóias, ou quase ao mesmo tempo em que estas são instaladas, começam os trabalhos de instalação dos tambores alimentadores do cilindro externo e interno.

INSTALAÇÃO DOS TAMBORES

Podem ser colocados no chão, em cima de três pedaços de madeira de secção quadrangular, ou em cima de uma pequena mesa (prancheta). Calibrado o tambor, deve-se cuidar para que fique em nível e com a escala protegida dos raios solares. Uma lâmina d'água de 15cm de altura será colocada tanto dentro do cilindro interno, como na parte exterior a este. A seguir anota-se a leitura da escala do tambor alimentador do cilindro interno, o tempo, as leituras dos tensiômetros e a temperatura da água do cilindro interno. Daí em diante, dá-se o teste por iniciado e fazendo-se leitura com intervalos que dependerão da velocidade da infiltração e do tempo disponível do operador. Pode-se trabalhar com intervalos variáveis e bastante superiores a uma hora, se necessário, como acontece quando é conduzido mais de um teste ao mesmo tempo. O mais importante é manter a mesma lâmina d'água tanto no cilindro interno como no externo, durante todo o tempo de duração do teste.

Deve-se completar o volume de água dos tambores sempre que for necessário. Este trabalho poderá ser repetido de duas a três vezes por dia para o tanque alimentador do cilindro interno, e com mais frequência para aquele do cilindro externo.

A maior ou menor frequência desta operação vai depender da permeabilidade do solo.

De hora em hora, ou de acordo com os intervalos disponíveis, faz-se uma visita ao local do teste e toma-se novamente nota do tempo, do volume de água no tambor calibrado, das tensões em cada tensiômetro e da temperatura, além de checarmos para ver se os piezômetros estão secos. Então, com base nos dados obtidos após cada leitura, calcula-se a permeabilidade em cm/h.

Quando as escalas dos tensiômetros marcarem valores próximos de 100 (que corresponde a zero de tensão) e se não for constatada a presença de água nos piezômetros e, ainda, se o fluxo de água através do solo estiver constante, pode-se assegurar que os requisitos da Lei de Darcy foram alcançados.

Os tensiômetros variam nos diferentes solos e nem sempre é possível obter leitura de valor 100. Se houver a estabilização entre 100 e 105 milibares, provavelmente é uma indicação de que o ponto de saturação foi atingido para o tipo de solo onde se trabalha. Também não é necessário ter exatamente as mesmas leituras nos dois tensiometros, mas estas devem estar próximas.

Quando os tensiômetros marcarem valores inferiores a 100, isto indicará que o gradiente hidráulico é infe-

rior à unidade, e a camada de solo testada estará sob pressões superiores a uma atmosfera. Isto acontece quando a zona saturada atinge uma camada de permeabilidade inferior àquela que está sendo trabalhada.

Em condições como esta, tanto os tensiômetros como os piezômetros, confirmarão o fenômeno.

Quando isto acontece antes de serem preenchidos os requisitos da Lei de Darcy, ou se terá de parar o teste, ou então se deverá fazer uma série de furos ao redor do cilindro interno. Esse trabalho pode dar resultados satisfatórios, quando o material situado entre a parte inferior do cilindro e a camada menos permeável é dotado de permeabilidade relativamente boa. Esses furos devem distar uns 25cm do cilindro central e na maioria das vezes resolvem o problema, por permitirem o rebaixamento do lençol de água. Devem ser cheios de areia e atrevessar a camada menos permeável. Quando esse processo é usado e não surge efeito, é preciso mudar o teste para a camada inferior menos permeável. A seguir apresenta-se um exemplo esquemático de uma situação em que se tem uma camada próxima da zona das raízes, da qual se quer conhecer a condutibilidade hidráulica, estando esta próxima de uma barreira.

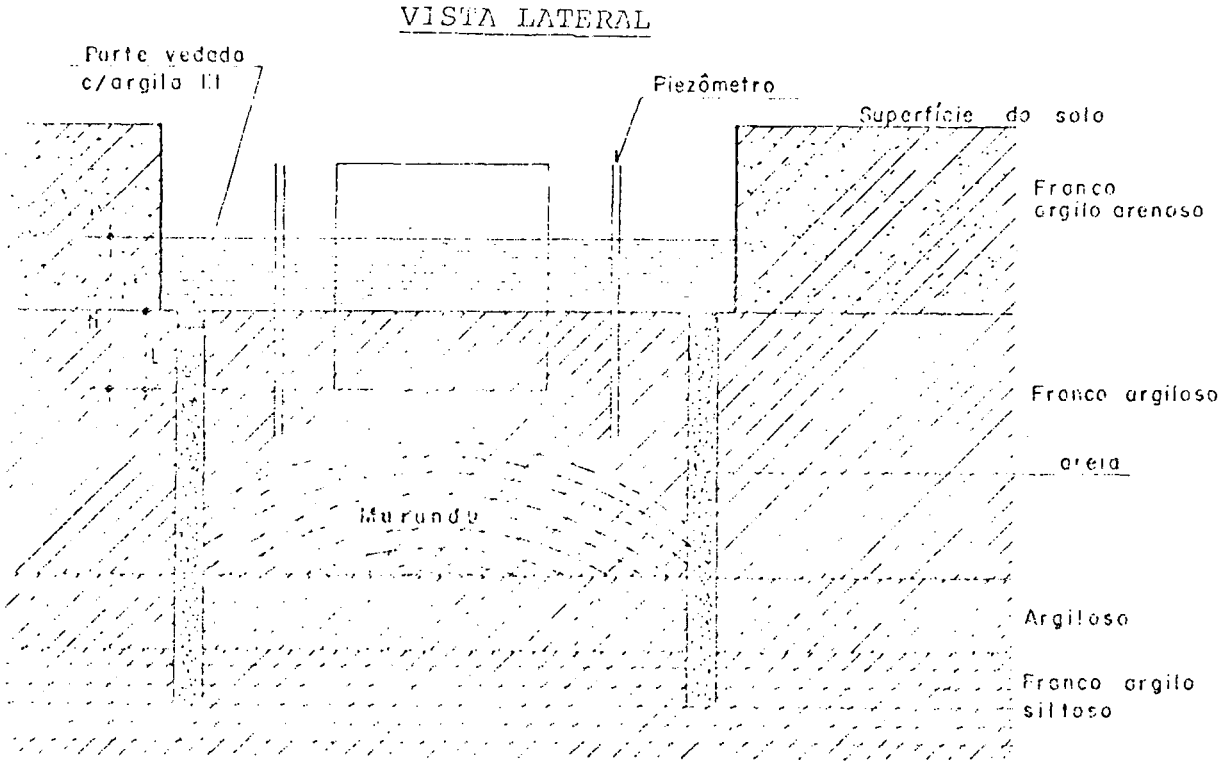


FIGURA 16

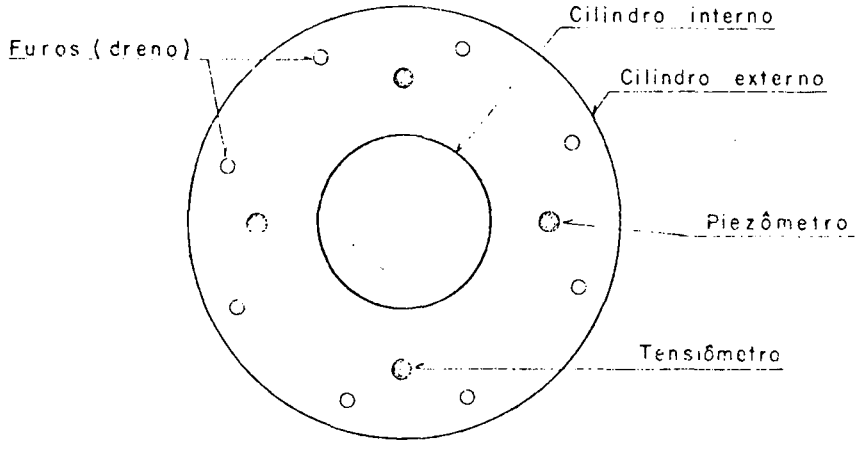


FIGURA 17

Terminado o teste, é preciso escavar ao redor do cilindro central para virá-lo, a fim de se verificar se na parte inferior do mesmo existem canais feitos por raízes, rachaduras, fragmentos de rocha de volume apreciável, ou qualquer outra anormalidade que possa influir significativamente no resultado do teste.

CÁLCULO DA VAZÃO AJUSTADA

Devem ser feitas correções de viscosidade no caso de oscilações de temperaturas superiores a 2°C. Os ajustes são feitos em função da viscosidade da água na primeira leitura feita após a estabilização. No exemplo abaixo parte-se da vazão "Q", obtida nas leituras de campo e chega-se ao "Q" ajustado.

Exemplo:

Q (l/h)	TEMPERATURA ÁGUA (°C)	VISCOSIDADE DA ÁGUA (CENTIPOISE)	Q AJUSTADO (l/h)
14,25	19.0	1,0299	14,25
14,97	23,0	0,9358	13,60
15,63	25,0	0,8637	13,58

Pode-se dar o teste por encerrado após três leituras consecutivas, que apresentem valores iguais ou muito próximos. Conserva-se a primeira leitura e se fazem as correções de viscosidades das duas seguintes em relação à primeira.

Para corrigir a segunda leitura, procede-se

Q obtido =14,97 l/h

$$\text{Q ajustado} = \text{Q obtido} \times \frac{\text{viscosidade da água à temperatura em que foi feita a leitura}}{\text{viscosidade da água à temperatura da primeira leitura após a estabilização.}}$$

$$Q = 14,97 \times \frac{0,9358}{1,0299} = 13,60 \text{ l/h}$$

Para a leitura seguinte basta repetir o mesmo raciocínio.

CÁLCULO DE PERMEABILIDADE

O cálculo de permeabilidade é fácil de ser feito, bastando para isso usar a seguinte fórmula:

$$K = \frac{VL}{t\,A\,(H+L)} = \frac{QL}{a\,A(H+L)}$$

Em que:

K = permeabilidade em cm/h

V = volume de água infiltrada em litros

$Q = \frac{V}{t}$ = vazão ajustada em l/h

L = altura da coluna de solo testada em cm

t = tempo em horas

A = área da base do cilindro em cm^2

H + L = altura da lâmina de água mais a camada de solo.

Como todos os dados da fórmula são encontrados na ficha de computação do teste, seguem-se dados referentes a dois testes como ilustração.

Um dos testes foi conduzido na área do Projeto de Irrigação de Mandacaru e o outro retirado de uma publicação americana de autoria de R. J. Winĝer, de título "IN-PLACE PERMEABILITY TESTS USED FOR SUBSURFACE DRAINAGE INVESTIGATIONS – 1965", publicação esta que serviu como base de orientação deste trabalho.

LIMITAÇÕES QUANTO AO USO DO TESTE

– O material imediatamente inferior à zona do teste, deve apresentar uma permeabilidade igual ou superior à camada a ser testada.

– Qualquer camada de permeabilidade inferior àquela do material a ser testado deve estar a uma profundidade tal, de modo a permitir que um fluxo constante seja alcançado para, no mínimo, três leituras consecutivas antes que o lençol d'água formado atinja a parte inferior do anel.

– Um fluxo constante não é alcançado quando camadas inferiores ao teste vão progressivamente se tornando mais compactas. Nesta condição, a condutividade hidráulica diminui, à medida que continua o teste.

– Quando imediatamente abaixo da zona a ser testada existe uma camada espessa e de permeabilidade muito alta. Neste caso, os dados obtidos não inspiram confiança, porque os requisitos da Lei de Darcy não são preenchidos. Um fluxo relativamente constante pode ser obtido, mas os tensiômetros nunca indicam uma tensão nula abaixo da zona do teste.

O teste não pode ser conduzido em camadas com cascalho ou material rochoso devido à dificuldade de se introduzir o cilindro, que, neste caso, tanto pode ser danificado, como também facilitar a formação de rachaduras no material a ser testado.

– O teste é muito demorado quando feito em material de baixa permeabilidade. Neste caso, os tensiômetros podem levar dois ou mais dias para indicar tensões próximas de 100.

VISCOSIDADE DA ÁGUA

$$^{o}C = \frac{^{o}F - 32}{1.8}$$

Temp. ^{o}C	Temp. ^{o}F	Viscosidade	Temp. ^{o}C	Temp. ^{o}F	Viscosidade
0	32,0	1,7921	27	80,6	0,8545
1	33,8	1,7313	28	82,4	0,8360
2	35,6	1,6728	29	84,2	0,8180
3	37,4	1,6191	30	86,0	0,8007
4	39,2	1,5674	31	87,8	0,7840
5	41,0	1,5188	32	89,6	0,7679
6	42,8	1,4728	33	91,4	0,7523
7	44,6	1,4284	34	93,2	0,7371
8	46,4	1,3860	35	95,0	0,7225
9	48,2	1,3462	36	96,8	0,7085
10	50,0	1,3077	37	98,6	0,6947
11	51,8	1,2713			
12	53,6	1,2363			
13	55,4	1,2028			
14	57,2	1,1709			
15	59,0	1,1404			
16	60,8	1,1111			
17	62,6	1,0828			
18	64,4	1,0559			
19	66,2	1,0299			
20	68,0	1,0050			
21	69,8	0,9810			
22	71,6	0,9579			
23	73,4	0,9358			
24	75,2	0,9142			
25	77,0	0,8937			
26	78,8	0,8737			

TESTE DE ANEL (RING PERMEAMETER)

PROJETO: Mandacarú LOCAÇÃO: Campo Exp. Nº 3 CILINDRO 3 EXECUTOR: MJB Aragão

PROFUNDIDADE: 20-35cm D.DO CILINDRO: 32 cm H 30 cm L 15 cm DATA 16/06/75

DESC. DA CAMADA TESTADA Grumussolo; 2,5y 0B; s/ext. quando úmido; firme; plástico; pegajoso.

DATA		HORA		TEMPO	LEITURAS (l)		VOLUME	Q	TEMP. H 20 (^{0}C)	VISC. H 20 (Centipoise)	Q Ajustado cm3/H	K CM/H	TENSIÔMETRO		PIEZÔMETRO	
INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HORAS	INICIAL	FINAL	(l)	l/H					NORTE	SUL	LESTE	OEST
16/06	16/06	15,00	16,00	1,00	18,25	18,50	0,25	0,25	25,5				165	200	SECO	SECO
16/06	16/06	16,00	17,00	1,00	18,50	18,75	0,25	0,25	25,0				164	207	"	"
16/06	16/06	17,00	18,00	1,00	18,75	18,75	0,00	0,00	24,5				156	191	"	"
16/06	16/06	18,00	21,00	3,00	18,75	19,00	0,25	0,08	24,0				151	176	"	"
16/06	16/06	21,00	23,00	2,00	19,00	19,25	0,25	0,12	24,0				140	146	"	"
16/06	17/06	23,00	1,00	2,00	19,25	19,25	0,00	0,00	22,0				130	135	"	"
17/06	17/06	1,00	3,00	2,00	19,25	19,50	0,25	0,12	21,0				122	127	"	"
17/06	17/06	3,00	5,00	2,00	19,50	19,50	0,00	0,00	21,0				117	122	"	"
17/06	17/06	5,00	7,00	2,00	19,50	19,50	0,00	0,00	20,5				112	119	"	"
17/06	17/06	7,00	9,00	2,00	19,50	19,50	0,00	0,00	20,5				109	116	"	"
17/06	17/06	9,00	11,00	2,00	19,50	19,50	0,00	0,00	20,5				105	115	"	"
17/06	17/06	11,00	13,00	2,00	19,50	19,50	0,00	0,00	23,0		31	0,02	104	114	"	"
17/06	17/06	13,00	16,00	3,00	19,50	19,50	0,00	0,00	24,0				100	108	"	"
17/06	17/06	16,00	17,00	1,00	19,50	19,75	0,25	0,25	24,0				98	106	"	"
17/06		17,00			19,75				24,0				97	105	"	"

$$K = \frac{Q\,L}{A(H+L)} = \frac{31 \times 15}{804 \times 302} = \frac{3}{1.608} = 0,02$$

Obs

Solo uniforme até 1,10m. presença de fragmento de rocha calcárea a 1,10. teste feito com repetição.

T E S T E E A N E L (Traduzido do teste publicação citada)

PROJETO:.....LACAÇÃO:.....CILINDRO:.....EXECUTOR:.A..P..BROWN...

PROFUNDIDADE: 42" a 48" D.DO CILINDRO 18" H 12" L 6" DATA 13/10/1958

INICIAL		FINAL		TEMPO HORAS	LEITURAS *		VOLUME *	TEMPO ÁGUA * *	Q */h	VISC. ÁGUA	Q Ajust. * 3/h	K Polegadas/h.	TENSIÔMETRO		PIEZÔMETRO	
DATA	HORA	DATA	HORA		INIC	FINAL							NORTE	SUL	LESTE	OESTE
13/10	8,00	13/10	12,12	4,20	0	362	362	17	86,2	1.0828	84,0		145	153	SECO	SECO
13/10	12,12	13/10	16,30	4,30	362	722	360	19	83,8	1.0299	77,7		138	142	"	"
13/10	16,30	14,10	7,25	14,92	722	1742	1020	13	68,3	1.2028	74,0		135	138	"	"
14/10	7,25	14/10	12,35	5,17	1742	2110	368	16	71,2	1.1111	71,2		131	133	"	"
14/10	12,35	14/10	16,35	4,00	2110	2398	288	18	72,0	1.0559	68,5		122	127	"	"
14/10	16,35	15/10	7,50	15,25	2398	3344	946	14	62,0	1.1709	65,4		117	117	"	"
15/10	7,50	15/10	12,15	4,42	0	281	281	16	63,6	1.1111	63,6	0,12	111	113	"	"
15/10	12,15	15/10	17,10	4,92	281	586	305	19	62,0	1.0299	57,5	0,11	108	109	"	"
15/10	17,10	16/10	7,35	14,42	586	1383	797	12	53,3	1.2363	61,6	0,12	103	105	"	"
16/10	7,35	16/10	12,10	4,58	1383	1661	278	15	60,7	1..404	62,3	0,12	105	105	"	"
16/10	12,10	16/10	16,50	4,67	1661	1962	301	18	64,4	1.0559	31,3	0,12	102	102	"	"
16/10	16,50	17/10	8,25	15,50	1962	2831	869	13	56,0	1.2028	60,6	0,12	104	102	"	"

* polegadas

** temperatura da água dentro do cilindro interno em graus centígrados.

Q Ajustado da oitava leitura = $\frac{1,0299}{1,1111} \times 62,0 = 57,5$

Cálculo da permeabilidade $K = \frac{V\ L}{t\ A\ (H+L} = \frac{Q\ L}{A(H+L)}$ $\frac{61,2 \times 6}{254,5 \times 12} = 0,12$ polegadas por hora a 16^0 C.

OBS: 61,2 é a média das últimas 6 leituras. O teste levou muito tempo por causa da baixa permeabilidade e porque tinha que ser esperada a confirmação da saturação pelos tensiômetros. Segundo o autor da obra, poderiam ter sido tomadas leituras horárias e depois de 3 delas mais ou menos coincidentes após a saturação, o teste poderia ter sido dado por terminado.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

1 – HAGAN, Robert M.; HAISE, Howard R; TALCOTT, W. Edminster. **Irrigation of agricultural lands.** Madison, American Society of Agronomy, c 1967. 1180p. il. (Ser. Agronomy, 11).

2 – LUTHIN, James N., ed. **Drainage of agricultural lands.** Madison, American Society of Agronomy, c1957. 620p. il. (Ser. Agronomu, 7).

3 – NAVARRETE, J.D. **Apuntes de irrigación.** Cochabamba, Bolívia, FAO Universidad Mayor de San Simón. Faculdad de Agronomia, 1973. 40p.

4 – THORNE, D.W. & PETERSON, H.B. **Irrigated soils: their fertility and management.** s.n.t.

5 – WINCER, Jr., R.J. **In place permeability tests used for subsurface drainage investigations.** Denver, Colorado, Divison of Drainage and Groundwater Engineering, 1965. Lv. il.

6 – WINGER Jr., R. J. F. **Field determination of hydraulic conductivity above a water table.** Denver, Colorado, office of Drainage and Groundwater Engineering, Bureau of Reclamation, 1956. 13fl. il.

SIMPLIFICAÇÃO AO CÁLCULO DE CUBAÇÃO E QUADRATURA DE TALUDES EM CORTES E ATERROS PARA CANAIS DE IRRIGAÇÃO

João Benício Filho *

INTRODUÇÃO

A elaboração de um projeto de irrigação normalmente constitui-se de uma série de atividades das quais, algumas, requerem certas operações que, além de exigirem custos elevados são ainda penosas de serem executadas devido ao tempo e métodos utilizados para as mesmas.

Como exemplo de operação deste tipo temos, as determinações dos volumes de terraplenagem e das áreas dos taludes em cortes e aterros que se fazem necessárias às avaliações de custos, para orçamentos dos projetos de canais de irrigação. Tais operações são indispensáveis na fase de projeto para ajuizarmos também das dificuldades dos dispêndios e da conveniência das diretrizes e soluções assentadas com o planejamento dos canais e ainda, para decidirmos das modificações que se deseje fazer tendo em vista uma maior otimização desse planejamento.

Da experiência que temos tido com estudos e elaboração de projetos de irrigação, essas operações, de um modo particular tem-nos preocupado por algumas das razões seguintes:

a) Os métodos usuais ou aqueles que normalmente empregamos para determiná-las, vem requerendo certos trabalhos de campo, como o levantamento topográfico das seções transversais ao longo dos canais, os quais exigem, além do emprego de um bom número de pessoal, tempo e custos que atrasam e oneram consideravelmente as atividades de elaboração de um Projeto.

b) Além disso, elas também requerem o emprego de grande mão-de-obra no escritório, como auxiliares técnicos, especialmente desenhistas, para a execução de apreciável número de tarefas como sejam: cálculo e desenhos dos perfís transversais do terreno, desenhos das seções transversais e planimetragem de suas áreas etc. . .

c) Em suma, se nos detivermos na quantidade dessas tarefas, conseqüentes principalmente do número de seccionamentos feitos ao longo dos canais, a cada 20 metros como é normal, poderemos avaliar quanto tempo e custos se empregam para realizá-las quando elaboramos o projeto de todo um sistema de irrigação por canais.

Assim, neste trabalho nos propomos a simplificar essas operações utilizando método prático-analítico que julgamos racional e perfeitamente aceitável na fase de projeto. Sabemos que, nesta fase, devido às imperfeições de campo e de escritório, dificilmente teremos ainda elementos suficientes para o cálculo rigoroso. Mesmo efetuando as operações anteriormente citadas, por exemplo: as linhas irregulares da superfície do terreno, pressupostas, nunca irão coincidir com as que realmente nos defrontaremos por ocasião da implantação do Projeto. Portanto, devido a essa impossibilidade e inutilidade de um rigor extremo, na fase de projeto, os cálculos de terraplenagem e quadratura de taludes visam, em geral relativa exatidão.

Diferente será a situação, mais tarde, na ocasião em que a obra tiver de ser iniciada. Os elementos serão mais seguros, com as diretrizes já localizadas no terreno, quando haverá a exigência de se firmarem ao detalhe os processos da execução e então será possível e também vantajoso refazer as determinações em bases mais garantidas.

Convém salientar que, neste trabalho, trataremos, como parte integrante de um projeto de irrigação, do problema focalizado exclusivamente do ponto de vista de projeto.

CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DO MÉTODO

O método que apresentaremos para as determinações dos volumes de terraplenagem e áreas de taludes, como todos os outros, tem como base a consideração das seções transversais, só que no caso, fundamenta-se principalmente, nas variações da diferença de nível entre as cotas do fundo do canal e do terreno natural, em cada estaca ou pontos escolhidos convenientemente ao longo das diretrizes dos canais.

Para o seu emprego, necessitaremos apenas contar com uma carta topográfica da área do projeto e naturalmente a precisão e escala da mesma, determinarão a maior ou menor precisão do método.

---

*Engº Chefe do Serviço de Estudos Integrados/3ª DR. DNOCS Prof. de Irrigação e Drenagem da Esc. Engª U.C.PE. RECIFE

Com base nessa carta fazemos o planejamento dos canais, definimos seus traçados em planta e em perfil, preestabelecemos suas principais características métricas e ainda determinamos taludes e as inclinações transversais do terreno natural que serão fixadas para trechos, ou para toda a extensão desses canais.

DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES DE CORTES E ATERROS

Admitamos, que a superfície do terreno atravessado pela diretriz de um canal seja modificada para obtenção de um plano básico necessário à construção do mesmo. Este plano básico estará situado a um certo nível em relação à superfície de terreno, ora superior, quando teremos aterros, ora inferior, quando serão praticados cortes e ora coincidente quando teremos, dependendo da inclinação transversal do terreno, seção nula ou mista. Fazendo-se a abstração do canal, poderemos apresentar, em traços gerais, como forma simplificada para as seções transversais, possíveis de ocorrerem ao longo de sua diretriz, as representadas pelas figuras (1 a) e (1 b) ou seja, a de um quadrilátero de fácil quadratura que definimos por suas faces: o lado horizontal **db** representando o plano básico; os lados inclinados **fd** e **bg** representando os taludes convencionais e a linha de traço pouco rigorosa, representando a superfície do terreno, a qual substituiremos por uma outra retilinea **fg** que passe por um ponto da diretriz e tenha inclinação média igual à observada para a declividade transversal do terreno.

Quanto à seção mista (corte e aterro, fig. 1 c) a questão poderá ser investigada com certa exatidão, por meio de seções transversais sucessivas etc. Por ora para nossas avaliações, será suficiente e aconselhável, a admissão da área nula quando o plano básico é coincidente com a superfície do terreno.

Assim, o quadrilátero referido, tem análoga forma para ambos os casos, aterros e cortes: um lado horizontal, dois oblíquos igualmente inclinados de um ângulo **u** conhecido e o último definido pelo ângulo **i**, também possível de determinação. A sua forma é portanto perfeitamente caracterizada pelos elementos **u, i, L** e **H**, sendo L a largura do plano básico e H a altura deste plano em relação ao nível do terreno. Esses elementos são pré-estabelecidos na elaboração do planejamento e projeto dos canais e, exceto a altura H, poderão ser fixados para trechos ou para toda a extensão dos mesmos.

A geometria calcula a área do referido quadrilátero por vários processos. Estabelecendo-se a equação que defina essa área: A = f (u, i, L, H), será possível calcular os valores sucessivos das seções transversais ao longo dos canais.

Consideremos a fig. 2 como representativa de uma dessas seções. O prolongamento dos taludes **fd** e **gb** fornece com a interseção em j, o triângulo fjg.

A área desejada é:

$$\text{Área fdbg} = \text{área fjg} - \text{Área djb} \qquad (1)$$

O triângulo menor djb é de imediata tradução visto ter para altura o valor:

$$kj = 1/2.db.\text{cotg } a$$

ou

$$kj = 1/2.L.\text{cotg } a \qquad (2)$$

donde:

$$\text{Área djb} = 1/4.L^2.\text{cotg } a \qquad (3)$$

Para o triângulo maior fjg teremos:

$$\text{Área fjg} = \text{Área fjm} + \text{Área gjm}$$

$$\text{Área fjg} = 1/2.fj.mp + 1/2.jg.mq$$

sendo: $mp = mq = jm.\text{sen } a$,

vem: Área fjg = 1/2.jm.sen a (fj+j g) (4)

Pela fig. 2 obtemos: jm = mk+kj, onde mk = H e substituindo-se o valor de kj obtido em (2) teremos:

$$jm = H + 1/2\ L.\cotg\ a \qquad (5)$$

Resta obter fj e jg. Ambos se compõem de uma parte:

jp = jq = jm.cos a

e outra:(pf de um lado e qg sobre o outro) que aparece por intermédio dos ângulos, $e_1 = a - i$ e $e_2 = a + i$, do seguinte modo:

pf = pm.tg e_1 sendo pm = jm.sen a

pf = jm.sen a.tg (a-i)

e analogamente:

qg = jm.sen a.tg (a+i)

temos assim:

fj = jm.cos a + jm.sen a.tg (a-i)

jg = jm.cos a + jm.sen a.tg (a+i)

donde:

fj+jg = 2.jm.cos a + jm.sen a [tg (a-i) + tg (a+i)]

Substituindo na expressão (4) vem:

$$\text{Área fjg} = 1/2\ jm.\sen a\{2.jm.\cos a + jm.\sen a[\tg (a-i)+\tg(a+i)]\}$$

ou:

$$\text{Área fjg} = 1/2 jm^2.\sen a\left\{2.\cos a + \sen a \left[\frac{\sen(a-i)}{\cos(a-i)} + \frac{\sen(a+i)}{\cos(a+i)}\right]\right\}$$

Desenvolvendo os senos e cosenos das somas e diferenças dos ângulos a e i, e fazendo-se as simplificações e substituições tendentes a tornar a expressão explícita em relação a tg a e tg i, chega-se trigonométricamente, após longa marcha a expressão:

$$\text{Área fjg} = jm^2.\ \frac{\tg a}{1 - \tg^2 a.\tg^2 i} \qquad (6)$$

Das expressões, (5) e (3) temos:

$$jm = H + 1/2.L.\text{cotg } a$$

$$\text{Área } djb = 1/4.L^2.\text{cotg } a,$$

donde, fazendo as substituições em (6) e após em (1), a área do quadrilátero resulta finalmente:

$$A = \text{Área } fdbg = \left(H + \frac{L.\text{cotg } a}{2}\right)^2 . \frac{tg\ a}{1 - tg^2\ a.tg^2 i} - \frac{L^2 \text{cotg } a}{4}$$

Ainda, (fig. 2) o ângulo **u** é o complemento do ângulo **a**, assim, convém explicitar essa expressão em relação a cotg **u**. Temos: cotg *a* = 1/cotg *u* e tb *a* = cotg *u*,

donde:

$$A = \left(H + \frac{L}{2\ \text{cotg}\ u}\right)^2 . \frac{\text{cotg } u}{1 - \text{cotg}^2\ u.tg^2 i} - \frac{L^2}{4.\text{cotg } u} \qquad (7)$$

que é a fórmula geral para ser usada na confecção de tabelas, a qual se comprova, também, pela sua aplicação aos casos particulares, tanto para *i* = O, como *u* = 90º, como é fácil de ver.

Quando o terreno é relativamente plano, como é o caso de áreas irrigadas por canais, será tolerada a aconselhável a assimilação *i* = O e a operação se reduz a quadratura do trapezio **v d b w**, com vantajosa simplificação para os cálculos. No caso de cortes de taludes verticais (cortes em caixão, u = 90º), a expressão geral passa a A = H.L.

Fazendo i = O e desenvolvendo a expressão (7) vem:

$$A = \left(H^2 + \frac{HL}{\text{cotg}\ u} + \frac{L^2}{4\ \text{cotg}^2\ u}\right) \text{cotg}\ u - \frac{L^2}{4\ \text{cotg } u}$$

$$A = H^2\ \text{cotg } u + HL + \frac{L^2}{4\ \text{cotg } u} - \frac{L^2}{4\ \text{cotg } u}$$

$$A = HL + \text{cotg } u.H^2 \qquad (8)$$

Que é a fórmula básica que usamos para a simplificação ao cálculo dos volumes de terraplenagem (cortes e aterros) nos casos mais normais em canais de irrigação.

Como dissemos, em terrenos suaves ou relativamente planos, como acontece em áreas irrigadas por canais (terrenos acidentados normalmente são irrigados utilizando-se outro método) é aconselhável fazer-se a equivalência do quadrilátero (fdbg) com o trapézio (vdbw) eliminando-se *i* e fazendo-se a área A depender exclusivamente das variações de H. Os argumentos L e u podem ser facilmente determinados e fixados pelo projeto e neste caso as tabelas ou planilhas de cálculo, poderão ser vantajosamente dispostas a aplicação prática, acelerando-se enormemente a marcha dos trabalhos no escritório, embora esta simplificação comprometa em alguns casos, a aproximação que é para se desejar nas avaliações e quando isto se verificar, teremos que empregar o processo geral.

DETERMINAÇÃO DOS ARGUMENTOS: *u.i.L e H*

Convém agora, dar algumas explicações de como se determinam esses argumentos para utilização nas fórmulas já apresentadas.

Ângulos dos taludes (u) — Conforme seja a coesão dos maciços de natureza diversa ao longo da diretriz de um canal, diversa será também a forma e a inclinação dos taludes, tanto em cortes como em aterros, os quais dependerão da existência de rocha, de ser o terreno frouxo, consistente, etc.

Durante o projeto, quando ainda não se conhece o subsolo admitem-se situações médias para os taludes.

Supõem-se as paredes planas e de inclinações uniformes ao longo de toda a diretriz e se definem pela cotangente do ângulo (u) formado com a horizontal. Os valores: 1:1, 1,5:1 ou 2:1 etc., em torno dos quais costumam oscilar, são os mais adotados na prática. As terras soltas aplicadas nos aterros tomam uma inclinação mais suave em relação à horizontal do que a dos cortes, não afetadas em sua coesão natural.

Ângulo de inclinação transversal do terreno (1) — Será definido pela inclinação, na vertical, da normal traçada à diretriz em planta, passando pela estaca considerada. Pode ser revelado pela análise das curvas de nível, pois, ao invés de se desenhar a elevação correspondente, é mais prático sua determinação, diretamente, em função da distância entre duas curvas de nível consecutivas interceptadas na vizinhança da estaca. Poderão ser usados pequenos gabaritos preparados para esta operação ou ainda, utilizar-se resultados tabulares preparados que forneçam para cada distância entre duas curvas, o valor de i correspondente.

Largura do plano básico (L) — Corresponde a largura das duas banquetas somadas a largura do canal ao nível do referido plano, conforme poderemos observar pelas seções da fig. 1, imaginando-se nas mesmas, a introdução do canal com sua seção já definida. Essas larguras, de fácil determinação, são fixadas pelo projeto com base em normas e processos comuns usados para o dimensionamento de canais.

Altura do plano básico (H) — Esta altura corresponde a diferença de nível entre o plano básico e o terreno natural. É dos quatro argumentos o único variável constantemente ao longo da diretriz do canal. Para sua obtenção, que não se faz diretamente, necessitamos correlacioná-la com duas outras grandezas: uma, que corresponde as diferenças entre as cotas do fundo do canal e as correspondentes do terreno, as quais são facilmente retiradas das plantas e perfís do projeto; a outra, é a altura total (h) do canal, obtida da sua seção já projetada.

O argumento H será assim obtido:

$$H = F_c - T_n + h \qquad (9)$$

Expressão esta em que consiste todo o fundamento para a simplificação do método apresentado. Os valores F_c e T_n representam as cotas do fundo do canal e do terreno natural respectivamente e **h**, a altura total do canal.

Quando H é negativo significa que o plano básico está abaixo da superfície do terreno e a seção transversal é em corte; quando H é positivo, esse plano está acima da superfície do terreno e teremos aterro; quando H é igual a zero, teremos, admitindo-se a hipótese de pouca declividade transversal do terreno, uma seção nula e a coincidência do plano básico com o terreno natural em pontos da diretriz, que necessitam de serem determinados para efeito dos cálculos de cubação.

A posição desses pontos PP (pontos de passagens), pode ser perfeitamente determinada admitindo-se a proporcionalidade:

$$d_1/d_2 = H_1/H_2$$

Chamando-se de D a distância entre duas seções, uma em corte outra em aterro (normalmente espaçadas de 20 m) e fazendo-se a mesma igual a soma de $d1 + d_2$, que representam as distâncias do ponto de passagem às respectivas seções, teremos:

$$d_1 = \frac{D \cdot H_1}{H_1 + H_2} \qquad \text{donde:} \quad d_2 = D - d_1$$

A distância $D = d_1 + d_2$ é dividida proporcionalmente as alturas H_1 e H_2, admitindo-se como sendo linear a variação das mesmas entre as seções.

Vejamos agora, como se procede a cubação dos maciços.

Enquanto se faz o projeto, devido à deficiência de conhecimentos e a pouca utilidade de uma maior exatidão, como foi dito no início, supõe-se grosseiramente, como é normal, o volume entre duas seções, como sendo igual ao de um prisma geométrico.

Admite-se assim, um prisma que tivesse para base a média das áreas dessas seções, $(A_1 + A_2)/2$ e para altura a distância D que as separa.

São calculados então, ao longo da diretriz, todos os volumes parciais entre duas estacas ou seções, denominados interperfís, isto é, contidos entre dois perfís transversais que se sucedem. Esses interperfís podem ter distâncias diferentes das indicadas com o estaqueamento da diretriz, dependendo da deliberação do calculista em julgar conveniente ou não, pelas observações que vier a fazer das plantas e perfís longitudinais do projeto dessa diretriz.

O volume de cada interperfil resulta portanto:

$V = 1/2\ (A_1 + A_2)\ D$ ou $D/2\ (A_1 + A_2)$ que vão se acumulando ao longo de toda a diretriz do canal sendo o volume total, o somatório desses volumes parciais.

Tal marcha é idêntica a utilizada para cálculo dos volumes pelo processo da média das áreas, a qual para melhor racionalização poderemos também confeccionar planilhas de cálculo que facilitarão e abreviarão enormemente os trabalhos de escritório. Isto, sem falarmos na possibilidade de resolução com extrema rapidez utilizando o computador.

Poderemos também confeccionar outras planilhas de cálculo, baseadas nas fórmulas já apresentadas, para os casos que vierem a ocorrer quando da elaboração de um projeto.

Convém observar ainda que, até aqui, os cálculos dos volumes de terra, foram determinados sem a consideração do volume de escavação, requerido pela própria seção do canal o qual deverá ser considerado da seguinte maneira.

Admitindo-se o canal com sua seção constante, em trechos ou em toda sua extensão, o volume de escavação requerido pelo mesmo será facilmente obtido, do produto da área de sua seção pelo cumprimento de cada trecho ou de toda a extensão do canal, conforme seja o caso. Basta portanto, que dos volumes calculados para os trechos em aterro se faça a subtração e dos volumes para os trechos em corte se faça a soma, do volume de escavação requerido pelas seções dos canais nos referidos trechos.

Quando o canal é de dimensões reduzidas por questões construtivas e para melhor facilidade do emprego de maquinaria, costumamos na prática, construir os aterros até a cota do plano básico e só posteriormente, fazer a escavação da seção do canal. Neste caso, os volumes de aterros são necessariamente os calculados pela planilha, não se devendo portanto subtrair destes, o volume de escavação do canal, porém, teremos que acrescentar esse volume de escavação ao volume de cortes calculados pela planilha de cálculo.

DETERMINAÇÃO DAS ÁREAS DOS TALUDES

A determinação das áreas dos taludes é outra operação penosa de ser executada e que se faz necessária, às avaliações de custos dos serviços de regularização, a serem especificados em orçamento para projetos de canais de irrigação.

Neste trabalho também nos propomos a simplificá-las usando método semelhante ao anterior, que achamos racional e bastante prático.

Para isto, admitimos a priori, em todas as hipóteses simplificativas anteriormente formuladas, para o cálculo dos volumes de terra, sejam válidas para esta determinação vez que, ela também se baseia na consideração das seções transversais ao longo das diretrizes dos canais.

Seja portanto, (fig. 3), os quadriláteros f d b g, representativos dessas seções simplificadas, as quais admitimos equivalentes aos trapézios v d b w e, conseqüentemente, os comprimentos **fd** e **bg**, equivalentes aos comprimentos vd e bw, respectivamente. Na mesma seção, **vd** e **bw** se igualam os quais representaremos por **Ic** ou **Ia** conforme pertençam a seção em corte ou aterro respectivamente.

Do triângulo vmd (fig. 3), teremos:

$$vd = bw = \sqrt{vm^2 + dm^2} \qquad (10)$$

donde: $vm = H.\cotg\ u$ e $dm = H$,

que substituindo em (10) vem:

$$vd = \sqrt{H.^2\cotg^2\ u + H^2}$$

$$\text{ou} \qquad vd = H\sqrt{\cotg^2\ u + 1} \qquad (11)$$

Expressão esta que, juntamente com a apresentada em (9), $H = Fc - Tn + h$, permitirão o cálculo das áreas dos taludes em cortes e aterros para canais.

Relacionando os valores obtidos por estas expressões, a marcha para determinação das áreas dos taludes, segue a processo idêntico aos normalmente usados para obtenção de áreas desse tipo.

Neste caso, admite-se a divisão das áreas a serem calculadas, em trapézios sucessivos que se distribuem ao longo e para os lados das diretrizes dos canais.

A área de cada trapézio, quando o talude é em corte, por exemplo, será:

$$A = 1/2\ (lc_1 + lc_2)\ D$$

ou

$$A = (lc_1 + lc_2)\ \frac{D}{2} \qquad (12)$$

O valor D é igual a distância entre duas seções transversais ou entre uma seção transversal e um ponto de passagem, sendo que, neste caso, um dos valores lc_1 ou lc_2 será nulo.

Os valores de lc_i e la_i (generalizando para corte e aterro) denominamos ao comprimento do talude em cada seção. Pela equivalência do quadrilátero com o trapézio (fig. 3), esses comprimentos se igualam na mesma seção, portanto, dois a dois ao longo da diretriz, pois, a parte suprimida em um, foi adicionada ao outro, aproximadamente.

Com esta hipótese teremos também uma duplicidade de trapézios, que se sucedem par a par, de um lado e do outro ao longo da referida diretriz, donde concluímos, pela expressão (12) ser as áreas de cada um desses pares, igual a:

$$A = 2\ (lc_1 + lc_2)\ \frac{D}{2} \quad \text{ou}$$

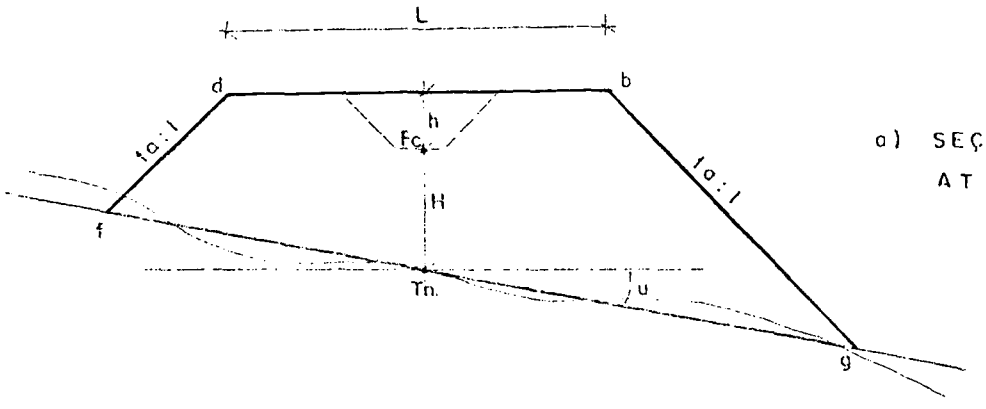
ou

$$A = (lc_1 + lc_2)\ D \qquad (13)$$

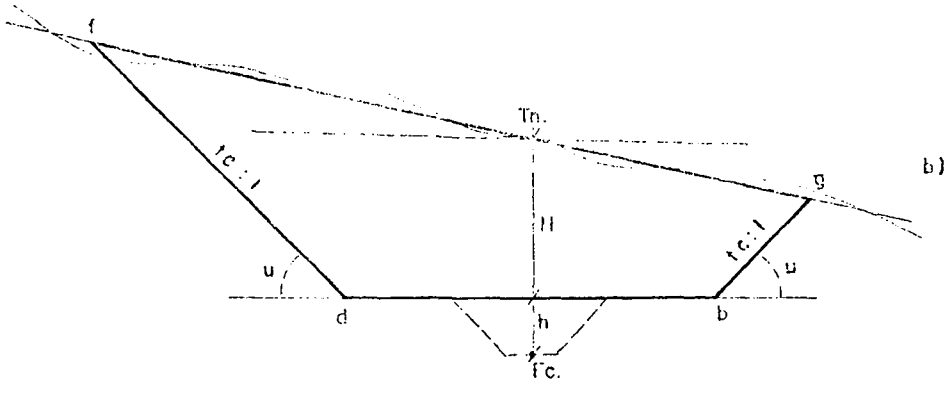
Sendo finalmente, a área total, o somatório dessas áreas parciais, acumuladas sucessivamente ao longo das diretrizes dos canais.

FIG. - I

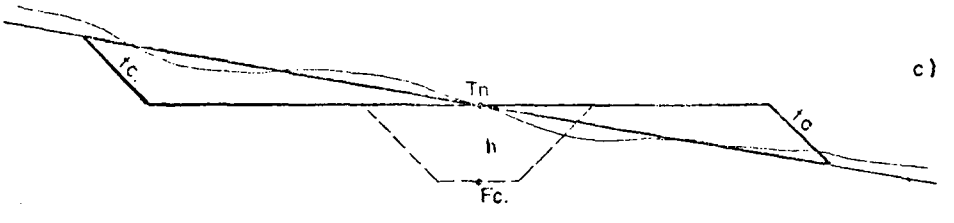
SEÇÕES TRANSVERSAIS SIMPLIFICADAS



a) SEÇÃO EM ATERRO



b) SEÇÃO EM CORTE



c) SEÇÃO MIXTA

Fc - Cota do fundo do canal

Tn - Cota do terreno natural

FIG. – 2

SEÇÃO TIPO

mk = H

db = L (plano básico)

u = Ângulo do talude

i = Ângulo de inclinação do terreno

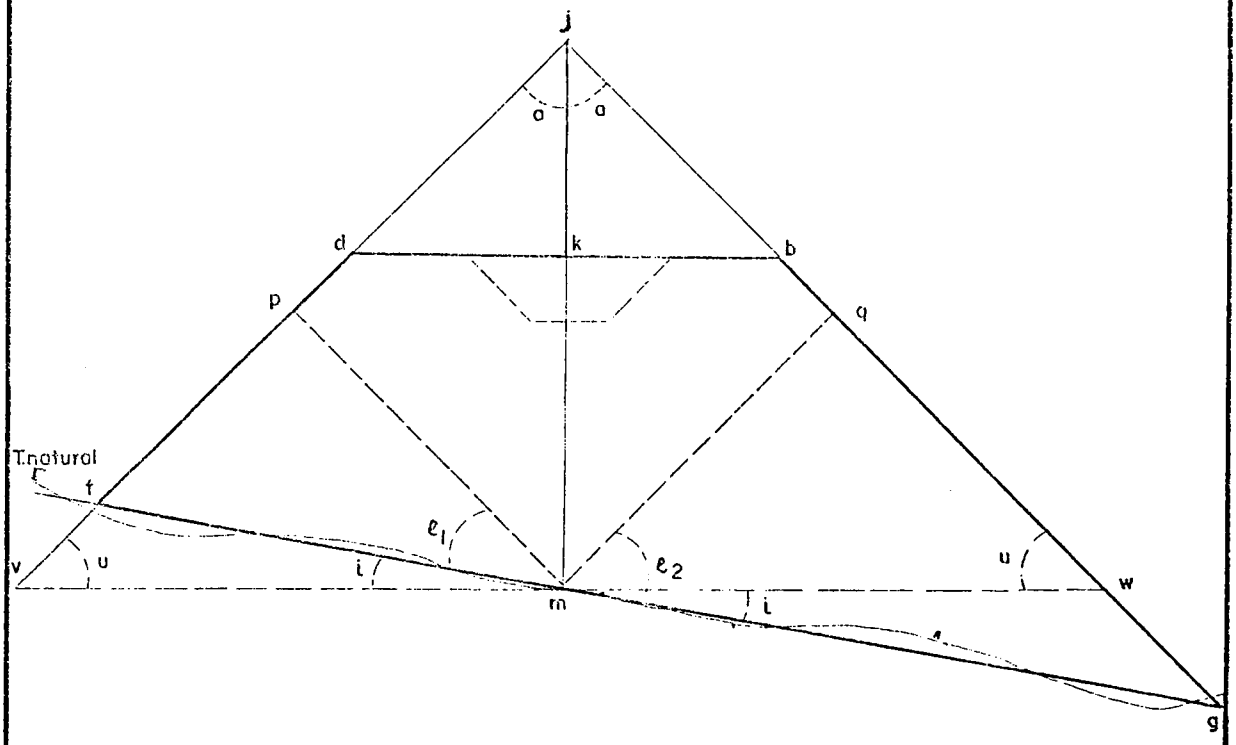
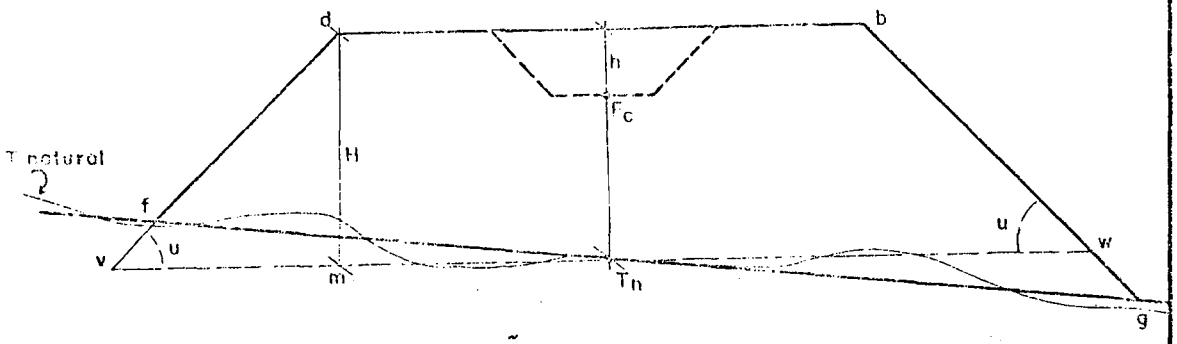


FIG. 3

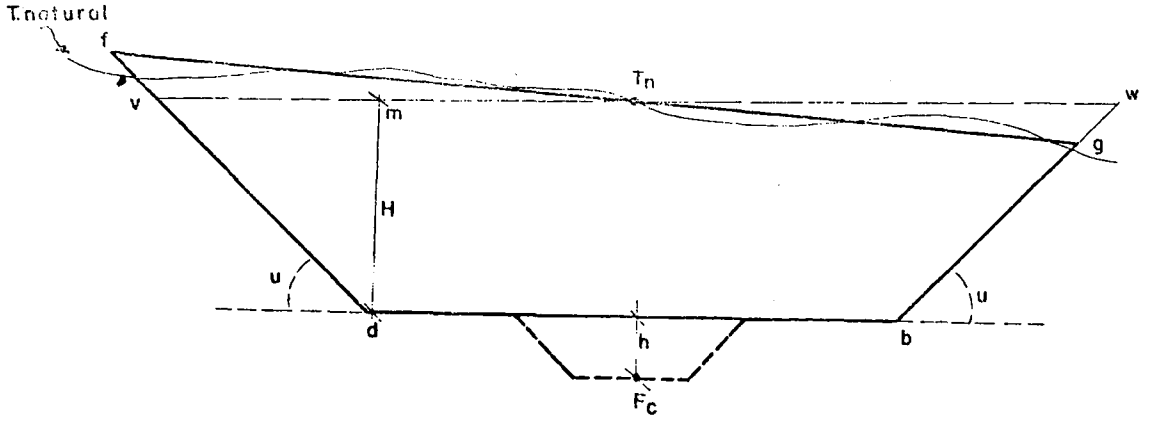
SEÇÕES TRANSVERSAIS SIMPLIFICADAS

F_c – cota do fundo do canal

T_n – cota do terreno natural



SEÇÃO EM ATERRO



SEÇÃO EM CORTE

BIBLIOGRAFIA

(1) ESPARTEL, Lelie e LUDERITZ, João — Caderneta de Campo, Rio de Janeiro - 1957.

(2) BATISTA, José Luiz — Cálculo do movimento de terras (tabelas), Rio de Janeiro - 1950.

(3) FILHO, Jeronimo Monteiro — Projeto de Estradas, Rio de Janeiro - 1940.

(4) PASSOS, F. Pereira — Cadernetas de Campo — Rio de Janeiro - 1958.

(5) DNOCS /3ª DR — Projeto Boa Vista — Pe. Recife, 1971.

(6) DNOCS /3ª DR — Projeto Cachoeira II — Pe. Recife, 1970.

(7) DNOCS /3ª DR — Projeto Engº Arcoverde — Pe. Recife, 1971.

(8) CONSÓRCIO CNEC-SOGREAH — Aproveitamento hídro-agrícola dos açudes Itans, SABUGI, CRUZETA e Pau dos Ferros — RGN, Recife, 1972.

MATERIALES DE DRENAJE SUBTERRANEO: TEORIA, PRACTICA Y CRITERIOS DE ELECCION

Fernando Pizarro *

1. INTRODUCCION

Los organismos encargados de las transformaciones en regadío suelen medir sus realizaciones por el número de hectáreas puestas en riego. Su eficiencia depende de que cumplan o no unos objetivos definidos asimismo, en número de **has.** Este planteamiento conduce a sobrevalorar las actividades que dan lugar a la puesta em riego de las tierras, en perjuicio de otras tambien importantes, pero que son postergadas porque no se traducen en un dato estadístico tan llamativo como el de la superfície transformada.

Entre estas actividades postergadas suelen figurar los trabajos de drenaje y desalinización, que al realizar los proyectos de transformación, rara vez son suficientemente estudiados. Sin embargo, mas pronto a mas tarde, la realidad se impone y en las tierras regadas comienzan a aparecer áreas cada vez mayores en que las producciones disminuyen y llegan a ser nulas.

Este problema es mas grave en sitios como el Nordeste de Brasil, donde las altas temperaturas y las características del régimen pluviométrico son may favorables a la salinización del suelo. De hecho, en numerosos perímetros irrigados ya existen serios problemas de salinidad, cuya solución exige la instalación de enérgicos sistemas de drenaje.

Por otra parte, la topografía y permeabilidad de los suelos impone, en muchas ocasiones, el empleo de drenes subterráneos, pues la otra alternativa, zanjas abiertas, implica numerosos problemas de pérdida de superfície e interferencias en las labores agrícolas y de riego.

Ante esta situación, estimamos particularmente oportuna la introdución en el Nordeste de Brasil, de la tecnología del drenaje subterráneo. Este trabajo pretende informar sobre un asunto tan importante como son los materiales de drenaje subterráneo (drenes y materiales filtrantes) describiendo sus características constructivas y analizando las funciones que realizan. Con objeto de exponer ordenamente la cuestión, se tratan em primer lugar los drenes subterráneos y despues los materiales filtrantes, estudiando en cada caso los fundamentos teóricos y su aplicación práctica y obteniendo unos criterios para la elección de los materiales mas adecuados a cada situación.

2. DRENES SUBTERRANEOS

2.1. Caracteristicas Constructivas

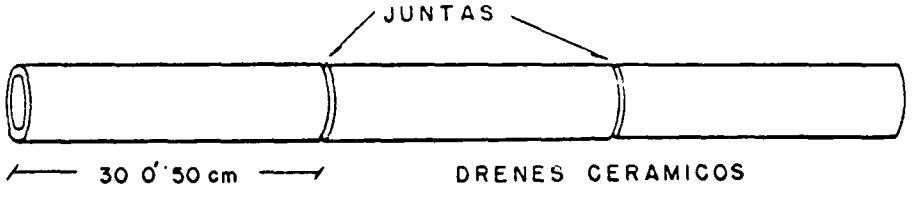
Los drenes son tuberias que se entierran en el terreno y en las cuales penetra el agua por las juntas e por perforaciones a tal efectos realizadas. Los materiales mas frecuentes son arcilla cocida (drenes cerámicos) y PVC. Tambien **hat** drenes de harmigón y otros materiales, como el polietileno. Vamos a describir em lo que sigue los distintos tipos de drenes.

2.1.1 – Drenes Ceramicos.

Los mas usuales son de forma cilindrica; los diámetros varían entre 5 y 20 cm, siendo poco utilizados los de mas de 10 cm. (Al hablar de diámetros nos referimos siempre a diámetros interiores).

En cuanto a su longitud, varía entre 30 y 50 cm, siendo preferibles los de 30 porque, como mas adelante se verá, al estar mas próximas las juntas, el agua entra con mas facilidad. A este respecto hay que aclarar que la porosidad del material cerámico no tiene efectos prácticos en la captación de agua.

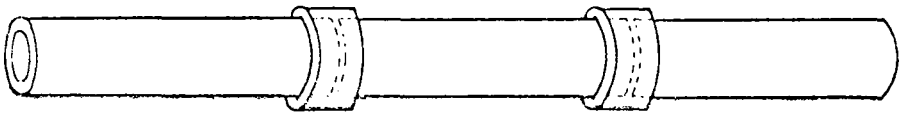
Normalmente, los drenes se colocan uno a continuación de lotro, sin collares de unión, como indica la figur.



* Mis· ›n Española. Convênio DNOCS/IRYDA.

Al collocarlos se ponen en contacto uno con otro; las imperfecciones y ligeras rugosidades de sus superfícies dan lugar a juntas del orden de 1 mm por las cuales entra el agua.

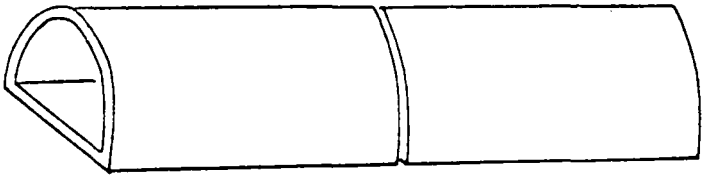
A veces, las juntas se cubren com unos collares como muestra la figura



DRENES CERAMICOS CON COLLARES DE UNION

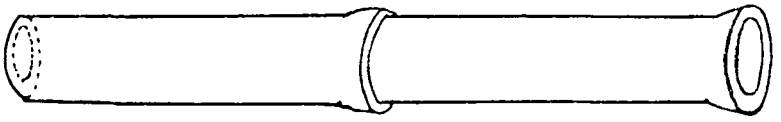
Con esta disposición se evitan las desalineaciones y se favorece algo la entrada de agua. Sin embargo son mas costosos y sobretodo su colocación en el terreno no se puede mecanizar; por estas razones, estos drenes no son muy utilizados.

Existen otras formas de drenes. Por ejemplo, en el Levante español se utilizan drenes de la forma indicada en la figura



La forma plana de la base tiene por objeto proporcionar una mayor estabilidad.

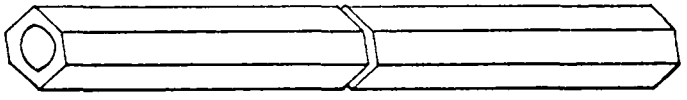
Asimismo, en Brasil hemos visto que son frecuentes los del tipo llamado punta-bolsa



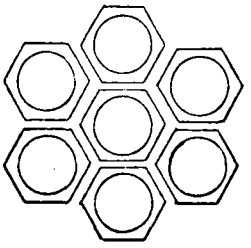
DRENES PUNTA – BOLSA

Creemos que este tipo de drenes debe ser dessechado, por su mayor coste y por las dificultades que presentaría para su colocación mecanizada.

En España se utilizan bastante drenes cuya forma interior es cilindrica y la exterior presenta una sección exagonal. Con esta forma se facilita su transporte y almacenamiento, reduciendo el número de roturas, que en el caso de drenes totalmente cilindricos puede llegar al 20%



DRENES EXAGONALES



MEJOR ALMACENAMIENTO Y TRANSPORTE.

Lòs drenes cerámicos han sido utilizados tradicionalmente con éxito. En los regadios antiguos del Sur de España se encuentran drenes de este tipo con mas de 5 siglos de antiguidad, funcionando perfectamente. Si están bien hechos, no son atacados por las sustancias químicas del suelo.

2.1.2. Drenes de PVC

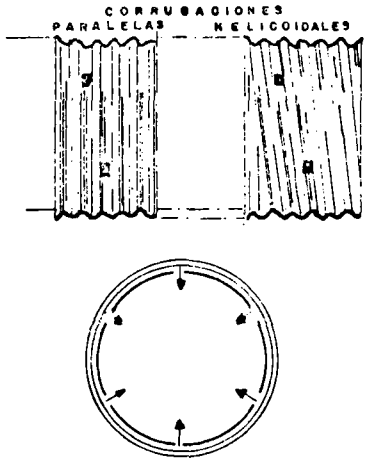
En 1959 aparecieron los drenes de plástico, cuya aplicación se ha ido extendiendo cada vez mas hastas el punto que, por ejemplo em España, hoy se colocan mas drenes de plástico que cerámicos. El plástico mas utilizado es el PVC (cloruro de polivinilo) ya que a igualdad de resistencia mecánica, es mas barato que el polietileno.

Los drenes de PVC pueden ser lisos e corrugados. Los lisos fueron muy utilizados inicialmente, pero hoy están practicamente eliminados por los corrugados. Los drenes lisos de PVC consisten en tuberías de longitudes entre 2 y 5 mts y diámetros de hasta 12'5 cm, con hendiduras por donde entra el agua. Estas hendiduras se construyen em el sentido perpemdicular al eje del dren, con longitudes hasta 2'5 cm y anchura de 0'6-0'8mm.

UFRGS
BIBLIOTECA IPH

Los drenes de PVC corrugado tienen la forma indicada em la figura. Las corrugaciones proporcionan flexibilidad, lo que facilita su colocación y permite colocarlos enerrolos para el transporte. Asimismo aumenta la resistencia e la presión del terreno.

Se construyen en longitudes de hasta 300 mts, con diámetros de 5 a 12'5 cm.



El agua penetra por perforaciones situadas en los valles de las corrugaciones. Estas perforaciones se distribuyen como mínimo en 3 filas siendo aconsejable construir 6 filas o mas, como mas adelante se verá. Las perforaciones pueden ser circulares, de 0'8-2mm de diámetro, o longitudinales, de hasta 5mm de longitud y 0'8-2mm de anchura.

Queremos aclarar que todos estos datos acerca de dimensiones son los mas usuales e recomendables. Naturalmente, se pueden construir drenes con otras dimensiones.

Los drenes corrugados presentan las siguientes ventajas en relación con los lisos de PVC:

— A igualdad de longitud, necesitan menos plástico, lo que los hace mas baratos.

— A pesar de emplear menos plástico, su resistencia mecánica a la presión exterior es mayor.

— Los drenes corrugados son flexibles en sentido longitudinal, lo que facilita su transporte y permite la colocación con máquinas especiales.

En cambio, los drenes lisos tienen una resistencia hidraulica menor que la de los corrugados. En consecuencia, el diámetro de estos debe ser mayor. En general, los drenes corrugados necesitan un diámetro superior en un 5-15% al de los lissos, como se demonstrará mas adelante. Otro inconveniente de las corrugaciones es que hacen al dren mas propenso a la formación de depósitos de limo y otros materiales arrastrados por el agua.

2.1.3. Otros Tipos de Drenes

Ya hemos citado los drenes de polietileno Y hemos visto que son mas caros que los de PVC. Otros drenes bastante usados, sobretudo en obras civiles, son los de hormigón. De estos los hay de dos tipos, los llamados porosos y los lisos.

Los drenes lisos de hormigon funcionan como los cerámicos ya descritos. Se construyen con diámetros de hasta 25 cm. Su principal inconveniente reside en que pueden desintegrase por la acción de algunos ácidos frecuentes en los suelos, como por ejemplo, en suelos yesosos. Este inconveniente se puede solventar mediante el empleo de cementos resistentes a los sulfatos. Otro inconveniente es su elevado coste.

Los drenes porosos prestan entradas em toda su superfície. Esto en princípio supone una gran ventaja en lo que se refiere a la captación del agua. En la práctica, sin embargo, presentan el inconveniente de que las porosidades se pueden cegar facilmente con partículas de limo e depósitos del hierro desuelto en el suelo. Otro inconveniente es que son mas vulnerables al ataque de ácidos.

2.2. Características Tecnicas de los Drenes

Los drenes subterráneos realizan dos funciones diferentes y complementarias: por una parte actúan como tales drenes, captando el agua freática, función em la cual colaboran los materiales filtrantes; por otra, funcionan como conducciones que transportan el agua hasta una zanja, colector, etc. En lo que sigue se estudian estas dos funciones, analizando el comportamiento como dren en el epígrafe "Características hidrológicas" y como conductor de agua, en el epígrafe "Características hidráulicas".

2.2.1. Caracteristicas hidrologicas

La figura muestra la sección de un terreno en el que hay instalado un drenaje. La fracción libre del agua freática se mueve hacia los drenes debido a la presión hidrostática motivada por la carga "h" (diferencia de nivel entre los drenes y la capa freática).

El agua en su movimiento hacia el dren, sigue las líneas de corriente indicadas em la figura. Siguiendo el esquema que condujo a Ernst a la deducción de su fórmula, cabe discomponer este movimiento en cuartro fases:

1ª – Movimiento vertical de descenso
2ª – Movimiento horizontal
3ª – Movimiento radial hacia el dren
4ª – Movimiento de entrada en el dren

A cada uno de estos cuatros movimientos, el suelo opone una resistencia i la altura "h" se consume precisamente en vencer esas resistencias. Este planteamiento permite descomponer h em cuatro sumados:

$$h = h_v + h_n + h_r + h_e \quad (1)$$

En lo que sigue se estudia con detalle las cuatro fases indicadas.

1. Movimiento vertical de descenso. – En esta fase, la resistencia del suelo, expresada en términos de carga, viene dada por la fórmula:

$$h_v = R \frac{D_v}{K_v} \qquad (2)$$

donde:

R = caudal crítico (LT^{-1})
R_v = espesor correspondiente al movimiento vertical (L)
K_v = permeabilidad del suelo donde ocurre el movimiento vertical (LT^{-1})

Como indica la fórmula h_v es función de las características del suelo y no depende de las características del drenaje (espaciamiento entre drenes, etc)

2. Movimiento horizontal – La resistencia correspondiente es:

$$h_h = \frac{R\,L^2}{8\sum K_i D_i} \qquad (3)$$

donde:

L = espaciamiento entre drenes (L)
K_iD_i = Transmisibilidad del estrato ($L_2\,T^{-1}$)

Esta resistencia depende de las características del suelo y además del espaciamiento entre drenes.

3. Movimiento radial. –

$$h_r = \frac{R\,L}{K}\alpha_r \qquad (4)$$

r: factor sin dimensiones que expresa la influencia que el dren y la zona de movimiento radial ejercen sobre este movimiento.

4. Movimiento de entrada en el dren. –

$$h_e = \frac{R\,L}{K}\alpha_e \qquad (5)$$

e: factor sin dimensiones que depende de las características geométricas del dren.

En estas dos últimas fases, el movimiento del agua está grandemente influenciado por las características de los drenes, que, en cambio, no afectan a las dos primeras fases. Por tal razón y como el objeto de este estudio es analizar los efectos de los distintos tipos de drenes, vamos a profundizar en el estudio de las fases 3 y 4.

Fase 3. Movimiento radial. – Ya se ha visto que:

$$h_r = \frac{R\ L}{K} \propto r$$

el valor de $_r$ viene dado por la fórmula:

$$r = \frac{1}{\Pi} \ln \frac{a\ D_r}{u} \qquad (6)$$

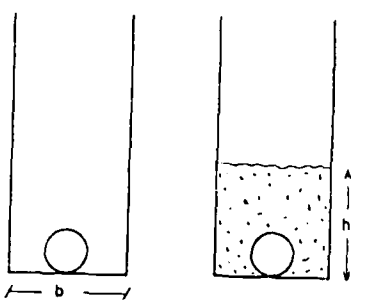
donde:

a = factor de geometría del movimiento radial. Este factor no tiene dimensiones y sus valores se indicará mas adelante.

D_r = espesor del estrato donde ocurre el movimiento radial (l)

u = perímetro mojado del dren

el valor de u es:



u = b + 4r

donde:

b = anchura de la zanja

r = radio del dren

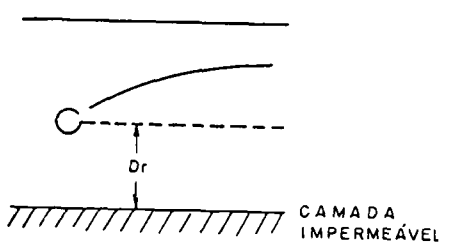
En el caso de utilizar material filtrante:

r = radio exterior del material filtrante, si ests es cilindrico

$r = \frac{h}{2}$; *h = altura del material filtrante, caso que sea del tipo voluminoso*

En cuanto al valor de "a", se pueden presentar los cinco casos siguientes:

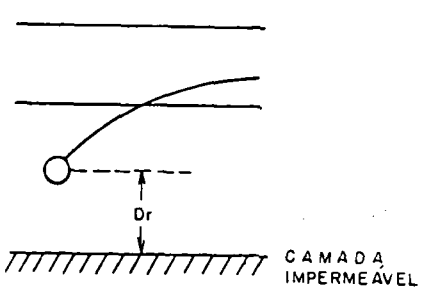
1º Suelo homogéneo



$a = 1$

$D_r = < \frac{L}{4}$

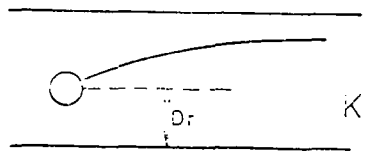
2º Suelo estratificado. Drenes en el estrato inferior o en límite de los dos estratos



$a = 1$

$D_r = < \frac{L}{4}$

3º Suelo estratificado . Drenes en el estrato superior



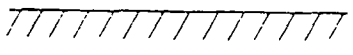
K_1

K_2

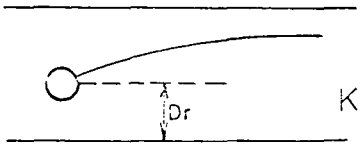
$K_2 > 20\ K_1$

$a = 4$

$D_r < \frac{L}{4}$



4º Suelo estratificado. Drenes en el estrato inferior



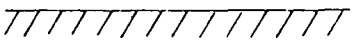
K_1

K_2

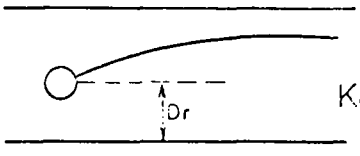
$0'1\ K_1 < K_2 < 20\ K_1$

el valor de a se obtiene del gráfico que se adjunta

$D_r < \frac{L}{4}$



5º Suelo estratificado. Drenes en el estrato superior



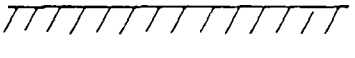
K_1

K_2

$0'1\ K_1 > K_2$

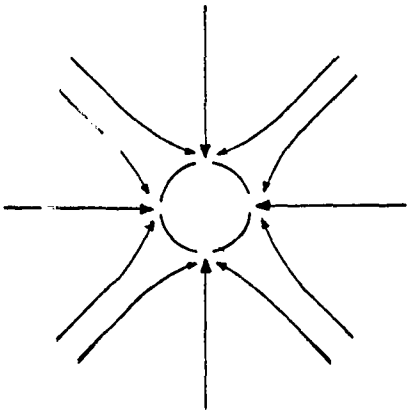
$a = 1$

$D_r < \frac{L}{4}$

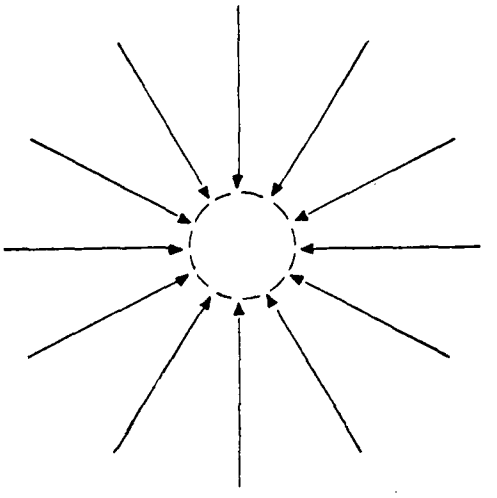


Fase 4. Movimiento de entrada em el dren. — Las líneas de flujo, al aproximarse a las juntas o perforaciones de los drenes, experimentan una concentración que será mayor cuanto mayor sea la distancia entre esas juntas o perforaciones. En la figura se muestra un dren con cuatro perforaciones y un dren ideal que estuviera perforado en toda su sección.

En el primer caso, cada perforación recoge 1/4 del agua que penetra en el dren; las líneas de flujo se concentran junto a esas perforaciones Y el movimiento del agua se ve mas dificultado que en el caso del dren ideal.



DREN CON 4 PERFORACIONES



DREN IDEAL

La resistencia h_e a este movimiento, como ya se há visto es:

$$h_e = \frac{R\ L}{K} \alpha e$$

es decir, cuanto mayor es el caudal (RL) y/o menor la permeabilidad del suelo, mayor es la resistencia de entrada.

El factor $_e$ depende de las características geométricas del dren; por tanto, su estudio es de gran importancia para nuestro objeto de comparar los distintos tipos de drenes. Engelund (1953) ha deducido los valores de $_e$ que se explican a continuación.

En el caso de drenes cerámicos, el valor de $_e$ se obtiene de la siguinte expresión:

$$\alpha_e = \frac{1}{\pi l} \ln \frac{2r_o}{\delta\ l} \qquad (8)$$

dor ie:

l = longitud relativa de las juntas (longitud de las juntas en relación a la longitud del dren)

ro = radio exterior del dren

= anchura de las juntas

En el caso de drenes corrugados de PVC con perforaciones fórmula a aplicar es:

$$\alpha_e = \frac{l}{\pi\ n} \left[\frac{1}{\delta} - \frac{1}{2C_1} \left(3'91 - 2\ln \frac{C_2}{C_1} \right) \right] \qquad (9)$$

donde:

n = número de perforaciones por unidad de longitud de dren

C_1 y C_2 = distancia entre perforaciones en ambas direcciones

δ = diámetro de las perforaciones

Estudio del comportamiento hidrológico de los drenes mas usuales. — Entre los distintos tipos de drenes normalmente utilizados. vamos a estudiar los mas frecuentes, que son los siguientes:

Dren	ϕ ext. (cm)
Cerámico	12
Cerámico	10
PVC	10
PVC	8
PVC	5

Cálculo de α_r

Para el cálculo de α_r, y con objeto de simplificar el estudio vamos a considerar los casos 1, 2, y 5 de los antes descritos, en los que el factor a tiene el valor 1

$$\alpha_r = \frac{1}{\Pi} \ln \frac{aD_r}{u}$$

$suponamos\ D_r = 1'50mts$

$u = b + 4r$

$b(anchura\ de\ la\ zanja) = 0'20m$

con estos datos se calculan los siguintes valores de α_r:

Dren	ϕ (cm)	r (cm)	α_r
Cerámico	12	6	0'40
Cerámico	10	5	0'42
PVC	10	5	0'42
PVC	8	4	0'45
PVC	5	2'5	0'51

Como era de esperar, el valor de α_r aumenta cuando disminuye el diámetro.

Cálculo de α_e

Drenes cerámicos

$$\alpha_e = \frac{1}{\Pi l} \ln \frac{2r_o}{\delta l}$$

Dren	r (cm)	longitud (cm)	l	ρ (cm)	e
Cerámico 12	6	50	0'754	0'1	2'14
Cerámico 12	6	30	1'256	0'1	1'16
Cerámico 10	5	30	1'047	0'1	1'39

Como se ve, el valor de α_e en el caso del dren cerámico de O 12cm y 50cm de longitud, es muy superior al de los otros dos drenes, lo que da lugar a mayores elevaciones en la capa freática. Hemos incluido su estudio para demonstrar lo inadecuado de su uso, a pesar de lo cual es utilizado todavia en algunos protectos. En relación con ese dren, concluimos ya que debe proscribirse su empleo y no lo tendremos en cuenta en el resto de este estudio. En cuanto a los otros dos drenes, α_e disminuye cuando aumenta el diámetro.

Drenes de PVC

$$\alpha_e = \frac{l}{\Pi n}\left[\frac{1}{\delta} - \frac{1}{2C_1}\left(3'91 - 2\ln\frac{C_2}{C_1}\right)\right]$$

Dren	*ϕ(cm)*	*Filas de perforaciones*	*n*	*C_1(cm)*	*C_2(cm)*	*δ(cm)*	*e*
PVC	*10*	*6*	*0'46*	*0'13*	*0'52*	*0'1*	*0'66*
PVC	*10*	*10*	*0'77*	*0'13*	*0'26*	*0'1*	*0'37*
PVC	*8*	*6*	*0'54*	*0'11*	*0'42*	*0'1*	*0'55*
PVC	*8*	*8*	*0'73*	*0'11*	*0'31*	*0'1*	*0'40*
PVC	*5*	*6*	*0'67*	*0'09*	*0'26*	*0'1*	*0'43*

Al igual que en el caso de los drenes cerámicos, hemos incluido el estudio de los drenes ampliamente utilizados y cuyo uso deberia desecharse. Se trata de los drenes de 10 y 8 cm de diámetro con las perforaciones en 6 filas. El cuadro anterior demuestra que α e es muy superior a la obtenida aumentando el número de filas a 10 y 8 respectivamente. En lo que sigue no consideraremos mas estos drenes inadecuados.

Comparación entre los distintos drenes. – Ya hemos indicado que las características de los drenes afectan unicamente a las fases 3ª y 4ª del movimiento del agua, a las que corresponden las elevaciones freáticas h_r y h_e respectivamente. Para comparar el efecto de los distintos drenes, vamos a considerar globalmente estas dos fases, de la forma siguiente:

$$h_d = h_r + h_e = \frac{R\,L}{K}\,(\alpha_r + \alpha_e)$$

llamando $\alpha = \alpha_r + \alpha_e$ *se obtiene:*

$$h_d = \frac{R\,L}{K}\,\alpha \qquad (10)$$

esta fórmula expresa que la elevación freática relacionada con las características de drenes (h_d) depende de unos factores externos ($\frac{R\,L}{K}$) h de un factor α que engloba la influencia de los drenes.

Con los valores antes calculados, se confecciona el cuadro siguiente:

Dren	Ø(cm)	α_r	α_e	α
Cerámico	12	0'40	1'16	1'56
Cerámico	10	0'42	1'39	1'81
PVC	10	0'42	0'37	0'79
PVC	8	0'45	0'40	0'85
PVC	5	0'51	0'43	0'94

Este cuadro permite obtener unas conclusiones definitivas acerca del comportamiento hidrológico de los drenes: debido a su mayor diámetro, los drenes cerámicos ofrecen una menor resistencia radial (menor r); en cambio, su resistencia de entrada es mucho mayor (mayor α e) debido a que en lisdrenes de PVC, la distribución de las perforaciones a lo largo de toda la longitud del dren, permite una concentración de líneas de flujo menor que en el caso de drenes cerámicos, donde cada junta recoge el agua correspondiente a 30cm de longitud de dren.

Observando el efecto global de las resistencias radial y de entrada, se observa asimismo el mejor funcionamiento de los drenes de PVC (menor α). Por tanto, desde el punto de vista hidrológico, los drenes de PVC son preferibles a los cerámicos.

Estas conclusiones están de acuerdo con las observaciones hechas por Ricardo Grande (IRYDA, Sevilla-España) en las Marismas del Guadalquivir, donde combrobó que en igualdad de condiciones, los drenes de PVC eliminan mas agua que los cerâmicos inmediatamente despues de una lluvia pesada o de la aplicación de un riego.

Con objeto de expresar la importancia de estos valores de α en términos de elevaciones freáticas, se aplica la fórmula (10) a tres sistemas de drenaje instalados en suelos diferentes.

Se supone en todos los casos una lluvia crítica de R = 8mm/dia Los tres casos estudiados son:

a) *Suelo arenoso*

$K = 4\ m/d$

$L = 50m$

$\frac{RL}{K} = 0'10\ m$

b) Suelo limoso
K (permeabilidad del suelo alterado de la zanja) = 1 m/d

c) Suelo arcilloso
K (permeabilidad del suelo alterado de la zanja) = 0'40 m/d

Aplicando la fórmula (10): $h_d = \frac{R\,L}{K}$ se confecciona el siguinte cuadro:

Dren	Ø (cm)	∝	h (m) Arenoso	h (m) Limoso	h (m) Arcilloso
Cerámico	12	1'56	0'16	0'31	0'47
Cerámico	10	1'81	0'18	0'36	0'54
PVC	10	0'79	0'08	0'16	0'24
PVC	8	0'85	0'08	0'17	0'26
PVC	5	0'94	0'09	0'19	0'28

Del cuadro anterior se deduce que los drenes cerámicos ocasionan elevaciones freáticas superiores a los de PVC. Esta diferencia es mas importante cuanto mayor es el valor $\frac{RL}{K}$, es decir, cuanto menos permeable es el suelo.

2.2.2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

Las características hidraulicas de los drenes pueden resumirse en las fórmulas siguientes:

a) Drenes cerámicos

a) Drenes cerámicos

$$d = 0'1913\ Q^{0'368}\ i^{-0'211} \quad (11)$$

donde:

d = diámetro interior del dren en mts
Q = caudal en m^3/sg
i = gradiente hidraulico, sin dimensiones

b) Drenes de PVC corrugado

$$d = 0'2557\ Q^{0'375}\ i^{-0'187} \quad (12)$$

Con objeto de realizar una comparación entre las caracteristicas hidraulicas de los drenes cerámicos y las de los de PVC corrugado, se aplican las fórmulas anteriores a los tres casos considerados (suelo arenoso, limoso y arcilloso). Se supone una lluvia crítica de 8mm/d y una longitud dren de 250m. Con estos datos, los caudales por dren son los siguientes:

a) **Suelo arenoso**

$$Q = \frac{0'008 \times 50 \times 250}{24 \times 3600} = 0'0012\ m^3/sg$$

b) **Suelo limoso**

$$Q = \frac{0'008 \times 25 \times 250}{24 \times 3600} = 0'0006\ m^3/sg$$

c) **Suelo arcilloso**

$$Q = \frac{0{,}008 \times 15 \times 250}{24 \times 3600} = 0'0003\ m^3/sg$$

Introduciendo esto a datos en las fórmulas (11) y (12) adoptando dos valores diferentes para i (0'0001 y 0'005), se obtiene el cuadro siguiente:

	Diámetro del dren (cm)					
	Suelo arenoso		*Suelo limoso*		*Suelo arcilloso*	
Dren	*i=0'001*	*i=0'005*	*i=0'001*	*i=0'005*	*i=0'001*	*i=0'005*
PVC (corrugado)	*7'5*	*5'5*	*5'8*	*4'3*	*4'4*	*3'3*
Cerámico .	*6'9*	*4'9*	*5'4*	*3'8*	*4'2*	*3'0*
Relación: Cerámico/ corrugado (%)	*9*	*12*	*7*	*13*	*5*	*10*

Del cuadro anterior se puede concluir que en el caso de usar drenes corrugados de PVC con perforaciones bien hechas, el diámetro ha de ser un 5-15% mayor que en el caso de drenes cerámicos bien alineados. Además, los drenes corrugados son mas propensos a la formación de sedimentos, lo que aún reduce mas su capacidad de transporte. En cambio, es mucho mas fácil construir y controlar las perforaciones en los drenes de PVC que ejecutar una buena alineación en drenes cerámicos.

Según Wesseling y Homma (1966), la existencia de entradas laterales de agua en los drenes no tiene influencia práctica en la rugosidad aparente de los mismos.

2.2.3 OTRAS DIFERENCIAS DE NATURALEZA TECNICA ENTRE DRENES CERAMICOS Y DE PVC

— Una de las principales ventajas de los drenes de PVC corrugado es su facilidad de instalación y transporte, debido a su flexibilidad y reducido peso. Aunque la colocación de los drenes cerámicos ha experimentado progresos notables en los últimos años aún hay varios problemas, derivados en parte del peso de los materiales, que dificulta e incluso impide la ejecución de los trabajos en terrenos húmedos, que es situación frecuente en terrenos necesitados de drenaje.

— Asimismo la aplicación de materiales filtrantes, sobretodo del tipo preenvueltos, es mas fácil en el caso de drenes corrugados.

— El suministro de grandes cantidades de drenes es mucho mas fácil en el caso de drenes de PVC corrugado, debido por una parte a que las fábricas de PVC tienen una capacidad de producción muy superior a la de las fábricas de cerámica y por otra, a ventajas en el transporte.

— La calidad de los materiales da lugar a preferencias a veces no justificadas, sobretodo por parte de agricultores tradicionales, que prefieren los drenes cerámicos. Hasta ahora ambos tipos de drenes han funcionado sin problemas, aunque la experiencia es mucho mayor en el caso de los drenes cerámicos, de los que existen en funcionamiento en España desde los tiempos de la dominación árabe, mientras que los primeros drenes de PVC fueron instalados en 1959.

2.3. CRITERIOS ECONOMICOS DE ELECCION ENTRE DRENES

Para la elección entre drenes cerámicos y de PVC corrugado, es imposible estabelecer una norma económica de aplicación general, ya que los numerosos factores que intervienen varian mucho de un lugar a outro, aún sin tener en cuenta la variación con el tiempo. No obstante, puede ser de interés considerar la situación en España en Marzo de 1974, última información de que disponemos.

Antes de la brusca subida del precio de los derivados del petróleo, a finales de 1973, la situación era la siguinte:

— Coste de 1 metro lineal de dren cerámico instalado (O int. 8mm). . . . . 23'25 pts (1)

— Coste de 1 metro lineal de dren de PVC corrugado instalado (0 int, 5mm). . . . . 19'93 "

Diferencia 3'32 pts

(1) 1 Cr = 5'5 pts

En Marzo de 1974, los costes de ambos tipos de drenes se elevaron debido a aumentos en el fuel para los hornos de cerámica, derivados de petróleo, costes de transporte y mano de obra. En el Apéndice 1 se detallan los costes actuales, que son los siguientes:

— Coste de 1 metro lineal de dren cerámico instalado (O int. 8cm) . . . . . 27'80 pts

— Coste de 1 metro lineal de dren de PVC corrugado instalado (O int. 5 cm). . . . . 24'17 "

Diferencia 2'91 pts

Como se puede observar la diferencia ha disminuido.

Para apreciar la importancia de esta diferencia, teniendo en cuenta un espaciamiento entre drenes de 10m, lo que equivale a 1.000m/ha, el coste del drenaje de 1 ha es:

— Con drenes cerámicos . . . . . 27.080 pts

— Con drenes de PVC corrugado. . . . . .24.170 "

Diferencia 2.910 pts

Como se ve, la diferencia es de poca importancia

En cuanto a la evolución futura de estos precios, es imposible dar cifras concretas. Sin embargo puede ser de interés comentar las variaciones probables:

— El precio relativo del PVC aumentará fuertemente, como el de todos los derivados del petróleo.

— El precio dellos materiales cerámicos aumentará como consecuencia de aumentos en el coste de la mano de obra, fuel para hornos y transporte. En cambio son de esperar mejoras en la técnica de instalación mecánica de estos drenes, disminuyendo su coste, sobretodo por medio de la reducción de mano de obra y del transporte de los drenes dentro de la parcela.

3. MATERIALES FILTRANTES

Son materiales que se colocan alrededor del dren y que facilitan su funcionamiento de captación del agua del suelo. Estos materiales realizan dos funciones:

1ª — Dificultan la entrada de partículas del suelo, que pueden cegar el dren o taponar las perforaciones por donde entra el agua.

2ª — Mejoran la permeabilidad en los alrededores del dren.

Ambas funciones exigen al material filtrante características opuestas. En efecto, para impedir la entrada de partículas se requiere un material con poros de pequeño diámetro; en cambio, los poros han de ser grandes para aumentar la permeabilidad en la zona próxima al dren. En esta oposición reside la dificultad de la elección de los materiales filtrantes.

Estos pueden agruparse en la forma siguiente:

a) **Materiales voluminosos.** — Estos materiales (gravilla, paja de cereales, turba, conchas, etc.) se pueden colocar envolviendo totalmente al dren, o solamente como su lecho y/o cobertura. Cuando los drenes se colocan mecanicamente no es posible envolcer totalmente al dren. Además de este inconveniente hay que citar su coste, debido en buena parte al transporte, y la complicación que suponen en la instalación de los drenes.

b) **Materiales en cintas.** — Consisten en cintas de unos 25 cm de anchura, constituidas por fibra de vidrio o alguna otra sustancia, como paja de cereales, turba etc. Las cintas se colocan encima del dren una vez que éste ya se ha instalado. Se puede acoplar a la colocadora de drenes un dispositivo para la instalación de estas cintas,

que tambien se pueden colocar bajo el dren.

c) **Materiales preenvueltos.** – Consisten en tejidos de nylon u otra fibra, o en mallas de turba, paja, fibra de coco etc. que se colocan en fábrica envolviendo eldren de manera que dren y material filtrante se instalan al mismo tiempo en el terreno.

El material mas adecuado depende de muchos factores, principalmente del tipo de suelo, como se explica a continuación.

Suelos arcillosos. – Estos suelos se caracterizan por su elevada estabilidad mecánica y su baja permeabilidad. Por tanto, de las dos funciones que realizan los materiales filtrantes, es mas importante la del aumento de la permeabilidad que la de imoedir la entrada de particulas. En consecuencia, para los suelos arcillosos son adecuados los materiales filtrantes voluminosos, del tipo gravilla, turba paja etc.

Sin embargo, en estos suelos no se suelen instalar materiales filtrantes, ya que la longitud de dren instalado por hectárea es alta (ejemplos: Marismas del Guadalquivir, España: 1.000m/ha; Delta del Ebro, España: 666m/ha) y el coste correspondiente seria excesivo.

Suelos arenosos. – Al contrario que los arcillosos, estos suelos se caracterizan por su elevada permeabilidad y por su baja estabilidad mecánica cuando están saturados de agua. Por tanto, en estos suelos lo importantes es que los materiales filtrantes impidan la entrada de partículas del suelo. El material adecuado depende del tipo de dren:

– Dren de PVC corrugado. – En este caso el material ideal es el tejido de nylon preenvuelto.

– Dren cerámico. – En este caso hay que utilizar material en cintas.

Suelos limosos. – En estos suelos la elección de material filtrante es un verdadero problema aún no resuelto La razón de esta dificultad reside en que los limos tienen las propriedades negativas de las arcillas y arenas y ninguna de las positivas. En efecto, el limo tiene con frecuência una permeabilidad baja y una estabilidad tan reducida o mas que la de las arenas. Además, las partículas de limo son tan pequeñas que son movilizadas por el agua incluso a muy baja velocidad, que es el caso del movimiento del agua en el suelo.

Actualmente no hay un material filtrante adecuado a terrenos limosos. El que mejor resultado ha dado ha sido la gravilla comprendida entre los siguientes limites:

limite mínimo: – 2mm. Este limite asegura una buena permeabilidad en el filtro.

limite máximo: 7cm. El objeto de esta limitación es evitar una segregación excesiva durante la colocación. En Europa, en muchos casos, se es mas exigente y se fija un limite máximo de 5mm, lo que posiblemente sea demasiado bajo.

A pesar de emplear estos filtros, hay que prever que un cierto número de partícula entrará en el dren, por lo que conviene que éste tenga una pendiente tal que la velocidad del agua sea como mínimo de 0'35m/sg. Sin embargo es frecuente que los terrenos necesitados de drenaje sean muy llanos, por lo que dar a los drenes esas pendientes implicaria muchos inconvenientes; esto obliga a prever la limpieza periódica de los drenes, sunto que se sale ya del objeto de este trabajo.

3.1. CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS DE LOS MATERIALES FILTRANTES

Se estudia en este apartado la influencia de los materiales filtrantes sobre la elevación freática. Su efecto como filtro no necesita mayor aclaración.

Anteriormente (2.2.1.) se ha explicado como influyen los materiales filtrantes en la resistencia radial al movimiento del agua hacialos drenes. Asimismo se ha visto que el efecto de esta resistencia es mayor cuanto mayor es el valor de $\frac{RL}{K}$, es decir, cuanto menos impermeable es el suelo. Ahora vamos a analizar con mas detenimiento el efecto de los materiales filtrantes, estudiando en que casos son mas necesarios y cuales son los mas adecuados.

Recordemos que la resistencia de entrada es:

$$h_r = \frac{R\,L}{K}\,\alpha_r$$

y

$$\alpha_r = \frac{1}{\Pi} ln\,\frac{aD_r}{u}$$

Para nuestro estudio vamos a considerar el mismo caso utilizado al tratar de las características de los drenes es decir:

$$a = 1$$

$$D_r = 1'5m$$

Veamos el efecto de colocar los dos materiales filtrantes siguientes:

a) Grava de 50cm de altura. En este caso:

$$u = b + 2h = 0'2 + 2x0'5 = 1'20m$$

$$\alpha_r = \frac{1}{3'14} ln \frac{1x1'50}{1'20} = 0'07$$

b) Baja envolviendo al dren con una capa da 5cm de espesor:

$$u = b + 4r$$

el valor de α_r depende del radio del dren. Estudiemos los casos siguientes:

Dren cerámico de ø 12cm

$$u = 0'20 + 4(0'06 + 0'05) = 0'64m$$

$$\alpha_r = 0'27$$

Dren cerámico o de PVC de ø 10cm

$$u = 0'20 + 4(0'05 + 0'05) = 0'60m$$

$$\alpha_r = 0'29$$

Dren de PVC ø 8cm

$$u = 0'20 + 4(0'04 + 0'05) = 0'50m$$

$$\alpha_r = 0'31$$

Dren de PVC ø 5 cm

$$u = 0'20 + 4(0'025 + 0'05) = 0'50m$$

$$\alpha_r = 0'35$$

Con estos datos y los calculados anteriormente se confecciona el cuadro de la página siguiente.

Dren	Ø(cm)	material filtrante	α_r	α_e	α	h(mts) Arena	h(mts) Limo	h(mts) Arcilla
Cerámico	12	ninguno	0'40	1'16	1'56	0'16	0'31	0'47
	12	grava	0'07	1'16	1'23	0'12	0'25	0'37
	12	paja	0'27	1'16	1'43	0'14	0'29	0'43
Cerámico	10	ninguno	0'42	1'39	1'81	0'18	0'36	0'54
	10	grava	0'07	1'39	1'46	0'15	0'29	0'44
	10	paja	0'29	1'39	1'68	0'17	0'34	0'50
PVC	10	ninguno	0'42	0'37	0'79	0'08	0'16	0'24
	10	grava	0'07	0'37	0'44	0'04	0'09	0'13
	10	paja	0'29	0'37	0'66	0'07	0'13	0'20
PVC	8	ninguno	0'45	0'40	0'85	0'08	0'17	0'26
	8	grava	0'07	0'40	0'47	0'05	0'09	0'14
	8	paja	0'31	0'40	0'71	0'07	0'14	0'21
PVC	5	ninguno	0'51	0'43	0'94	0'09	0'19	0'28
	5	grava	0'07	0'43	0'50	0'05	0'10	0'15
	5	paja	0'35	0'43	0'78	0'08	0'16	0'23

Como se puede ver, el efecto de la grava es mas favorable que el de la paja. Para facilitar la compreensión del efecto de la grava, se incluye el cuadro siguiente:

Diferencia de la altura freática h (cm) según se utilice grava o ningún material filtrante

Diferencia de la altura freática h(cm) según se utilice grava o ningún material filtrante

Dren	*Ø(cm)*	*Arena*	*Limo*	*Arcilla*
Cerámico	*12*	*4*	*6*	*10*
Cerámico	*10*	*3*	*6*	*10*
PVC	*10*	*4*	*7*	*11*
PVC	*8*	*3*	*8*	*12*
PVC	*5*	*4*	*9*	*13*

Los cuadros anteriores permiten obtener las conclusiones siguientes:

1ª — El efecto de los materiales filtrantes es mayor cuanto menos permeable es el suelo. Por esta razón, su uso es mas frecuente y recomendable en terrenos pesados.

2ª — El efecto relativo de los materiales filtrantes es mayor cuanto menor sea α en el caso de que no se instalen dichos materiales. Por eso, su efecto es mayor en drenes de PVC que en drenes de cerámica.

3ª — Los materiales filtrantes tienen un efecto mayor cuanto mayor es su altura o radio. Por eso es preferible el empleo de materiales voluminosos.

APENDICE 1

COSTE DE LOS DRENES CERAMICOS Y DE PVC EN ESPAÑA, MARZO DE 1974

(pesetas por 1.000 ml)

1º Drenes corrugados de PVC (Ø int 5cm)

Equipo necesario

- 1 Máquina zanjadora de 100/110 HP
- 1 Tractor de 60 HP en transporte de tubos
- 1 Remolque en transporte
- 1 Tractor de 60 HP en tapado de zanjas
- 2 Peones en alimientación de drenes a la máquina
- 0'75 Motoniveladora en caminos
- Peón niveletista
- 2 peones portamiras

Coste por 1.000 metros lineales de tuberia colocada

— 3'5 horas de zanjadora de 100/110 HP, a 1.217'18 pts/hora	6.085'90 pts
— 4 horas de tractor de 60 HP en transporte de tubos, a 292'55 pts/hora	1.170'20 pts
— 4 horas de remolque a 11'92 pts/hora	47'68 pts
— 1 hora de tractor de 60 HP en tapado de zanjas, a 292'55 pts/hora	292'55 pts
— 0'75 horas de niveladora en caminos a 803'67 pts/hora	602'75 pts
— 10 horas de peón ordinário a 118'53 pts/hora	1.185'30 pts
— 2 horas de peón niveletista a 118'53 pts/hora	237'06 pts
— 4 horas de peón ordinário a 118'53 pts/hora	474'12 pts
— 1.000 mts. de tuberia de plástico perforada con su parte proporcional de tubo vertedero, tapones, etc., a 14'07 pts/m	14.070'00 pts
Total	24.165'56 pts

2º Drenes cerámicos (ϕ int 8 cm)

Equipo necesario

- 1 Máquina zanjadora de 100/110 HP
- 1 Tractor de 60 HP en alimentación a la máquina
- 1 Remolque
- 1 Tractor de 60 HP en transporte de tubos
- 1 Remolque
- 1 Tractor de 60 HP en tapado de zanjas
- 5 Peones en alimentación a la máquina
- 3 Peones en carga y descarga de tubos
- 0'75 motoniveladora en caminos
- 1 Peón niveletista
- 2 Peones portamiras

Coste por 1.000 metros lineales de tuberia instalada

– 5 horas de zanjadora de 100/110 HP a 1.217'18 pts/hora	6.085'90 pts
– 5 horas de tractor de 60 HP en alimentación, a 292'55 pts/hora	1.462'75 pts
– 5 horas de remolque a 11'92 pts/hora	59'60 pts
– 4 horas de tractor de 60 HP en transporte, a 292'55 pts/hora	1.170'20 pts
– 4 horas de remolque a 11'92 pts/hora	47'68 pts
– 1 hora de tractor de 60 HP en tapado de zanjas a 292.55 pts/hora	292'55 pts
– 25 horas de peón en alimentación a la máquina, a 118'53 pts/hora	2.963'25 pts
– 12 horas de peón en carga y descarga a 118'53 pts/hora	1.442'36 pts
– 0'75 horas de motoniveladora en caminos, a 803'67 pts/hora	602'75 pts
– 2 horas de peón niveletista a 118'53 pts/h	237'06 pts
– 4 horas de peón portamiras a 118'53 pts/h	474'12 pts
– 1.000 mts. de tuberia cerámica, con su parte proporcional de tubo vertedero, tapones, etc., a 12'26 pts/m	12.260'00 pts
Total	27.078'22 pts

IRRIGAÇÃO COLETIVA POR ASPERSÃO A PARTIR DE POÇOS: PROBLEMAS E SOLUÇÕES

Pedro Gaytan de Ayala*

1. INTRODUÇÃO

A tendência moderna nos grandes empreendimentos de irrigação coletiva por espersão caracteriza-se pela adoção generalizada do sistema de distribuição de água à demanda. Com este sistema, o irrigante individual pode dispor em qualquer momento, da água de irrigação, sendo que cada parcela está dotada de uma tomada que o irrigante pode abrir ou fechar à vontade. O sistema é, portanto, análogo à distribuição urbana de água ou eletricidade.

A distribuição à demanda permite uma adaptação perfeita das doses de irrigação às exigências de cada cultivo, em cada local e em cada momento. Além do mais, este sistema, combinado com o faturamento da água a cada irrigante individual mediante contador, promove a utilização racional de água e evita os desperdícios, estimulando os agricultores a utilizar apenas o volume de água que precisam realmente. Por outro lado, a liberdade de que goza o irrigante estimula a assimilação da nova técnica por colonos não familiarizados com a irrigação, acelerando o processo de transformação em agricultura irrigada, o que favorece uma rápida amortização dos investimentos em obras hidráulicas.

Quando a água de irrigação é de origem subterrânea, a distribuição à demanda apresenta problemas específicos, de natureza técnica e econômica, relacionados com os sistemas de regularização e com a garantia operacional. O intuito do presente trabalho é expor estes problemas em linhas gerais, apontando várias possíveis soluções. A seguir apresentaremos uma aplicação das idéias expostas, a um projeto de irrigação no Nordeste brasileiro.

2. CARACTERÍSTICAS DOS ESQUEMAS DE CAPTAÇÃO MEDIANTE POÇOS

Do ponto de vista que aqui nos interessa, que é, concretamente, o desenho da rede de distribuição da água para aspersão, um grande projeto de irrigação com águas subterrâneas apresenta duas características específicas:

a) **A captação é feita em pontos múltiplos e dispersos.** Com efeito, os poços estarão necessariamente afastados entre eles, devido à ocorrência de interferências entre poços que variam inversamente com a distância que os separa. Esta circunstância introduz uma diferença importante entre a irrigação com águas subterrâneas e a irrigação com águas superficiais, dado que, neste último caso, a água captada num único ponto abastece, em geral, uma grande área. A dispersão dos pontos de captação, ocorrente no caso da irrigação com águas subterrâneas é, em certos aspectos, uma vantagem, dado que permite captar a água perto do local em que é consumida, evitando custosas obras de adução e distribuição primária. De outra parte, a dispersão especial dos poços constitui uma desvantagem no que diz respeito ao sistema de regularização o qual, como será exposto mais adiante, é mais eficiente e econômico quando existe uma grande estação de bombeamento centralizada.

b) **A vazão bombeada em cada poço é em geral, indivisível,** quer dizer, pelo menos no caso mais frequente de utilização de bombas verticais de poço profundo, não é possível fracionar a vazão bombeada instalando no mesmo poço várias bombas em paralelo, inversamente ao que acontece na captação de águas superficiais. Esta circunstância é desfavorável por dois conceitos: a insegurança de funcionamento (ao depender a captação em cada poço de uma única bomba) e a dificuldade que introduz para a instalação de um sistema de regularização em condições econômicas.

3. SISTEMAS DE REGULARIZAÇÃO

Na rede de aspersão com distribuição à demanda é necessário que, em todo momento, e seja qual for o número e locação das tomadas em funcionamento, sejam satisfeitas as seguintes condições:

Manter a pressão na rede dentro de certos limites mínimo e máximo, de modo a proteger os equipamentos e permitir que os aspersores funcionem dentro de sua faixa de pressões.

Manter a altura manométrica das bombas dentro da faixa admissível.

Evitar uma excessiva frequência nos arranques e paradas das bombas.

Os dispositivos de regularização permitem satisfazer simultaneamente as três condições acima.

*Engenheiro do COTEP – Consórcio OESA – TECNOSOLO EPTISA

O dispositivo de regularização mais eficiente é, sem dúvida, o reservatório elevado em lâmina livre com comando automático do arranque e parada das bombas. O único inconveniente deste dispositivo é o alto custo da obra civil, mesmo para volumes reduzidos, que o fazem anti-econômico quando a superfície a irrigar é pequena. Por tanto, a aplicabilidade deste sistema fica limitada à regularização de grandes estações de bombeamento que abastecem grandes superfícies irrigadas (mais de 500 — 1.000 ha).

Se a superfície abastecida pela central de bombeamento é pequena (menos de uns 150 hectares), o sistema a adotar seria a regularização automática mediante depósito hidro-pneumático, cujo custo para pequenos volumes é muitas vezes menor que o do reservatório elevado.

Ainda existe um terceiro sistema, consistente na regularização automática da bateria de bombas mediante um medidor de vazão, sistema este aplicável a áreas médias ou grandes.

Todos os sistemas acima supõem que a captação é concentrada num ponto (estação de bombeamento) e que a vazão bombeada pode ser convenientemente fracionada entre várias bombas (é importante lembrar que o volume de um reservatório de regularização depende apenas da vazão da maior bomba da central comandada, independentemente do número de bombas e da vazão total).

4. OS PROBLEMAS E AS SOLUÇÕES

Nos casos em que a água de irrigação provém de poços, teriamos, como foi apontado no item 2, várias estações de bombeamento (poços) dispersas e dotadas cada uma de uma única bomba, abastecendo cada estação uma área pequena, que raras vezes superará os 100 hectares. O projetista da rede de distribuição defronta-se com dois problemas principais:

a) **Problema de segurança:** ao não existir fracionamento da vazão bombeada em cada central, em caso de falha mecânica ou elétrica de uma bomba, a irrigação da área servida pelo correspondente poço fica totalmente interrompida.

b) **Problema de regularização:** ao se tratar de áreas pequenas, o dispositivo de regularização em cada poço seria necessariamente o depósito hidro-pneumático. Porém, o fato de não poder fracionar a vazão entre várias bombas conduz geralmente a volumes de depósito excessivamente grandes, cuja incidência no custo do hectare irrigado resulta anti-econômica. A título de exemplo, suponha-se que um poço irriga 60 hectares com demanda "pico" de 1 1/seg/ha. O volume do depósito hidro-pneumático seria calculado com as conhecidas fórmulas 2 :

$$V = \frac{qt}{4} \qquad e \qquad V = \frac{H_1 \Delta V}{\Delta H}$$

Sendo:

ΔV = volume útil de regularização

q = vazão média da bomba

t = tempo mínimo a garantir entre dois arranques sucessivos

H_1 = pressão absoluta máxima (que determina a parada da bomba)

ΔH = campo de regularização (diferença entre as pressões de arranque e parada)

V = volume total líquido do reservatório

Adotando t = 10 minutos, e com os valores médios H_1 = 60 m.c.a e ΔH = 7 m.c.a., teriamos $V = 9m^3$ e $V = 77m^3$. Com um adequado volume de reserva teriamos que adotar um depósito de pressão de uns $100m^3$. O correspondente investimento por hectare, ao ser pequena a superfície irrigada, seria provavelmente anti-econômica.

Estas dificuldades, que aparecem ao projetar sistemas autônomos de distribuição em torno de cada poço, podem ser contornadas mediante a interligação de vários poços num sistema único. Assim seria possível garantir o suprimento d'água mesmo em caso de falha de alguma das bombas, e ao mesmo tempo, a regularização do sistema resultante, de dimensão média ou grande e com bombeamento fracionado, seria bem mais econômica. Os possíveis esquemas de solução seriam os seguintes:

Solução A (Fig. I)

Consistirá na concentração da água procedente de vários poços num ponto único, onde será localizado um grande reservatório de lâmina livre, enterrado ou semi-enterrado. A adução da água desde os poços até o reservatório seria feita mediante uma rede primária de baixa pressão ou mediante canais. A partir do reservatório central, a água será bombeada mediante uma rede secundária de alta pressão. A central de bombeamento seria dotada de um sistema de regularização por depósito elevado ou medidor de vazão.

A locação dos poços neste caso tenderia à máxima concentração especial possível em torno do reservatório central, dentro dos limites impostos pelas interferências no aquífero.

As vantagens desta solução seriam a eficiência e baixo custo do sistema de regularização centralizado e a possibilidade de diminuir a potência instalada, dado que o grande volume do reservatório central permitiria uma compensação das variações diárias da demanda, podendo as bombas serem dimensionadas para a vazão fictícia contínua no mês de máximo consumo, em lugar de se adotar a vazão "pico" instantânea.

Em contrapartida teriamos importantes investimentos adicionais e um acréscimo do consumo de energia devido ao fato de se implantar dois bombeamentos em série, e um custo bem maior nas redes de adução e distribuição, perdendo-se a vantagem característica da captação mediante poços, quer dizer, a possibilidade de captar a água perto do local de consumo.

Solução B (Fig. II)

Ainda dentro do esquema de concentração de toda a água num ponto, podem-se eliminar o grande reservatório e a central de bombeamento, de modo que todo o recalque seja fornecido pelas bombas de poço. A rede primária seria de alta pressão em lugar de baixa. No ponto de concentração seria instalado um sistema centralizado de regularização (depósito elevado ou medidor de vazão), que comandaria diretamente à distância, o arranque e parada das bombas de poço.

As vantagens com respeito à solução anterior seriam a supressão do reservatório central e do segundo bombeamento, com poupança em investimentos e energia. Como desvantagens teriamos um maior custo da rede primária, ao estar submetida à altas pressões, e das conexões elétricas, além de se ter de dimensionar as bombas para a vazão "pico" instantânea.

Solução C (Fig. III)

Consistiria em dispersar os poços uniformemente na área irrigável, de modo a captar a água perto do local de consumo, e interligar todos eles mediante uma rede única de alta pressão, que seria ao mesmo tempo a rede de distribuição.

Num ponto convenientemente escolhido, de preferência numa elevação topográfica, seria instalado um depósito elevado de regularização, ligado à rede mediante tubulação com circulação reversível. O nível deste depósito comandaria à distância, o arranque e parada das bombas de poço.

Hidraulicamente, este sistema é análogo ao esquema clássico de regularização de uma central de bombeamento mediante depósito localizado à jusante da rede de distribuição. A diferença, em nosso caso, consiste em que as bombas estão em pontos diferentes da rede, em lugar de centralizadas num ponto.

Esta solução parece-nos tecnicamente pouco satisfatória, pela seguinte razão: o nível no reservatório central não fornece nenhuma informação a respeito da distribuição da demanda na rede num determinado momento, não existindo, em conseqüência, possibilidade de um comando seletivo das bombas, de modo que as mais próximas das maiores concentrações locais da demanda arraquem com prioridade. Com este sistema são de se prever grandes transferências inúteis de água através da tubulação que interliga os poços obrigando a sobredimensioná-la e provocando importantes variações de pressão entre diferentes pontos da rede. A única maneira de evitar tais problemas seria estabelecer um sistema de controle automático à distância extraordinariamente sofisticado, que economicamente não seria, em geral, justificável.

Solução D (Fig. IV)

Consistiria na interligação dos poços, distribuídos perto dos locais de consumo, mediante rede única de distribuição à alta pressão, analogamente ao caso anterior. Porém, o sistema de regularização, em lugar de ser centralizado, seria múltiplo, instalando-se um depósito hidro-pneumático ligado à rede junto à cada poço. Cada depósito comandaria a bomba do poço correspondente.

Poderia parecer, à primeira vista, que o sistema de regularização autônoma de cada poço ia resultar antieconômico pelas razões apontadas anteriormente. Porém, o fato de os poços e depósitos estarem interligados numa rede única faz com que os efeitos regularizadores dos depósitos se acumulem, o que permite adotar volumes de depósito várias vezes menores que os necessários quando não existe a interligação. Este fato faz com que o sis-

tema de regularização resulte, em conjunto, econômico.

A possibilidade de reduzir o volume dos depósitos está, neste sistema, intimamente ligada à seletividade no comando das bombas.

O sistema poderia ser considerado perfeito se em todo momento existisse um único grupo moto-bomba em funcionamento intermitente, com o que o funcionamento da regularização seria idêntico ao de um sistema centralizado que comanda uma estação de várias bombas em paralelo. Se este funcionamento perfeito estiver garantido, o conjunto de todos os depósitos regularizaria uma única bomba, e o volume de cada depósito seria o correspondente ao de um poço isolado, dividido pelo número de poços. Até certo ponto, a seletividade que se produz naturalmente no sistema tende à obtenção desse mesmo resultado. Com efeito, os desequilíbrios espaciais da demanda provocam transferências de água através da tubulação principal que interliga os poços. Estas transferências provocam perdas de carga na tubulação principal, que por seu curso determinam diferenças de pressão entre os diferentes pontos da rede. Se estas diferenças superam a sensibilidade dos pressostatos de comando (o que se consegue dimensionando adequadamente o diâmetro da tubulação principal), se produz em cada situação uma seletividade no arranque dos grupos, com a consequência de que os grupos próximos às maiores concentrações de demanda arrancam com preferência aos outros.

A tendência natural do sistema à seletividade pode ser reforçada mediante vários dispositivos, por exemplo:

– O arranque de um grupo pode inibir eletricamente o arranque dos grupos mais próximos durante um certo tempo.

– Podem-se estabelecer grupos preferenciais, que arranquem com pressões maiores que os grupos vizinhos, e a seleção dos grupos preferenciais pode ser feita mediante comandos manuais centralizados num quadro, a partir da observação do estado de funcionamento do sistema em cada momento.

De qualquer forma, não é necessário garantir o funcionamento perfeitamente seletivo de todo o conjunto. Mesmo desprezando o efeito regularizador de uma parte dos depósitos, e dimensionando estes com critérios conservadores (quer dizer, dividindo o volume total necessário por um número menor do total de poços) chega-se a volumes de depósito suficientemente moderados para viabilizar economicamente o sistema.

Existem possíveis variantes da solução acima descrita, baseadas nos mesmos princípios e critérios. Por exemplo, em lugar de instalar um depósito por cada poço, pode-se instalar um depósito maior que regularize dois ou três poços contíguos, comandando o arranque por pressões diferenciais. O projetista deverá estudar em cada caso a solução mais adequada.

O estudo exaustivo do comportamento de uma rede do tipo descrito acima, diferentemente do que acontece para as soluções A e B, não é abordável com métodos analíticos, por se tratar de fenômenos hidráulicos de grande complexidade e de regimes transitórios.

O enfoque mais adequado consiste na simulação de diferentes situações de funcionamento mediante um modelo matemático processado por computador eletrônico. Porém, estimamos que um estudo desse tipo não é, em geral necessário na prática para o projeto da rede de aspersão.

O dimensionamento dos diferentes elementos pode ser feito com hipóteses simplificadas. Na fase de implantação, proceder-se-á a ensaios de funcionamento em diferentes situações de demanda e, mediante métodos empíricos, o sistema pode ser aperfeiçoado mediante calibragem adequada dos elementos de comando e controle.

5. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

A problemática aqui exposta foi recentemente abordada pela Organização das Nações Unidas para a Agricultura e a Alimentação (FAO) num projeto piloto de irrigação realizado no sul da Espanha (1). A FAO elaborou um modelo matemático de simulação aplicado ao estudo de soluções do tipo D acima. O processamento do modelo em computador forneceu conclusões de grande interesse relativas à qualidade de funcionamento do sistema, além de outros aspectos colaterais como os fenômenos de golpe de ariete. Dentro do programa da FAO, um perímetro de irrigação de uns 500 hectares está em fase de implantação no Sul da Espanha, correspondendo à uma solução do tipo D descrito acima.

No Nordeste brasileiro existe um projeto de irrigação de 2.000 hectares, das quais a maior parte (1.600 hectares) constitui uma rede de aspersão com distribuição à demanda, respondendo ao esquema da solução D acima. O projeto foi elaborado pelo Consórcio OESA-TECNOSOLO-EPTISA para o Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS). A área em questão está localizada no Município de Cristino Castro, no vale do Gurguéia, Estado do Piauí.

A área irrigável é uma encosta ao longo do vale do rio Gurguéia, tendo forma sensivelmente retangular de uns 11 km de comprimento paralelamente ao rio, e 1,5 km de largura média. A captação é realizada mediante uma bateria de 15 poços em linha reta ao longo da área. A rede de distribuição (Fig. V), toda ela sob pressão de

serviço, consiste numa tubulação principal que interliga os poços, com 350 mm de diâmetro, da qual partem artérias transversais de distribuição.

A regularização é obtida mediante 15 depósitos hidro-pneumáticos, um por cada poço, de 30 m^3 cada um. O dimensionamento dos depósitos foi feito com critério conservador, supondo-se que apenas o efeito de 5 depósitos é acumulável. O campo de regularização foi fixado, em princípio, em 10 m.c.a., sujeito à calibragem definitiva na fase de implantação.

6. CONCLUSÕES

As soluções esquemáticas apontadas acima constituem respostas com validez geral para os problemas específicos da irrigação coletiva por aspersão com distribuição à demanda quando a água é de origem subterrânea. Em cada caso, o engenheiro responsável pelo projeto deverá estudar em detalhe as diferentes alternativas possíveis, escolhendo a mais adequada em função das características particulares do empreendimento: forma e dimensões da área irrigável, topografia, parâmetros hidrodinâmicos do aquífero, tipos de poços e de bombas, custos e disponibilidades dos diferentes elementos.

Em qualquer caso, a interligação de poços só pode ser rentável quando a densidade especial de captação é suficientemente elevada e a forma da área irrigável é suficientemente compacta. Se estas condições não se produzem, não serão, em geral, viáveis nem a interligação dos poços para efeitos de segurança nem à distribuição à demanda.

BIBLIOGRAFIA

(1) FAO: Proyecto Piloto de Utilización de águas subterrâneas para el desarrollo agrícola de la cuenca del Guadalquivir. Anteproyecto de transformación en regadio de la zona de Almonte – Marismas (margen derecha). – Madrid. 1972.

(2) C. BONNAL: Manual de Riego Colectivo por Aspersión. – D.C.D.E. – Madrid, 1971.

(3) Estudos de Viabilidade para implantação de 2.000 hectares Irrigados-Vale do Gurguéia – Vol. II – Engenharia COTEP-Consórcio OESA-TECNOSOLO-EPTISA, Fev. 1975.

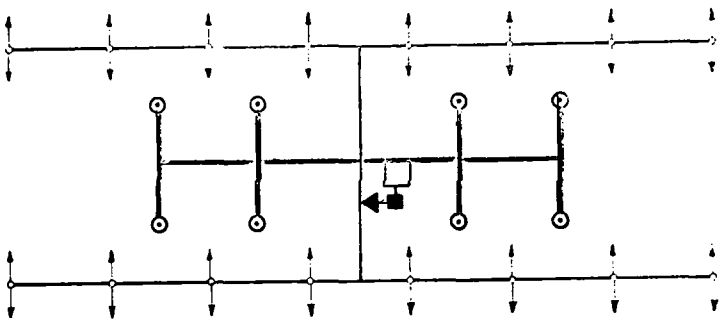


FIG. 1 – SOLUÇÃO "A"

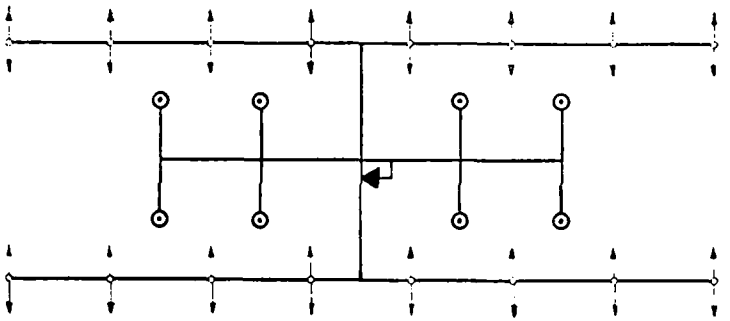


FIG. 2 – SOLUÇÃO "B"

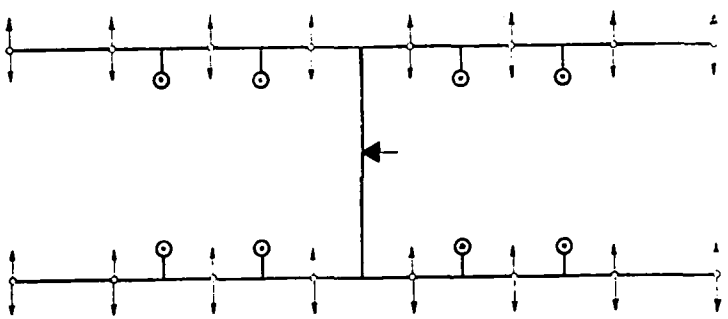


FIG. 3 – SOLUÇÃO "C"

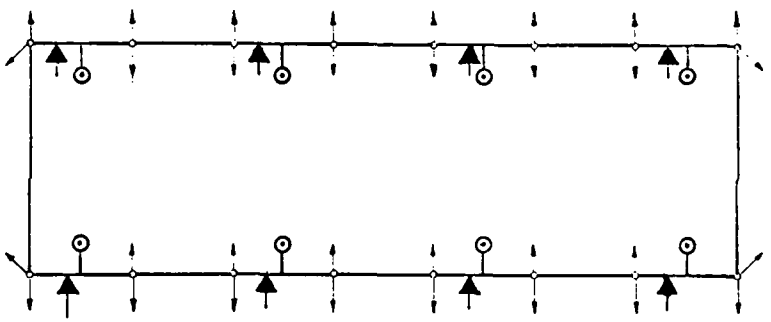


FIG. 4 – SOLUÇÃO "D"

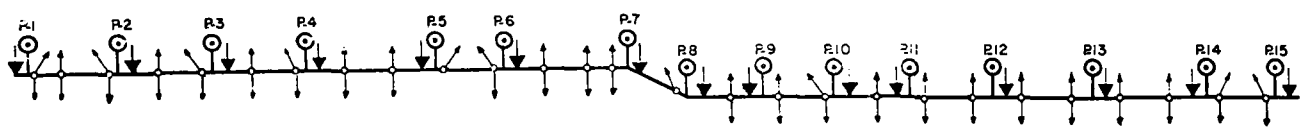


FIG. 5 – ESQUEMA HIDRÁULICO DO PROJETO GURGUÉIA – SETOR I

ESCALA 1 : 40.000

LEGENDA

- ⊙ – POÇOS
- □ – RESEVATÓRIO DE GRANDE VOLUME
- ■ – ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO
- ▬ – REDE DE BAIXA PRESSÃO
- — – REDE ALTA PRESSÃO
- → – DISPOSITIVO DE REGULARIZAÇÃO
- ⊶ – DISTRIBUIÇÃO

"SISTEMATIZAÇÃO SIMPLES": – UMA METODOLOGIA PRÁTICA E ECONÔMICA DE IMPLANTAÇÃO DA IRRIGAÇÃO PARCELAR

José Dulá Navarrete *
Avelino Costalonga **

Por efeito de uma série de fatores conjunturais próprios de um País em desenvolvimento e da ainda pouca experiência acumulada no setor, a irrigação está experimentando, entre outros problemas que dificultam o seu rápido avanço, o forte impacto de custos elevadíssimos de implantação que constituem motivo de preocupação porquanto põem em perigo a própria sobrevivência do processo como prática econômica de agricultura.

Com o desiderato principal de contribuir para a redução de tais custos, no caso limitado à parte do projeto de irrigação relativa às obras parcelares, isto é, as internas do lote agrícola, visando a mobilização do terreno para a sua irrigação, se propõe a presente metodologia que corresponde a uma mudança de conceituação em relação ao que vem tendendo a se tornar praxe, notadamente no âmbito dos órgãos públicos responsáveis pelos programas de irrigação.

A metodologia a que se refere este trabalho coaduna-se com o que vem sendo realizado com sucesso em muitos países de grande expansão no campo da irrigação e assim sendo, não se pode desejar, que corresponda a uma inovação ou avanço tecnológico no campo em referência. Trata-se, para o âmbito do nosso País, de uma simplificação das obras e serviços normais a que se é obrigado realizar nos terrenos para possibilitar a sua irrigação por gravidade e que, em conseqüência, sem prejuízo técnico do processo, aliás, aditando inquestionáveis vantagens operacionais, permite redução apreciável dos custos de implantação.

Sendo de aplicação indicada para qualquer situação de terreno que se apresente, deseja-se enfatizar contudo, que o método é especialmente vantajoso para as situações de terrenos de declives fortes e relevo irregular por gravidade, que implicam em pronunciado movimento de terra para a sua sistematização com base nos métodos clássicos de nivelamento, condições estas que prevalecem nas áreas irrigáveis do Vale do São Francisco e Nordeste em geral.

1 – CONSIDERAÇÕES

1.1 – O presente instrutivo pretende mostrar como pode ser realizada a sistematização de terrenos para desenvolvimento da agricultura irrigada no âmbito da parcela ou lote agrícola – considerando a irrigação por gravidade e sem envolver-se com as obras do sistema principal do projeto de irrigação de que fazem parte os lotes ou parcelas – através de uma tecnologia simples implicando em obras e serviços em quantidade mínima e de fácil execução como também em custo mínimo no concernente a trabalhos dessa natureza, constituindo, por sua vez, o mínimo de obstáculo às operações agrícolas mecanizadas a serem conduzidas na área e ainda assim, assegurando se consiga compatível eficiência ao processo irrigatório. Daí, a denominação de SISTEMATIZAÇÃO SIMPLES dada ao procedimento.

Diferenciando de recomendações outras que propõem o nivelamento dos terrenos para incrementar a eficiência da rega, neste instrutivo sugere-se o aproveitamento máximo das condições topográficas naturais do terreno e, em tais condições, planejar a irrigação atendendo às recomendações técnicas de comprimento de sulco, vazão e tempo de rega, declividade máxima não erodível, etc, sem a necessidade de investir altas somas em movimentos de terra, conforme é exigido pelos nivelamentos clássicos que têm encontrado aceitação generalizada, apesar de na maioria dos casos, poderem ser dispensáveis seja por motivos econômicos quando não mesmo por razões técnicas.

Não se deseja com isso deixar de reconhecer que o nivelamento do terreno possibilita maiores facilidades ao irrigante no alcance de um melhor e mais uniforme umedecimento do solo, mas, sim, alertar para o fato de que a operação em causa, pelo elevadíssimo custo a que vem correspondendo no País, está se tornando num fator de desestímulo da irrigação a qual por conseqüência não tem suscitado grande interesse a não ser quanto a produção de produtos de alto preço de mercado. Deseja-se com isso enfatizar que, investir em tal operação na irrigação, chega a ser incompatível com o interesse de produzir alimentos primordiais de consumo humano nas áreas irrigáveis do País a exemplo do que vem se verificando no Vale do São Francisco.

Tampouco se pretende que o método recomendado torne possível conseguir eficiência de irrigação tão alta quanto a propiciada pelas terras niveladas, porém, trata-se indiscutivelmente de uma tecnologia de aplicação prática que muito dista de uma irrigação descontrolada ou deficiente e como tal, estando em condições de propiciar uma razoável eficiência ao manejo da água de irrigação.

*Engenheiro Agrônomo (Chapingo, México), M. S. em Irrigação. Consultor da F.A.O. para a CODEVASF.
**Engenheiro Agrônomo. Especialista em Irrigação. Gerente do Departamento Técnico da CODEVASF. Trabalho Apresentado ao III Seminário de Irrigação e Drenagem – Fortaleza – Ceará em setembro de 1.975.

Em resumo, corresponde a uma tecnologia econômica e recomendável para as condições prevalescentes no Nordeste do Brasil como vem ocorrendo em outros lugares de características climáticas, pedológicas e topográficas similares do mundo.

1.2 – Ainda persiste influenciando prejudicialmente a irrigação, apesar de ser um problema que vem se atenuando com o tempo, a separação que se manifesta nos meios técnicos do País, entre a parte de engenharia hidráulica e a de engenharia agronômica dos sistemas de irrigação. O que segue permite uma idéia do problema em causa:

– o traçado do canal principal ou da obra de tomada d'água de um sistema de irrigação, apesar de ser preponderantemente determinado pela topografia do terreno, contudo, nem por isso pode deixar de levar em conta a localização dos terrenos de qualidade adequada para a irrigação. As obras, porém, se enquadram nitidamente no campo da engenharia hidráulica. Por outro lado, a direção dos sulcos, o escoamento e a infiltração da água (depende do método de rega), é função primordial das características pedológicas e do tipo da cultura, porém, mesmo assim, não excluem a necessidade de se considerar que o manejo d'água tem que ser acomodado às vazões operáveis nas estruturas de abastecimento e à capacidade hidráulica dos próprios sulcos, corrugações, tabuleiros, etc. A metodologia a adotar, todavia, enquadra-se claramente no campo do engenheiro-agrônomo especializado em irrigação. No entanto, à medida que o projeto das obras do sistema vai se deslocando de um setor, o hidráulico por exemplo, para o outro, da engenharia agronômica, e vice-versa, a nitidez do campo próprio do estudo ou tarefa vai se tornando menos evidente a ponto de resultar uma larga faixa indefinida em que se torna difícil enquadrar o assunto nesta ou naquela disciplina. Neste caso, o domínio de uma ou outra matéria pela pessoa responsável pelo projeto, dar-lhe-á discernimento e capacidade para determinar as características do sistema a projetar.

Tem-se assistido, inclusive, que a concorrência no desenvolvimento tecnológico de ambas as disciplinas, tem dado origem a uma luta por supremacia técnica com tendência a sofisticações que, infelizmente, têm contribuido para o menosprezo daquelas grandes regras práticas e do bom senso. Tais sofisticações, empenhadas em cuidar como que exclusivamente da eficiência dos sistemas de irrigação, têm contribuido para a não economicidade dos projetos, o que paradoxalmente leva à triste realidade de que a preocupação pelo parâmetro em causa tem sido a tal ponto exagerada que a própria irrigação está se tornando anti-econômica.

Com o objetivo de voltar à realidade, a por os pés no chão, é que se recorre à velha tradição, em respeito às grandes regras do bom senso, do sentido prático, para que, sem perder de vista o avanço tecnológico, aliás, aproveitando-o, se melhore a irrigação tradicional não permitindo que ela se transforme numa prática exótica de aproveitamento dos relativamente escassos recursos de solo e água do Nordeste brasileiro.

2 – DEFINIÇÃO E EXPLANAÇÃO DO MÉTODO

Define-se como "Sistematização Simples", a operação de fazer com que a água disponível na tomada parcelar seja adequadamente distribuída no lote e aplicada eficientemente no solo para suprimento das necessidades das culturas, reduzindo ao mínimo indispensável, conforme os casos, o movimento de terra e evitando no máximo possível que as obras de irrigação do lote constituam empecilhos ao eficiente trabalho e práticas agrícolas mecanizadas exigidas pelas lavouras.

A operação em causa corresponde à execução das seguintes tarefas na seqüência em que são apresentadas:

2.1 – Preparação do terreno;
2.2 – Esquematização da rega (RECEITA DE REGA);
2.3 – Construção dos canais de distribuição permanentes;
2.4 – Primeira irrigação.

Note-se que a "Sistematização Simples" como se propõe e especifica neste instrutivo, se inicia com a preparação do terreno seguindo-se o seu levantamento topográfico necessário à esquematização da rega do lote e não o inverso, como em geral se vem observando.

Com o esquema ou "RECEITA DA REGA" pronto, pode-se proceder à construção dos canais de distribuição permanentes, deixando para a ocasião do plantio ou estabelecimento da cultura, a abertura dos sulcos de rega, das regadeiras e dos canais de distribuição não permanentes.

O procedimento consiste na execução seqüenciada das tarefas enunciadas que a seguir se especificam:

2.1 – PREPARAÇÃO DO TERRENO

Uma vez pronto o sistema principal de irrigação (canal principal e rede secundária de canais até a entrada do lote) e a área desmatada, o primeiro passo para a "Sistematização Simples" será a preparação do terreno que compreende as seguintes operações:

2.1.1 – Escarificação do terreno, usando equipamento apropriado, com o objetivo de afrouxar o solo e arrancar cepas e raízes deixadas pelo desmatamento bem como trazer à tona pedras que possam ocorrer e que

viriam prejudicar a operação dos implementos agrícolas.

Tais materiais deverão ser removidos do terreno. Caso necessário a operação pode incluir a eliminação de pequenas irregularidades topográficas e outros acidentes, etc. Ter em conta, todavia, que tanto a pedregosidade quanto a topografia do terreno não devem constituir problema sério desde que já houve uma classificação de solos para irrigação na qual tais fatores servem ao desfavorecimento do solo para a adoção da prática.

A operação normalmente é executada com trator de esteira devido ao perigo de furo de pneus quando se usa trator de rodas. Após esta operação, o terreno deve ficar em condições de ser tratado como terreno agricultável, sem limitação de uso da máquina agrícola nas tarefas de aração, sulcamento, cultivos, etc.

2.1.2 – Passadas de Grande Pesada:

Após a escarificação e com o objetivo de romper os torrões grandes que sempre restam no terreno, torna-se necessário uma gradagem pesada normalmente suficiente em duas passadas cruzadas. A operação pode ser feita tanto com trator de esteira como de rodas.

2.1.3 – Passada de Niveladora "Land-Plane":

Com o objetivo de alisar o terreno e deixá-lo nas condições em que será irrigado, após a gradagem dever-se-á dar, pelo menos, uma passada da niveladora "Land-Plane" do tipo grande, (18 metros), ou de outra que lhe seja similar, graduando a máquina para conseguir razoável eficiência no serviço de suavizar a superfície do solo.

2.2 – TOPOGRAFIA E ESQUEMATIZAÇÃO DA REGA ("RECEITA DE REGA")

2.2.1 – Levantamento Topográfico Expedido:

Uma vez passada a niveladora no terreno, o técnico já pode, mesmo a olho, determinar, em primeira aproximação, quais serão as linhas mestras de escoamento da água admissíveis de acordo com a erodibilidade do terreno. Essas linhas mestras, em linguagem de campo, chama-se de "direção dos sulcos" (ou das corrugações, ou dos tabuleiros, dependendo do método que finalmente venha a ser adotado) e sua identificação dá em resultado o número de "seções de rega" em que ficará dividido o lote agrícola. Isto esboçado no terreno, fornece a indicação para o levantamento topográfico expedido, cuja única função realmente é a de determinar as declividades das direções de sulco propostas, cabendo correção, caso convenha. Nesse levantamento exige-se a precisão de centímetro na leitura de cota de qualquer ponto e de até 0,50m na representação em planta do ponto considerado.

Os métodos de levantamento mais comumente usados são:

a) Prancheta ou alidade.
b) Radiação, usando o taquímetro.
c) Trânsito ou teodolito e nível topográfico, em rede quadriculada de 50 ou 100 m de lado.

Com o objetivo de mostrar a precisão requerida e a rapidez do método, a seguir se descreve, em linhas gerais, o método do trânsito e nível.

1º – Locar com o trânsito uma linha-base mais ou menos pelo centro e no sentido do lado superior para o inferior do terreno, medindo as distâncias a trena e instalando piquetes e estacas (de mais ou menos 1 metro de altura) a cada 50 ou 100m conforme seja este ou aquele o espaçamento adotado.

2º – De cada estaca, em direção perpendicular e para ambos os lados da linha-base, marcar pontos nos extremos (limites) do lote, usando estacas encimadas por bandeiras (de papel colorido), para fácil identificação. Isto pode ser feito com:

a) O mesmo trânsito.
b) Prisma triangular.
c) A olho.

Qualquer um dos três métodos é aceitável. As direções de sulco ficam marcadas nos extremos do lote com as estacas sinalizadas com bandeiras.

3º – Nivelamento com o nível de engenheiro:

a) Da linha-base que deverá ser nivelada e contra-nivelada, com aproximação de mm.
b) Das seções transversais, não sendo necessário piquetar, como segue:

b.1) Iniciando na primeira seção, com o porta-mira localizado na estaca-bandeira de um dos extremos do lote, da qual ele caminhará em direção à estaca-bandeira do extremo oposto, passando pela seção cor-

respondente da linha-base, marcar-se-á, com corrente de agrimensor ou trena, a cada 50 ou 100m, conforme seja este ou aquele o espaçamento adotado, um ponto para tomada de cota, a qual basta corresponder à precisão de centímetro tendo em vista que a mira é apoiada diretamente no terreno. Os acidentes do terreno que ocorram entre os pontos locados, deverão ser levantados, sendo suficiente a precisão de metro na tomada da distância horizontal.
Ao concluir o nivelamento da Seção 1, passa-se à Seção 2, seguinte, partindo de um dos seus extremos, já previamente assinalado com estaca-bandeira, em direção ao extremo oposto, tomando cotas de pontos conforme feito para a Seção 1. Terminada a Seção 2, passa-se à 3 e assim por diante até completar o levantamento do campo ou lote.
Nota: — O levantamento das seções deverá ser amarrado ao da linha-base.

b.2) As leituras de estádia se fazem com aproximação de milímetro nos pontos piquetados da linha-base e de centímetro nos pontos das seções transversais (não piquetados) e as cotas são calculadas atribuindo-se à cota inicial uma altura arbitrária, por exemplo, 10m.

b.3) O levantamento é passado ao papel, em escala de 1:2000 ou maior, resultando um mapa ou esquema do lote cujo aspecto poderá assemelhar-se ao da Figura 1 apresentada à página seguinte, a guisa de exemplo, incluindo-se o procedimento do levantamento topográfico respectivo.

2.2.2 — Traçado das Curvas de Nível:

Com as cotas do levantamento lançadas no papel, o topógrafo traça, à mão, os contornos indicativos da posição aproximada das curvas de nível do terreno, as quais servirão de base para a esquematização da rega, com espaçamento vertical de 0,25 a 1,0 m, dependendo do declive do terreno.

2.2.3 — Direção dos Sulcos:

a) No mapa do levantamento topográfico e com base nas observações de campo, o técnico marca com setas as direções principais do escoamento d'água as quais correspondem às direções dos sulcos de rega, observando que a declividade média fique aquém dos 2%.

b) Cada mudança de direção determina um plano ou seção de rega. A melhor maneira de achar os limites das seções de rega é traçando paralelas às direções dos sulcos. O ponto em que as direções se cruzam marca o limite da seção.

c) No sentido indicado pelas setas, a partir da estaca zero, marca-se uma extensão correspondente ao comprimento do sulco. Os pontos inicial e final da linha representativa do comprimento do sulco, marcam por onde devem passar as regadeiras sucessivas no âmbito da seção.

2.2.4 — Traçado das Regadeiras:

As regadeiras definidas pelo comprimento do sulco, são traçadas seguindo praticamente a curva de nível ou com declividade diminuta, como seja, da ordem de 0,1% (um por mil), em traço contínuo, prolongado, cortando as sinuosidades pronunciadas das curvas do terreno.

Observe-se que as regadeiras são obras não permanentes de distribuição de água aos sulcos e não canais de condução.

2.2.5 — Traçado dos Canais de Distribuição:

Cortando as linhas das regadeiras, em posição inclinada ou perpendicular às mesmas — quando não acompanhando os limites do lote ou da seção de rega ou tabuleiro, posição esta que sempre deve ser preferida — ou então, no espaçamento de 200 a 300 m, traçam-se os canais de distribuição, os quais abastecerão as regadeiras, deixando marcados para isso os pontos de tomada ou de derivação d'água.

Os canais de distribuição serão prolongados, seguindo de preferência os limites do lote, até encontrar o "canal terciário" ou "secundário" da rede do sistema principal de irrigação onde ficará definida a posição da tomada parcelar. Às vezes, esta já ficou definida antecipadamente pelo projetista do projeto de irrigação, no ponto mais alto do lote onde obrigatoriamente o canal de distribuição terá de ser conectado. Dependendo da declividade do terreno e da conveniência da velocidade da água não ir além de 0,40 a 0,50 m/seg. nos canais de distribuição, a sua construção será permanente ou não e quando permanente, os canais serão normalmente revestidos na parte correspondente a declive pronunciado que leve a velocidade acima do limite citado (naturalmente serão estabelecidas quedas de nível para redução da velocidade nos trechos em consideração), e não revestidos nas partes mais planas do terreno onde não há necessidade que sejam permanentes.

O projeto dos canais de distribuição é feito conforme as normas que regem os pequenos canais.

2.2.6 — Esquema da Rega ou Receita de Irrigação:

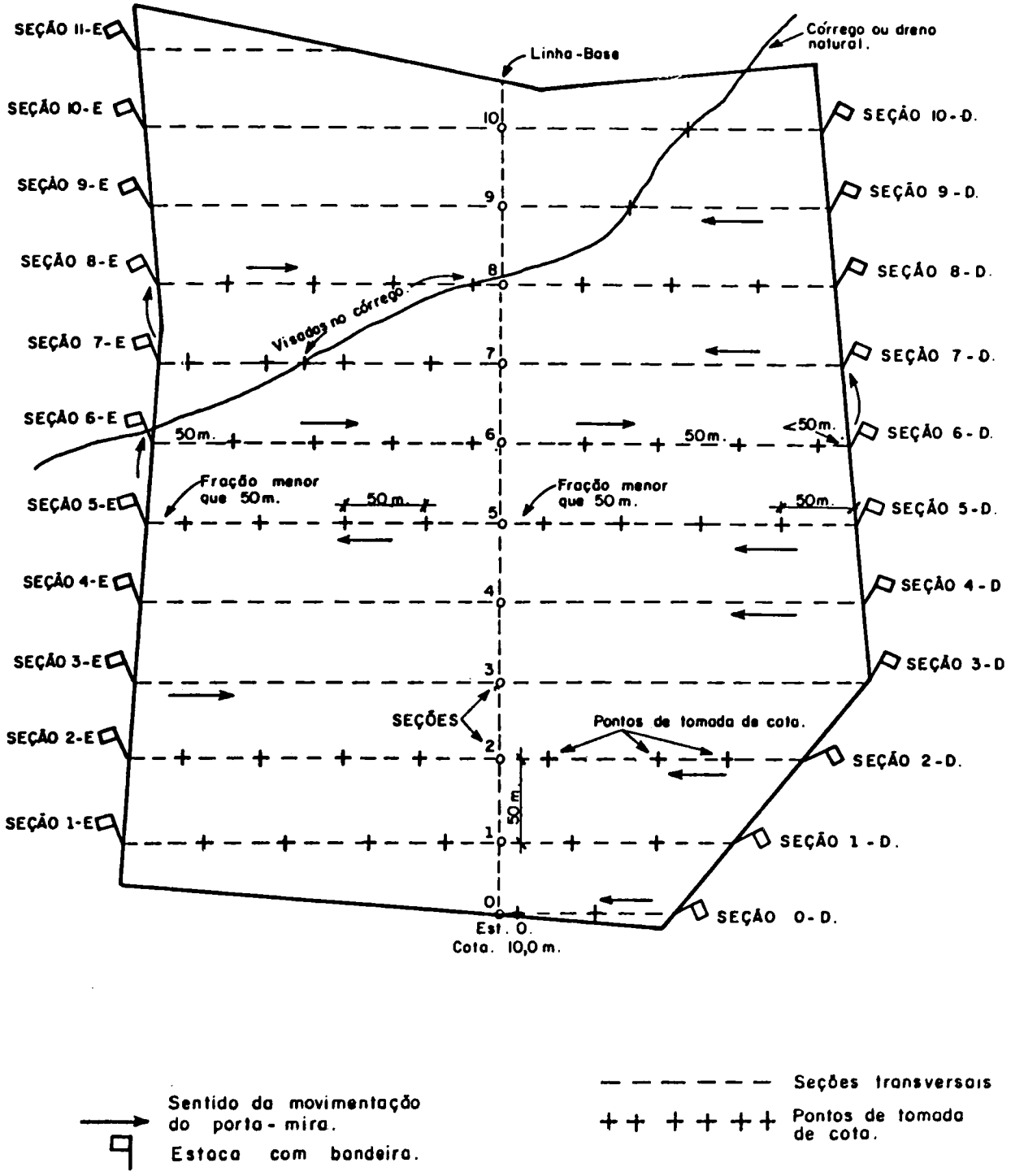


Figura.1 - Ilustração de como proceder para obtenção da planta topográfica do terreno através de um levantamento simples e expedito, suficiente para os propósitos da "sistematização simples."

O mapa topográfico mostrando a direção dos sulcos, das regadeiras e do canal de distribuição, constitui o "esquema de rega" ou projeto de irrigação parcelar. O esquema complementado com as informações sobre a "mão d'água", o número e diâmetro dos sifões, o tempo de rega, as instruções sobre o manejo da água e podendo incluir também as práticas agrícolas relativas às culturas a serem exploradas, corresponde ao que se denomina de "Receita de Rega", que é o documento orientador do agricultor ou do técnico a respeito do sistema de irrigação preconizado para o lote e de como utilizá-lo no objetivo de estabelecer os cultivos e proceder à rega dentro dos padrões técnicos e eficiência recomendáveis.

NOTA: Em anexo, apresenta-se mapa da esquematização da rega pelo procedimento em tela de diversos lotes de um projeto de irrigação no Vale do São Francisco.

2.3 – CONSTRUÇÃO DOS CANAIS DE DISTRIBUIÇÃO PERMANENTES:

Durante a implantação dos sistemas de irrigação, torna-se necessário definir até que ponto a construção deve prosseguir, ou melhor, onde deve parar.

No caso da "Sistematização Simples" de que se está tratando, não é recomendável fazer os sulcos, as regadeiras e os canais de distribuição não permanentes ou temporários, com muita antecipação à aplicação da "primeira rega". No geral, a sua construção coincide com o plantio da cultura.

Conseqüentemente, a construção do sistema principal de irrigação normalmente é interrompida na "tomada parcelar" que sempre deve situar-se no ponto mais alto do lote, ou então, pode prosseguir até os canais de distribuição permanentes principalmente no caso de que venham coincidir com os limites do lote.

A construção dos canais de distribuição deve em geral obedecer às técnicas mais simples de abertura de canais, no entanto, as condições topográficas às vezes impõem a necessidade de executar obras mais complexas e custosas, como terraplenagem, construção de quedas de nível, revestimentos etc., caso em que se torna mais conveniente construí-los para serem permanentes, obedecendo às mesmas especificações técnicas usadas para canais secundários e terciários da rede principal.

As tomadas que ligam os canais de distribuição às regadeiras deverão ser do tipo "tudo ou nada" e as mais simples possíveis.

2.4 – PRIMEIRA IRRIGAÇÃO:

Nesta fase se complementa o sistema executando as obras não permanentes na seqüência de sulcos de rega, regadeiras e canais de distribuição não permanentes, e ultimam-se os preparativos para aplicação da primeira irrigação.

2.4.1 – Abertura de Sulcos:

Para proceder à rega do terreno, o primeiro passo a tomar, com o terreno já devidamente preparado e a esquematização ou receita da rega pronta, é a abertura dos sulcos de rega. No terreno regularizado com a niveladora e usando as estações e as estacas com bandeiras do levantamento topográfico, o técnico deverá marcar as direções dos sulcos deixando colocadas estacas com bandeiras para fácil identificação do local de mudança de direção do sulco.

Com um trator equipado com dois ou três sulcadores, o tratorista inicia a abertura dos sulcos seguindo as direções marcadas e dando aos mesmos o comprimento total ou máximo permitido pela seção de rega.

Uma operação de arrumação ou complementação dos sulcos, denominada "cabeceamento dos sulcos", geralmente faz-se necessária na cabeceira e no final dos mesmos, sendo realizada pelo próprio irrigante, à mão.

2.4.2 – Execução das Regadeiras:

Na planta da esquematização da irrigação está indicada a localização das regadeiras. O técnico, usando nível topográfico, passará a marcar com estacas essas estruturas as quais vão sendo abertas com valetadeira comum montada ou tracionada por trator, ou usando outro implemento disponível que possibilite o mesmo efeito. Há sempre necessidade de um esforço complementar dos bordos das regadeiras o que é conseguido com eficiência e rapidez utilizando o arado-terraceador através de uma passada em cada lado da regadeira.

Concluída a operação mecanizada, o irrigante procederá ao "cabeceamento" dos sulcos, operação que se realiza a enxada, consistindo na ligação de sua parte inicial às regadeiras, o que se torna necessário como complemento do trabalho mecanizado, vindo evitar problemas no fornecimento de água aos sulcos por ocasião da rega. Do trabalho de execução das regadeiras resulta, em cada um dos seus lados, uma valeta que de um lado é mantida para efeito de escoar as águas drenantes provenientes de excesso de rega ou de chuva ocorrida na faixa superior e, do outro lado, que seria o inferior neste caso, a valeta pode vir a ser utilizada como auxiliar da irrigação dos

sulcos, no amortecimento do jato d'água dos sifões antes de escorrer para os sulcos. Para isso cabe um serviço simples de adaptação que se realiza simultaneamente ao cabeceamento dos sulcos.

Nos casos de pendentes mais acentuadas do terreno, considerando o período chuvoso com freqüentes chuvas fortes que se verifica em nossas regiões, essas valetas exercem a função de cordões ou terraços de defesa contra a erosão como os de uso nas práticas conservacionistas. Assim sendo, na própria operação dos tratores, essas valetas são adaptadas para adequado desempenho da sua missão, sendo recomendável que sejam aproximadamente do tipo de base larga para que não constituam problema ao movimento das máquinas agrícolas nas operações que se tornam necessárias durante o desenvolvimento da cultura.

Com relação à condição de ser uma obra permanente ou não, convém que a regadeira de terra seja permanente somente nesses casos apontados de terrenos mais íngremes em que a obra assume também importância no que diz respeito ao problema da defesa do solo contra a erosão, além de atender ao escoamento das águas excedentes da rega na sua função de obra de drenagem parcelar. Nos demais casos, a regadeira não será permanente, mas sim, terá vida efêmera, correspondente somente ao ciclo da cultura para a qual foi executada.

Findo o ciclo cultural, na operação subseqüente de preparo do terreno para novo cultivo, as regadeiras não permanentes serão desmanchadas vindo a ser novamente construídas coincidindo ou não com a posição anterior, para a irrigação da nova cultura. E tudo se repete da mesma maneira como descrito a cada cultura que se iniciar.

2.4.3 – Execução das "Trancas de Terra" e Colocação dos Sifões de Rega na Regadeira:

Uma vez concluído o cabeceamento dos sulcos e posta a valeta de drenagem nas condições adequadas de operação, chega a vez de executar, nas regadeiras, as "trancas de terra" e assentar os sifões para propiciar o início do fornecimento de água aos sulcos, ou seja, dar início à irrigação.

Para isso, a partir da tomada do canal de distribuição para a regadeira, a espaços correspondentes ao número de sulcos que podem ser irrigados simultaneamente pela "mão d'água", sendo que para o primeiro intervalo se recomenda aumentar o espaço de pelo menos cinco sulcos a mais, executam-se as "trancas" (obstrução da regadeira através de ajuntamento de terra), de modo a elevar o nível da água para a posição de sifonamento e distribuem-se os sifões ao longo da regadeira em número e diâmetro suficientes para dar escoamento à vazão da "mão d'água" e a estabelecida para cada sulco.

Fica, assim, tudo preparado para a primeira rega do terreno.

2.4.4 – Construção dos Canais de Distribuição Não Permanentes:

Com os sulcos e regadeiras prontos para funcionamento, o último passo a ser dado é a construção dos canais de distribuição não permanentes. A temporariedade desses canais deve-se a duas razões: primeiro por serem de fácil construção e, segundo, porque não devem interferir com a operação de abertura dos sulcos e regadeiras.

A sua construção é como segue: – Loca-se o canal seguindo a posição dada no mapa da esquematização da irrigação. Em seguida passa-se à sua abertura com os mesmos equipamentos empregados na execução das regadeiras e, complementando, reforçam-se os seus bordos pelo mesmo processo, reforço este que deve ser maior nos trechos em aterro onde o canal fica mais elevado.

Em seguida, faz-se a ligação das regadeiras ao canal distribuidor através de operação semelhante ao cabeceamento dos sulcos. Instalam-se as caixas de tomada, em geral de madeira, necessárias à derivação da água para as regadeiras. Em lugar de caixas podem-se usar simples tampas de madeira como também, "trancas de terra". Os sulcos que forem cortados pelo canal distribuidor, não podendo ser abastecidos pelas regadeiras através do sifonamento direto, serão irrigados derivando a água necessária do início ou de outro ponto mais conveniente da regadeira e daí sendo conduzida aos sulcos, um por vez, pelo irrigante que para isso se utiliza de ferramenta comum (enxada ou pá).

Concluídos os canais de distribuição permanentes e não permanentes, com a sua conexão ao sistema principal, bem como prontas as tomadas d'água, a instalação das "trancas de terra" nas regadeiras etc., o sistema de irrigação do lote ficará pronto para a operação da rega propriamente dita.

2.4.5 – Aplicação da Água de Irrigação ou Execução da Rega:

Deve-se ter em mente que a vazão disponível no canal de distribuição é a correspondente à "mão d'água" estabelecida para o Projeto. Admite-se, para dar início à rega, que todas as tomadas d'água dos canais de distribuição para as regadeiras estejam fechadas. Abre-se, então, a tomada para a primeira regadeira e em seguida, a tomada parcelar, admitindo água no canal de distribuição, no qual fluirá mais rápido passando para a regadeira em que é represada por efeito das "trancas de terra" nela instaladas.

Atingindo a água o nível operacional, o irrigante dá início à irrigação dos sulcos, pondo em funcionamento

os sifões (já postos em posição nas regadeiras conforme descrito no item anterior) através da simples e fácil tarefa da sua escorva.

Estando certo o número de sifões postos em funcionamento, a vazão fornecida aos sulcos igualará automaticamente a de entrada na regadeira ou a "mão d'água", estabelecendo-se equilíbrio no sistema. Caso o nível d'água na regadeira continuar se elevando, o problema é facilmente resolvido instalando-se mais sifões para irrigar mais sulcos até conseguir o equilíbrio. Pelo contrário, se o nível d'água declinar, faz-se o inverso, isto é, tira-se de funcionamento um ou mais sifões, irrigando menos sulcos. Nas regas posteriores não mais existirá este problema porquanto com a primeira rega o número exato de sifões a ser posto em funcionamento ficará determinado.

Durante o tempo de rega dos sulcos, o irrigante deve acompanhar o avanço da água nos mesmos, providenciando para que seja normal ou regular, para isso eliminando torrões e qualquer outra irregularidade do sulco que possa existir obstaculizando o desejável fluxo da água, como também podendo ser causa de transbordamentos que além de provocar desuniformidade da rega do sulco e conseqüentemente do terreno podem ser motivo de erosão pelo rompimento de sulcos sucessivos. É dever do irrigante controlar o avanço da água nos sulcos para que a irrigação resulte uniforme e como tal, o umedecimento do solo.

Entrementes, o próprio irrigante ou um seu ajudante, deverá distribuir o segundo jogo de sifões no trecho seguinte da regadeira, de modo que ao terminar o tempo de irrigação da primeira série, pode-se abrir a "tranca de terra" correspondente, com o que á agua passará a encher o segundo trecho onde os respectivos sifões estarão sendo postos em funcionamento. Procede-se à rega dos sulcos desse segundo trecho da mesma forma como se fez no primeiro. O processo irá se repetindo sucessivamente para os sulcos seguintes até completar a irrigação de todo o lote quando então se fecha a tomada parcelar transferindo-se a água para o lote seguinte, conforme a seqüência determinada pelo turno de rega do Projeto.

NOTA: — Deve-se ter em mente que a operação de "PRIMEIRA IRRIGAÇÃO" já pode servir a uma cultura programada para o lote. Para isso, seguindo-se à execução dos sulcos, procede-se à semeadura ou plantio da cultura fazendo-se inclusive a adubação que seja indicada. A seguir, são executadas as regadeiras, os canais de distribuição não permanentes previstos para a primeira rega que, então, é realizada.

Com isso pode-se dar por encerrada a etapa da irrigação atinente e este procedimento.

Deseja-se com esta metodologia, enfim, reduzir os custos de implantação da irrigação notadamente naquela parte que mais especificamente toca ao agricultor, colono ou irrigante, isto é, as obras e serviços de irrigação do seu lote ou parcela agrícola, e que o oneram diretamente, porquanto é previsto que devem ser ressarcidos ao Governo o qual os financiou. Muito justo, portanto, que tais obras e serviços se resumam ao exclusivamente essencial para que o colono irrigante possa cultivar e irrigar suas terras com propriedade e eficiência. Executa-se o essencial, mostra-se ao colono como é possível cultivar e irrigar com eficiência, levando-o a participar do processo, dando cumprimento às tarefas como é normal se lhe exija na sua qualidade de agricultor. A partir desse mínimo essencial que assegure ao colono irrigar e, assim, produzir, prosperar, fica a seu cargo decidir sobre a introdução de novas obras em aditamento ou aperfeiçoamento das existentes, por razão de evidentes vantagens técnicas e econômicas que possam advir com o passar dos anos. Isto será naturalmente apoiado em orientação técnica, com o conhecimento antecipado das despesas envolvidas que serão por sua conta. Estar-se-á assim contribuindo para evitar, por um lado, a necessidade de paternalismo, e por outro lado, que o colono entre no seu lote com uma dívida a ressarcir de proporções gigantescas em termos de suas naturais posses. Estar-se-á viabilizando a irrigação para assegurar a concretização da meta de desenvolvimento que o Governo quer atingir neste importante setor da agricultura.

O EMPREGO DA AEROFOTOGRAMETRIA E DA FOTOINTERPRETAÇÃO NA DIAGNOSE DE UMA ÁREA IRRIGÁVEL NO BAIXO RIO PARDO – SÃO PAULO

Rubens Jorge Roston *
Sérgio Wilson Eberlein **
Rainério Joel de Jesus Fernandes ***

1. INTRODUÇÃO

O levantamento dos recursos naturais visando a sua utilização e conservação, demanda um conhecimento preciso dos seus componentes. O uso de fotografias aéreas, com este objetivo, constitui um instrumento básico utilizado com intensidade crescente nas diversas ciências que se ocupam desses recursos.

O trabalho de fotointerpretação da área, com vistas à introdução da irrigação, consistiu basicamente na técnica de organização e reconhecimento das aerofotos, estudando-se as características relevantes para o projeto de irrigação.

Posteriormente, alguns dados foram verificados "in loco" contornando-se desta forma qualquer alteração que poderia ter ocorrido desde a data da tomada das fotografias.

O Setor de aerofotogrametria entrosou-se com outros setores do projeto de Irrigação, para a área de Guaira em fase de Viabilidade Técnico-Econômica, trabalhando estreitamente ligada ao setor de solos e contribuindo com dados não só para este, mas, igualmente para outros setores como agricultura e engenharia. Os dados obtidos pelo setor de solos quanto a aspectos físicos e químicos, foram em geral corroborados pelo setor de aerofotogrametria e posteriormente reverificados por levantamentos de campo, o que traduz portanto a precisão do processo de fotointerpretação.

O presente trabalho expõe de forma sucinta as várias etapas cobertas pela equipe de fotointerpretação, objetivando levantar a estrutura da área do projeto, em termos de recursos e outras características necessárias para o planejamento de irrigação.

2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA IRRIGÁVEL POR FOTOINTERPRETAÇÃO

O levantamento da área visou um conjunto de objetivos, estabelecendo-se para tal um roteiro de trabalho que na sua seqüência atendesse da melhor forma às exigências do projeto de irrigação, para caracterizar de modo mais preciso a área do projeto.

Inicialmente, procedeu-se ao reconhecimento de uma área de 18.000 hectares, enfocando-se aspectos tais como: recursos humanos, meios de acesso e uma tomada de conhecimento geral da exploração agrícola. Além disso as fotografias aéreas do ano 1972, bem como a restituição aerofotogramétrica apresentando curvas de nível distanciadas de 2,5 metros, permitiram uma seqüência de levantamentos descritos a seguir.

2.1 – Considerações Gerais

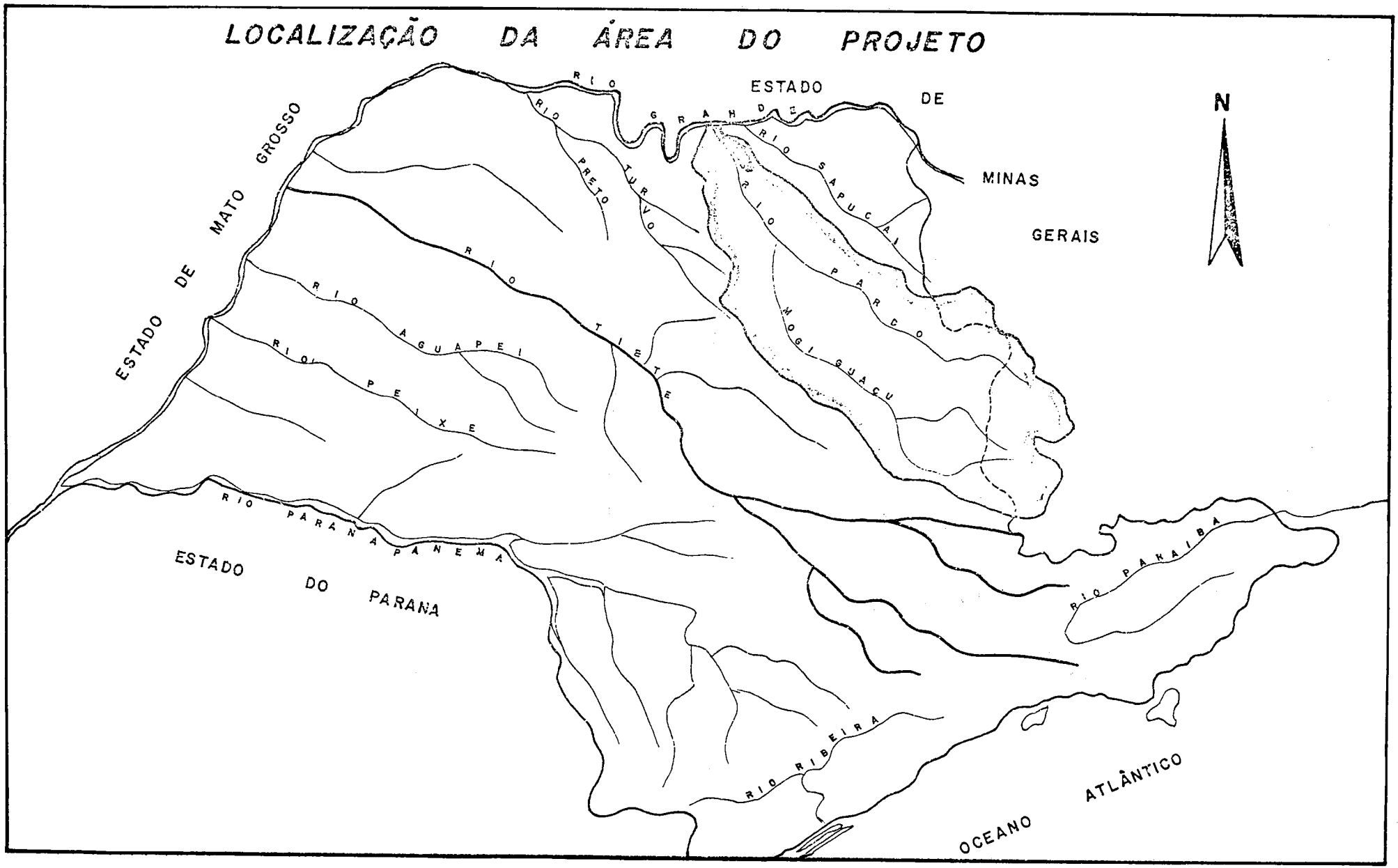
Para a introdução da irrigação na área, a fotointerpretação incidiu sobre aspectos importantes, que no todo daria uma primeira idéia da viabilidade do projeto.

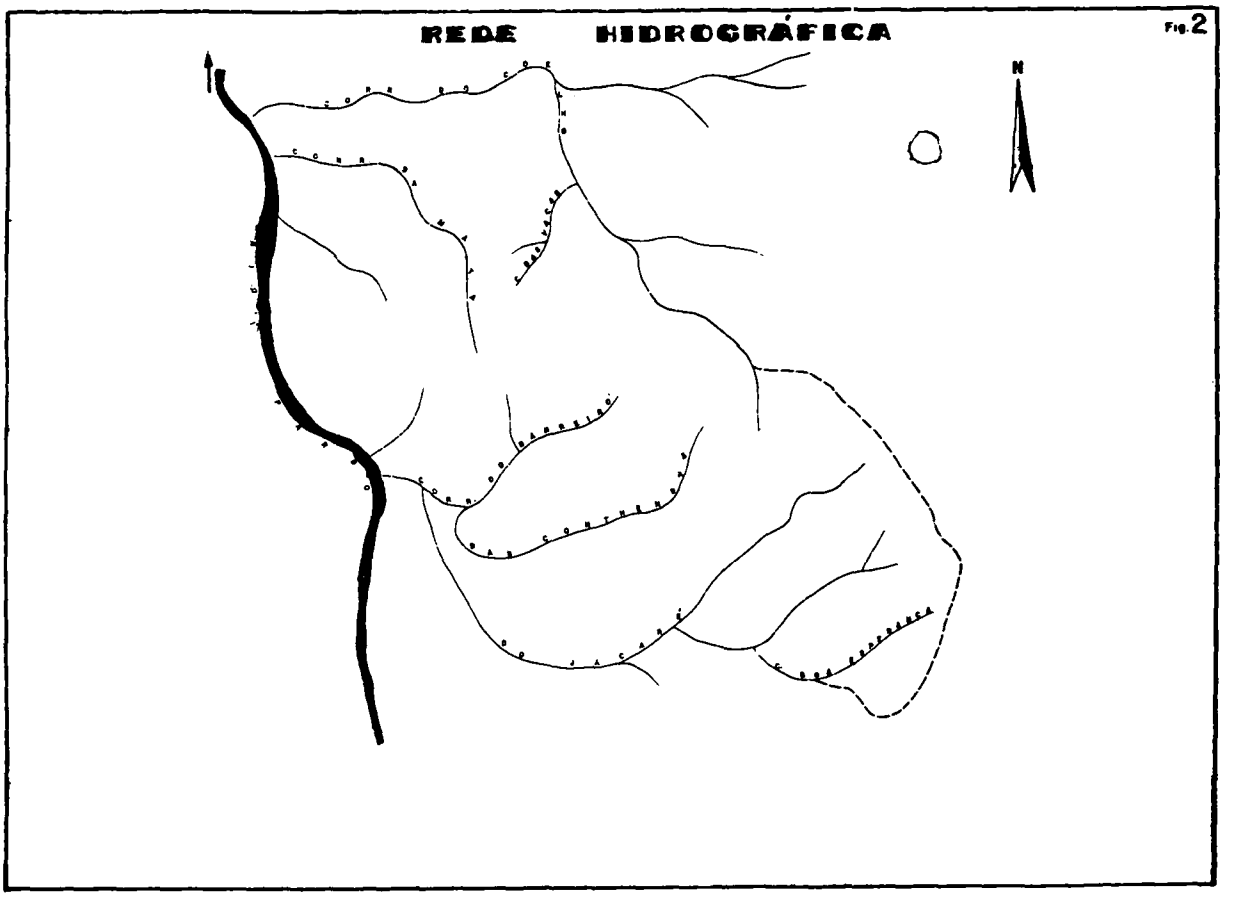
Assim, os itens abordados de início foram a vocação cultural, classificação do solo para fins de irrigação, determinação preliminar do método de irrigação mais adequado para a área e dimensionamento da rede de irrigação e drenagem.

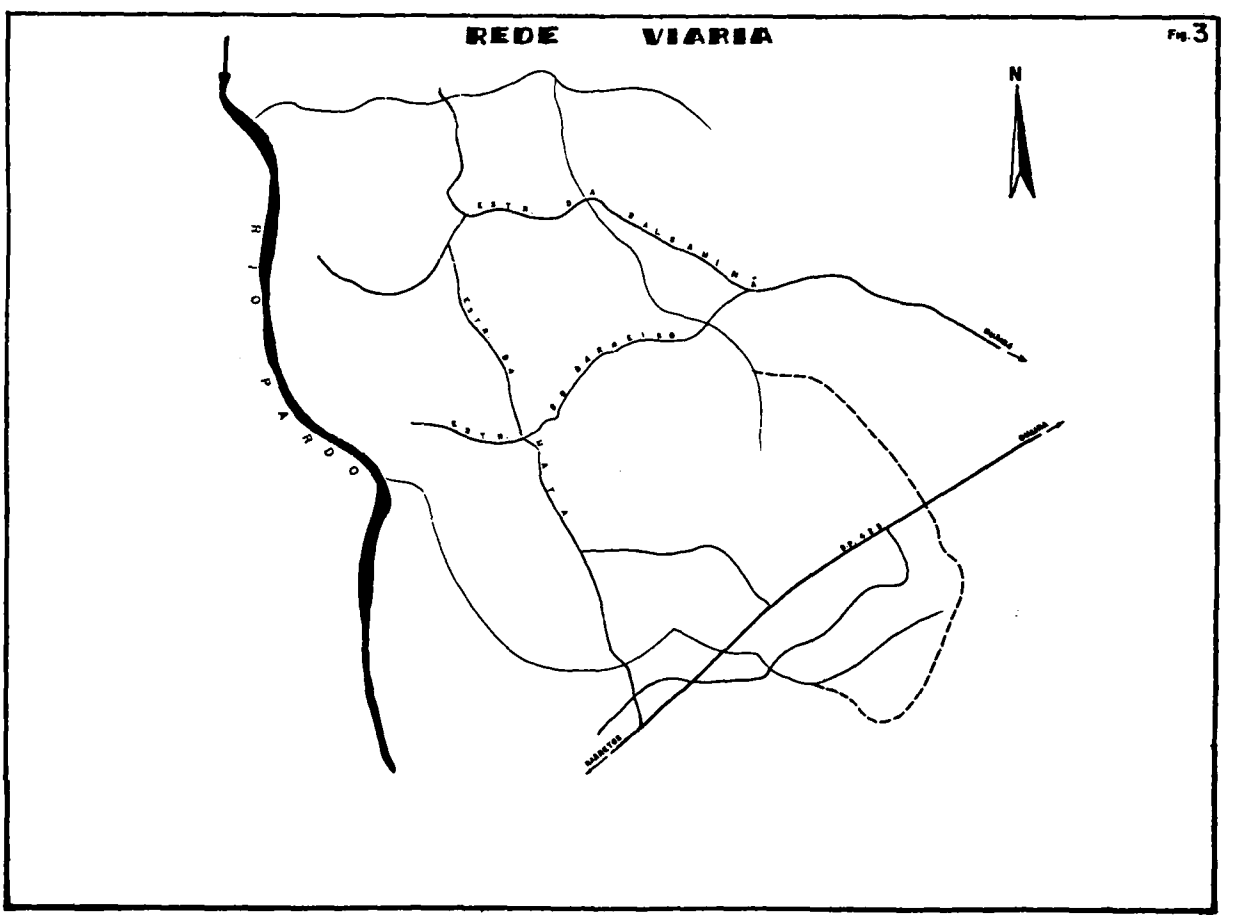
Em relação à vocação cultural, a análise da capacidade de uso de solo e o estudo do mercado, permitiram estabelecer o padrão de cultivo preliminar e portanto avaliar os benefícios diretos que poderão ser obtidos; por outro lado, o estudo de culturas alternativas na medida em que torna flexível o esquema de distribuição de áreas de cultivo, pode minimizar o problema das oscilações de mercado pelo uso adequado do solo.

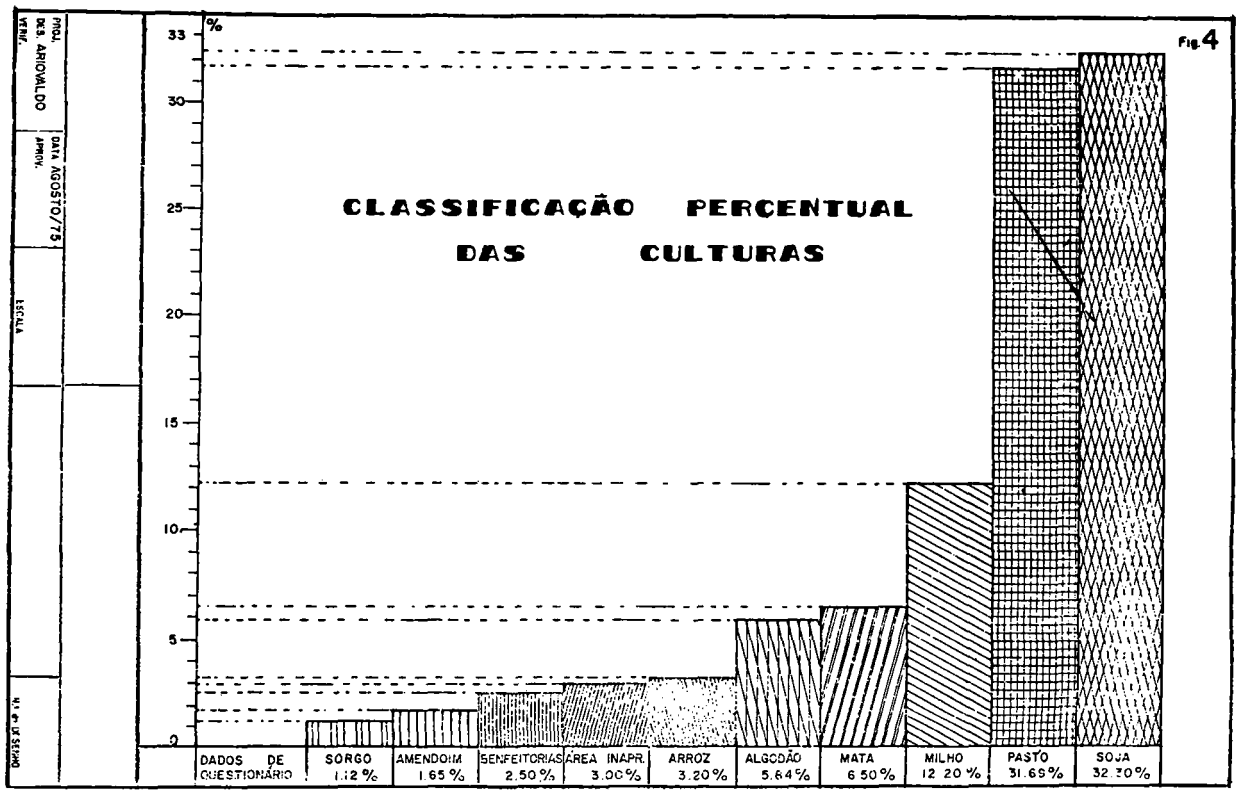
Quanto a classificação do solo para irrigação, os fatores inerentes, a cada tipo de solo podem influir decisivamente no uso consuntivo das culturas programadas, no revestimento de canais, demanda de água etc e portanto na viabilidade técnico-econômica do projeto.

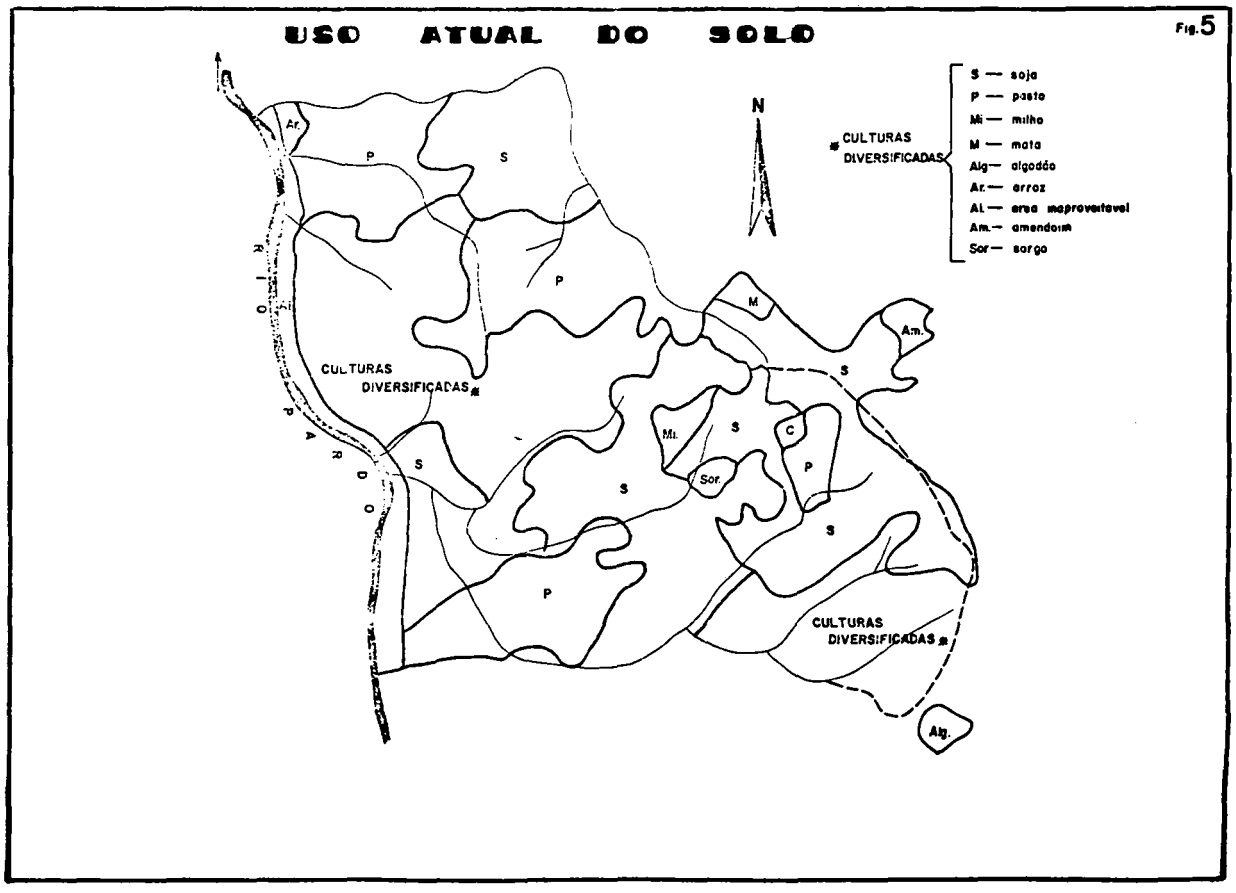
* Engenheiro Agrônomo – Divisão Vale do Paraíba – DAEE
** Engenheiro Agrônomo – Divisão de Planejamento e Recursos Hídricos – DAEE
*** Engenheiro Agrônomo – Divisão de Planejamento e Recursos Hídricos – DAEE


LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DO PROJETO
ESTADO DE MATO GROSSO
ESTADO DE MINAS GERAIS
ESTADO DO PARANA
OCEANO ATLÂNTICO
N
RIO GRANDE
RIO PRETO
RIO TURVO
RIO SAPUCAI
RIO TIETE
RIO PARDO
MOGI GUAÇU
RIO AGUAPEI
RIO PEIXE
RIO PARANAPANEMA
RIO PARAIBA
RIO RIBEIRA


REDE HIDROGRÁFICA
Fig.2
N


REDE VIARIA
Fig.3
N
PARDO


Fig.4
%
33
30
25
20
15
10
5
0
CLASSIFICAÇÃO PERCENTUAL
DAS CULTURAS
DADOS DE QUESTIONÁRIO
SORGO 1.12 %
AMENDOIM 1.65 %
SENFEITORIAS 2.50 %
ÁREA INAPR. 3.00 %
ARROZ 3.20 %
ALGODÃO 5.64 %
MATA 6.50 %
MILHO 12.20 %
PASTO 31.65 %
SOJA 32.30 %


Fig.5
USO ATUAL DO SOLO
N
CULTURAS DIVERSIFICADAS
S — soja
P — pasto
Mi — milho
M — mata
Alg — algodão
Ar. — arroz
Al. — área inaproveitável
Am. — amendoim
Sor — sorgo
CULTURAS DIVERSIFICADAS #
CULTURAS DIVERSIFICADAS #
Ar.
P
S
P
M
Am.
S
Mi.
S
C
P
Sor.
S
S
S
P
Alg.

Pela análise da rede viária existente, concluimos que a mesma apresenta certa adequação em termos de escoamento de produtos agropecuários das áreas produtoras.

As rodovias simples e pavimentadas constam também da figura 3.

2.5. – TIPO DE EXPLORAÇÃO AGRÍCOLA

Na área a exploração agrícola é caracterizada pelo cultivo concentrado na estação chuvosa, sendo a soja a cultura principal. Algumas áreas são ocupadas por pastagem natural, porém estas, de acordo com levantamento de campo, inserem-se por 2 a 3 anos no sistema de rotação com a soja.

O Quadro 1 permite visualizar as diferentes formas de ocupação do solo.

QUADRO 1 – USO ATUAL DO SOLO

ESPECIFICAÇÃO	PORCENTAGEM
Soja	32,30
Pastagens	31,69
Milho	12,20
Mata	6,50
Algodão	5,84
Arroz	3,20
Amendoim	1,65
Sorgo	1,12
Benfeitorias	2,50
Inaproveitada	3,00

O estudo comparativo da área permitiu discernir uma tendência evolutiva das explorações agrícolas, em favor da soja e em detrimento das pastagens, matas e algodão. De fato estas áreas foram sensivelmente reduzidas nos últimos anos, o que foi confirmado pelo levantamento de campo entrando o preço dos produtos agrícolas como fator principal no padrão de cultivo.

Deve-se atentar para o fato de que a utilização agrícola das terras está também estreitamente ligada a determinadas condições como fertilidade do solo, relevo e relativa proximidade de rodovias.

As aerofotos revelaram que a adoção de práticas conservacionistas em relação à época da tomada das fotos, era de certa maneira deficiente para a área como um todo. O depauperamento do solo é uma consequência natural, tendo em mente os efeitos prejudiciais de fatores como intensidade de chuva influenciando formas de erosão nos locais de relevo ondulado.

Entretanto, o levantamento de campo demonstrou que atualmente a maioria dos agricultores já adotam curvas de nível, cultivo em faixas etc. sendo estas aliás recomendações da Secretaria de Agricultura do Estado de São Paulo.

As figuras 4 e 5 mostram também o padrão de cultivo adotado nas propriedades da área, bem como a área ocupada pelas culturas.

2.6 – CLASSES DE DECLIVE DO SOLO

A determinação do declive do solo na área é de primordial importância para definir as classes de capacidade de uso do solo, classes de terra para fins de irrigação, bem como o método de irrigação mais adequado para a área. Foi possível chegar ao seguinte resultado:

QUADRO II – CLASSES DE DECLIVE

GRUPOS DE SOLOS	PORCENTAGEM	
	DECLIVE	ÁREA
A	< 2	62,93
B	2 a 4	21,43
C	4 a 8	13,30
D	> 8	2,34

CLASSES DE CAPACIDADE DE USO DO SOLO.

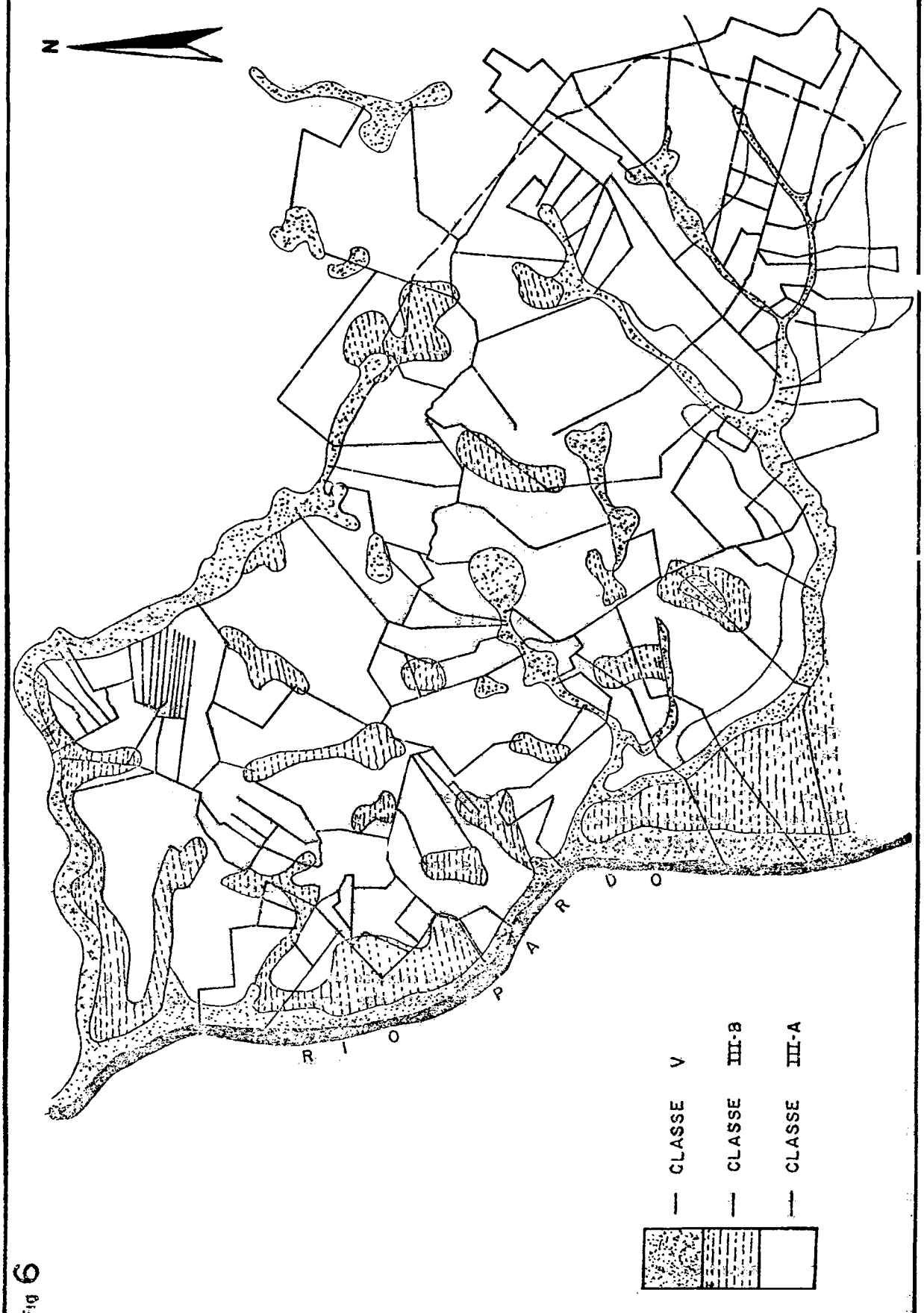


Fig 6

O método de irrigação a ser empregado depende em grande parte das características textural e estrutural do solo, da capacidade de uso e da sua vocação cultural, de forma a que o uso de água não o prejudique em termos de encharcamento, lixiviação e formas de erosão etc.

Os dados de necessidades de água para as diferentes culturas, condições do solo, topografia, entre outros fatores, foram manipulados de maneira a se chegar ao dimensionamento da rede de irrigação e drenagem em termos da sua adequação para as operações de campo e em relação a sua economicidade.

A título de ilustração é interessante assinalar alguns detalhes referentes a execução do trabalho de fotointerpretação da área. A equipe que participou diretamente das atividades, tanto de escritório como de levantamento de campo é constituida de três engenheiros agrônomos, 3 fotogrametristas e 1 desenhista. O tempo de execução para a fotointerpretação foi de aproximadamente 6 meses.

O custo aproximado da restituição aerofotogramétrica, efetuada pela companhia especializada, com curvas de nível espaçadas de 2,5 metros foi de Cr$ 1.000,00/km^2 aproximadamente. As aerofotos custaram cerca de Cr$ 25,00 cada.

As aerofotos bem como o fotoíndice foram obtidos da referida companhia sob contrato.

Era patente a facilidade de reconhecimento das aerofotos, por parte dos agricultores, que foram contactados sempre que surgiu alguma dúvida a respeito de algum detalhe como alteração de divisas de propriedades. Isto confirma a relativa facilidade e eficiência com que o planejamento pode ser realizado tendo por base as aerofotos.

O equipamento e material de estudo com que a equipe trabalhou constou de três estereoscópios de espelho ST-4 tipo Wild, seis estereoscópios de bolso, um estereoscópio com réguas paralaxie para medição de pendentes e um planímetro Kent. 58 aerofotos de 1971/72 referentes ao vôo para o IBC, bem como as do vôo USAF de 1960 na escala de 1:60.000. Contou-se também com cartas aerofotogramétricas na escala de . . . . . 1:50.000, além da restituição aerofotogramétrica na escala de 1:5.000, incluindo o mosaico da área de 1962, IAC.

2.2 – Localização e Limites da Área

A área em estudo está situada no Estado de São Paulo, município de Guaira, na Bacia do Rio Pardo, compreendida entre os paralelos 48°31'30" – 48°17'39" oeste de Greenwich e 20°14'37" – 20°25'22" de latitude sul, sendo limitada a oeste pelo Rio Pardo.

A figura 1 ilustra a localização da área no Estado de São Paulo.

2.3 – Padrão de Drenagem Natural

Pela análise das aerofotos da área conseguiu-se chegar ao padrão de drenagem natural e obter informações específicas sobre a forma, comprimento e aspecto dos drenos. Estes dados possibilitaram a priori a classificação da textura do solo, bem como detectar a ocorrência de grandes grupos de solo, que posteriormente foram delimitados "in loco".

Assim, pode-se afirmar pelo estudo das aerofotos que, na região a drenagem natural é do tipo paralelo, tendendo, em alguns casos para retangular e radial. Deve-se frisar que a variabilidade no padrão de drenagem natural está sujeita a determinados fatores como por exemplo clima, porosidade do solo, topografia, textura e estrutura do solo etc. Pode-se notar pelas aerofotos que a área em estudo é drenada pelo Rio Pardo convergindo para estes, pequenos drenos naturais. Verificou-se, também, a presença de pequenos cursos de água entre os quais: Coelho, Balsamina, Jacaré e Boa Esperança, sendo os que mais se destacam em função de drenagem natural (Figura 2).

2.4 – COMUNICAÇÕES VIÁRIAS

A importância deste item relaciona-se principalmente ao transporte de matéria-prima do local de produção para indústrias de processamento, armazéns, mercado interno ou externo.

As aerofotos mostram que a região é servida por uma rede rodoviária adequada ao escoamento dos produtos agropecuários, dando condições para o desenvolvimento urbano e industrial. Também foram analisados outros pormenores como pavimentação de estradas, já que influem decisivamente no fomento da agropecuária local dada a facilidade e redução de tempo no transporte dos produtos e materiais envolvidos na produção agropecuária.

Especificamente para o presente caso, foi possível observar que as estradas municipais não pavimentadas cruzam a área numa extensão de aproximadamente 40 km, as estradas particulares não pavimentadas em cerca de 30 km e a estrada estadual pavimentada (SP-425), ligando Guaira ao próximo centro urbano mais importante, Barretos, com uma extensão de 6 km aproximadamente. Além disso, verificou-se a ausência de rodovias federais, estradas municipais pavimentadas e estradas estaduais não pavimentadas. As estradas vicinais foram também analisadas como se pode observar na figura 3.

O grupo A ocorre com maior frequência nos terrenos de várzeas e no topo das ondulações. O grupo B e C é observado principalmente nas encostas de elevações e é o que oferece melhor condição de drenagem natural. O grupo D é mais restrito em relação aos demais, situando-se nas áreas próximas ao Rio Pardo e nos barrancos dos drenos naturais.

A condição de declive aliada a outras como permeabilidade, lixiviação etc. praticamente definem e limitam em conjunto os métodos de irrigação para a área visada.

2.7 – ESTUDO PRELIMINAR DE GRANDES GRUPOS DE SOLOS

Dada a complexidade do assunto no tocante a limites das unidades de solo, muitas vezes ocorrendo manchas de um tipo de solo inseridas em outro diferente, utilizou-se a fotointerpretação como técnica auxiliar para os levantamentos de campo.

Portanto, considerou-se o trabalho fotointerpretativo mais como um estudo auxiliar para a escolha preliminar do método de irrigação a ser aplicado, bem como complementar para o setor de solos, com o objetivo de mapear os referidos grandes grupos. Foi possível constatar na área os seguintes grandes grupos:

Latossolo roxo
Latossolo Vermelho-escuro orto
Terra roxa estruturada

A análise das aerofotos mostra que na área a característica textural é pseudo-arenosa e em certos locais a lixiv ação é intensa.

Neste caso, o trabalho não se aprofundou visto que os dados foram suficientes para o objetivo visado de acor lo com o exposto acima e, assim sendo, não houve a preocupação de se comprovar no local as ocorrências desses grupos limitando-se o estudo a uma análise superficial.

As áreas potenciais para irrigação, em relação aos grandes grupos de solo, foram planimetradas.

2.8 – CLASSES DE CAPACIDADE DE USO DO SOLO

A estereoscopia das aerofotos permitiu distinguir um conjunto de elementos que possibilitou avaliar a capacidade de uso do solo, identificando-se as classes de II a VI. Os elementos que entraram nesta avaliação foram: classes de declive, formas de erosão, textura, estrutura, drenagem natural e tipos de vegetação existentes; estes elementos foram complementados com outros levantados no local.

De forma geral, foram consideradas a classe III (ver figura 6) incluindo duas subdivisões e a classe V que foram mapeadas. Em vista das áreas das classes II, IV e VI serem relativamente reduzidas, optou-se pela inclusão das mesmas nas outras classes.

Na classe III subdivisão (a), somente foram consideradas as terras cultiváveis, cujos declives estão na faixa de 0 a 8%. São portanto terras de topografia plana a ondulada de fertilidade média, com problemas de conservação do solo. A produção das culturas sugeridas para a área do projeto nestas condições, pode ser considerada de média a alta. A subdivisão (b) da mesma classe abrangeu as terras cultiváveis cujos declives se incluem entre os limites de 8 a 18%. Obviamente, estas terras possuem uma topografia mais acidentada do que as da subdivisão anterior, porém, com os mesmos problemas de fertilidade e de conservação do solo. Principalmente devido a estes fatores, a produção das culturas selecionadas para a área é sensivelmente menor.

As terras inseridas na classe V apresentam-se sujeitas a inundações, sendo a drenagem um dos problemas a ser levado em conta. Os solos são de topografia plana caracterizadas como de várzea, sendo que a circulação da água é dificultada principalmente pela insuficiência de desnível necessário.

Embora os critérios utilizados para definir as classes de capacidade de uso do solo não sejam especificamente os usados para fins de irrigação, foram adaptados para se chegar ao planejamento da rede de irrigação.

2.9 – LEVANTAMENTO DAS DIVISAS DE PROPRIEDADES

Admitindo-se que a planificação do sistema de irrigação no tocante à rede de canais de irrigação e drenagem, constitui um tópico importante para a implementação do projeto, não poderia este assunto ser descurado no presente trabalho.

Desta forma, alguns elementos concernentes a este item foram levantados, servindo também como subsídio para o setor de engenharia. Por conseguinte, foram estudados detalhadamente os aspectos referentes a localização tamanho, divisas e condições gerais das propriedades da área. O levantamento de campo dirimiu dúvidas surgidas na fotointerpretação em relação à data da tomada das aerofotos possibilitando assim, o mapeamento da área em

Fig. 7

CLASSIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES POR TAMANHO

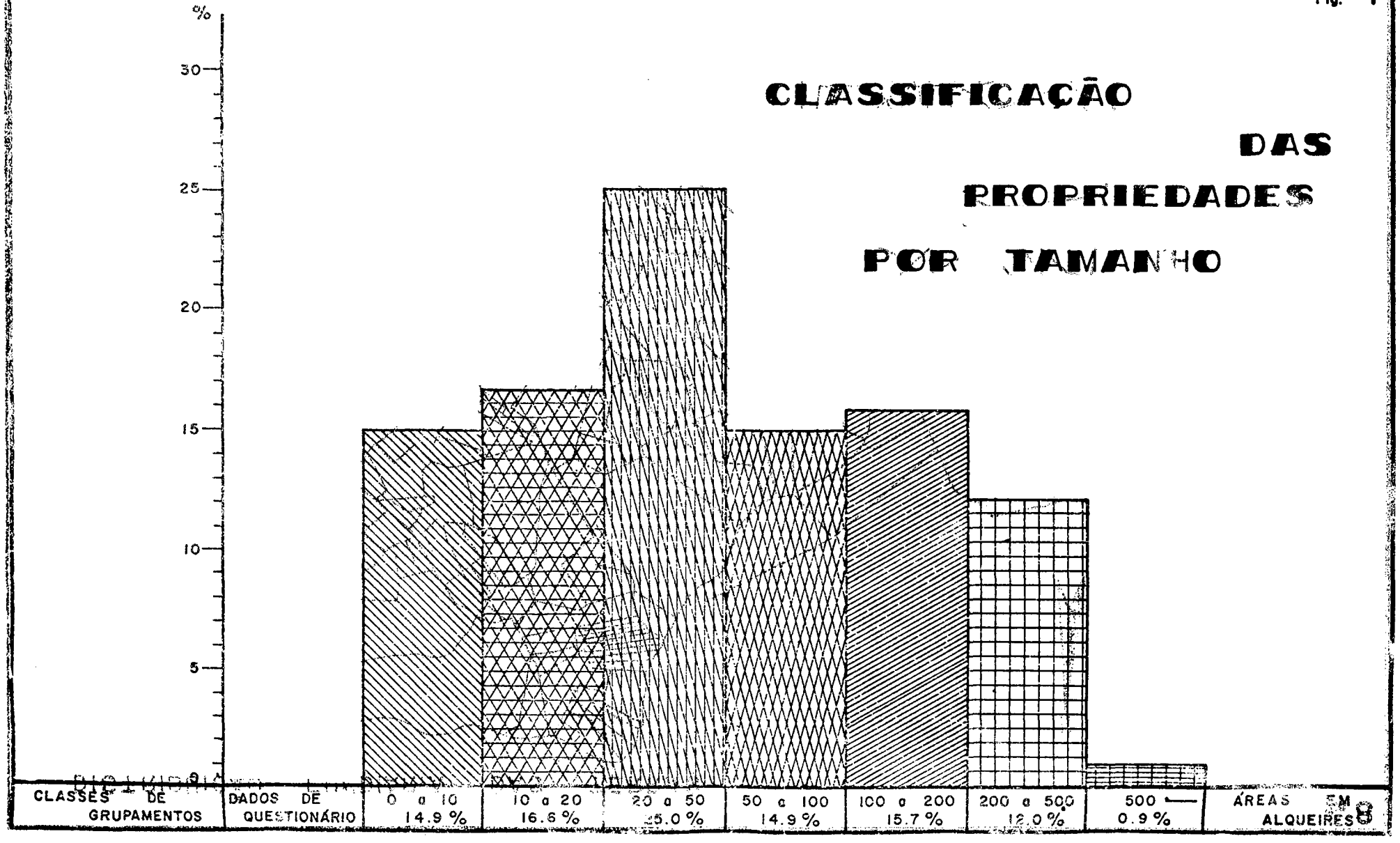
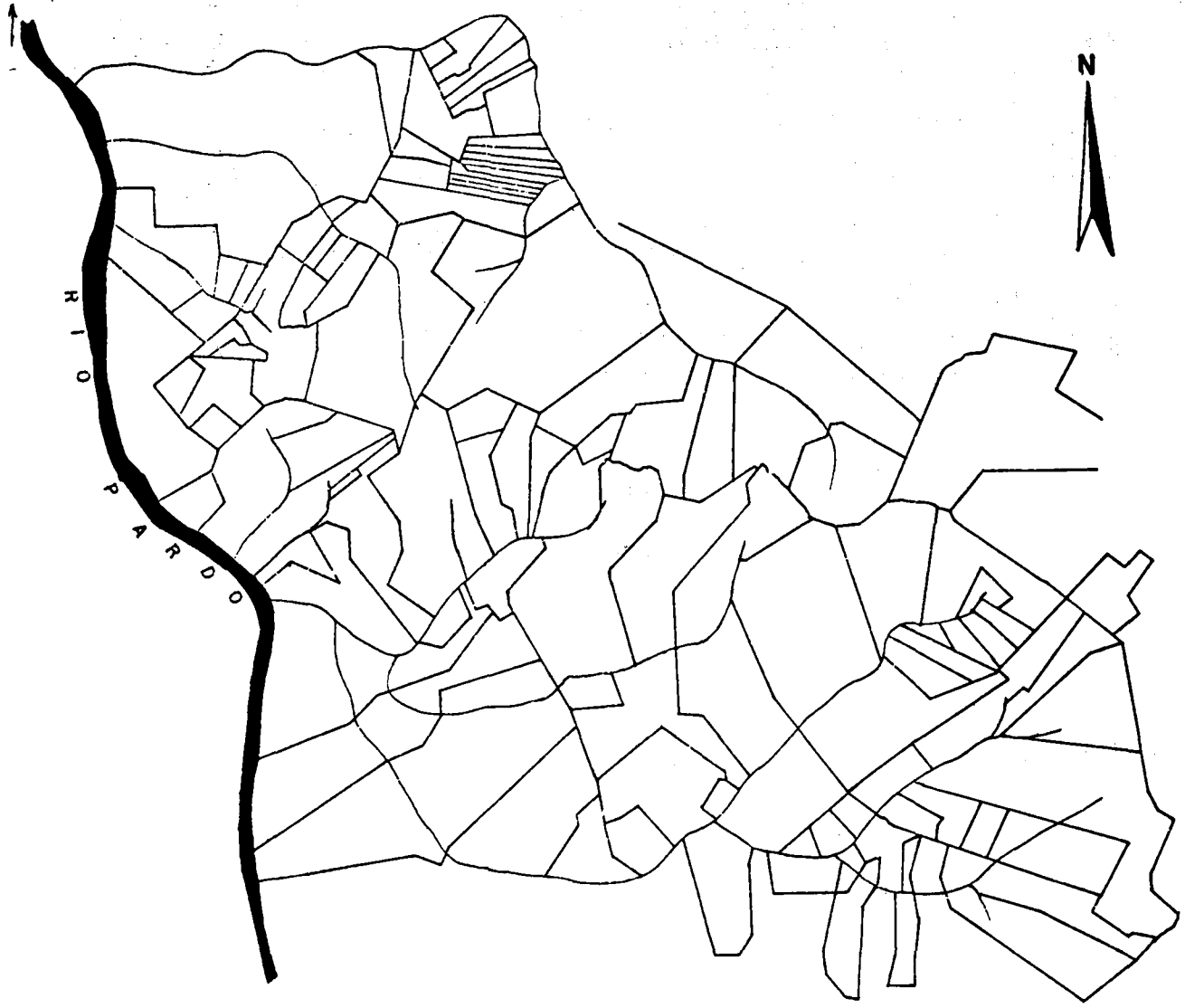
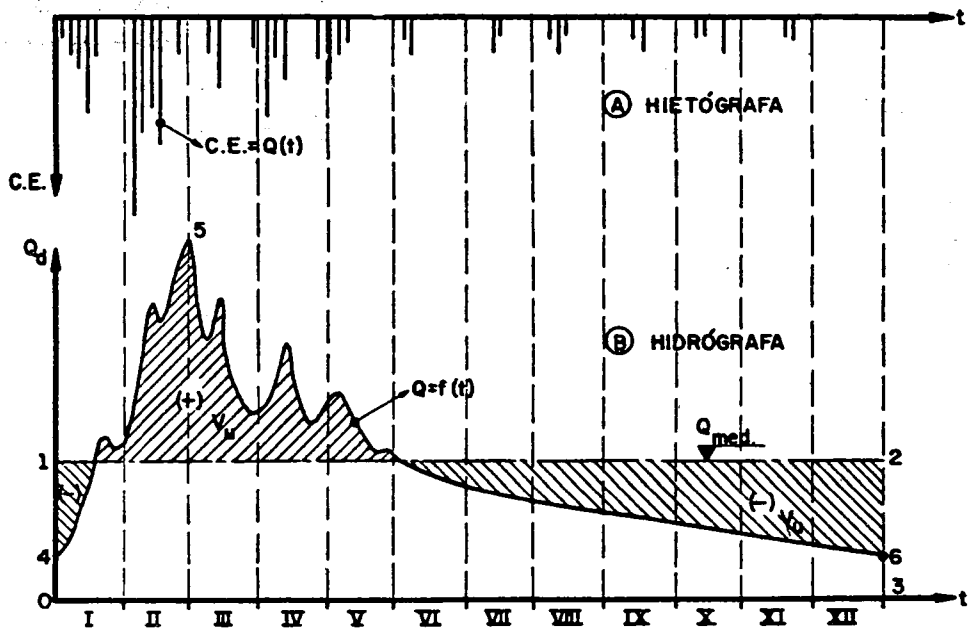
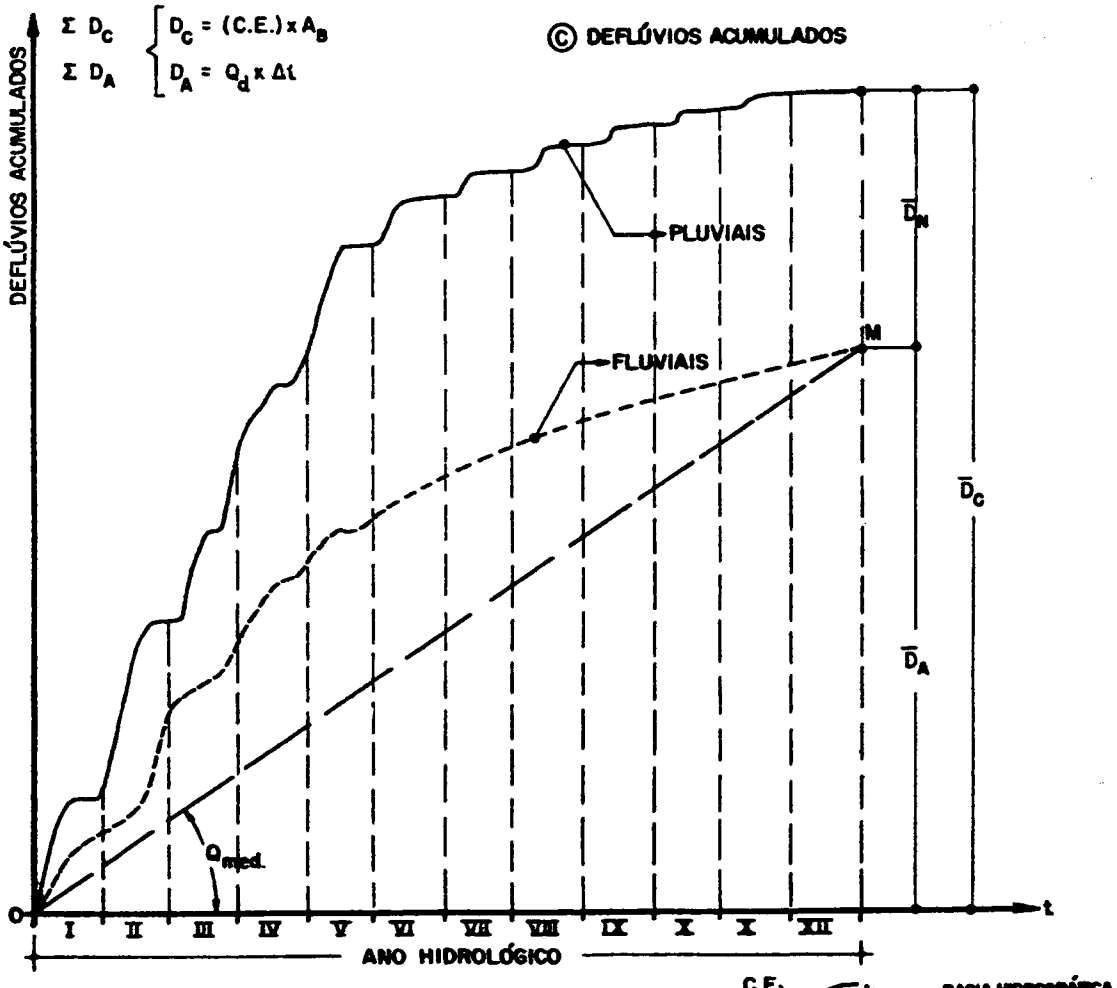


Fig. 8

DISTRIBUIÇÃO FUNDIARIA DAS TERRAS





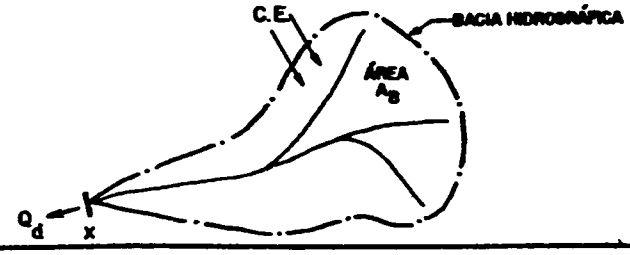


a—EQUAÇÃO DE CONTINUIDADE APROXIMADA

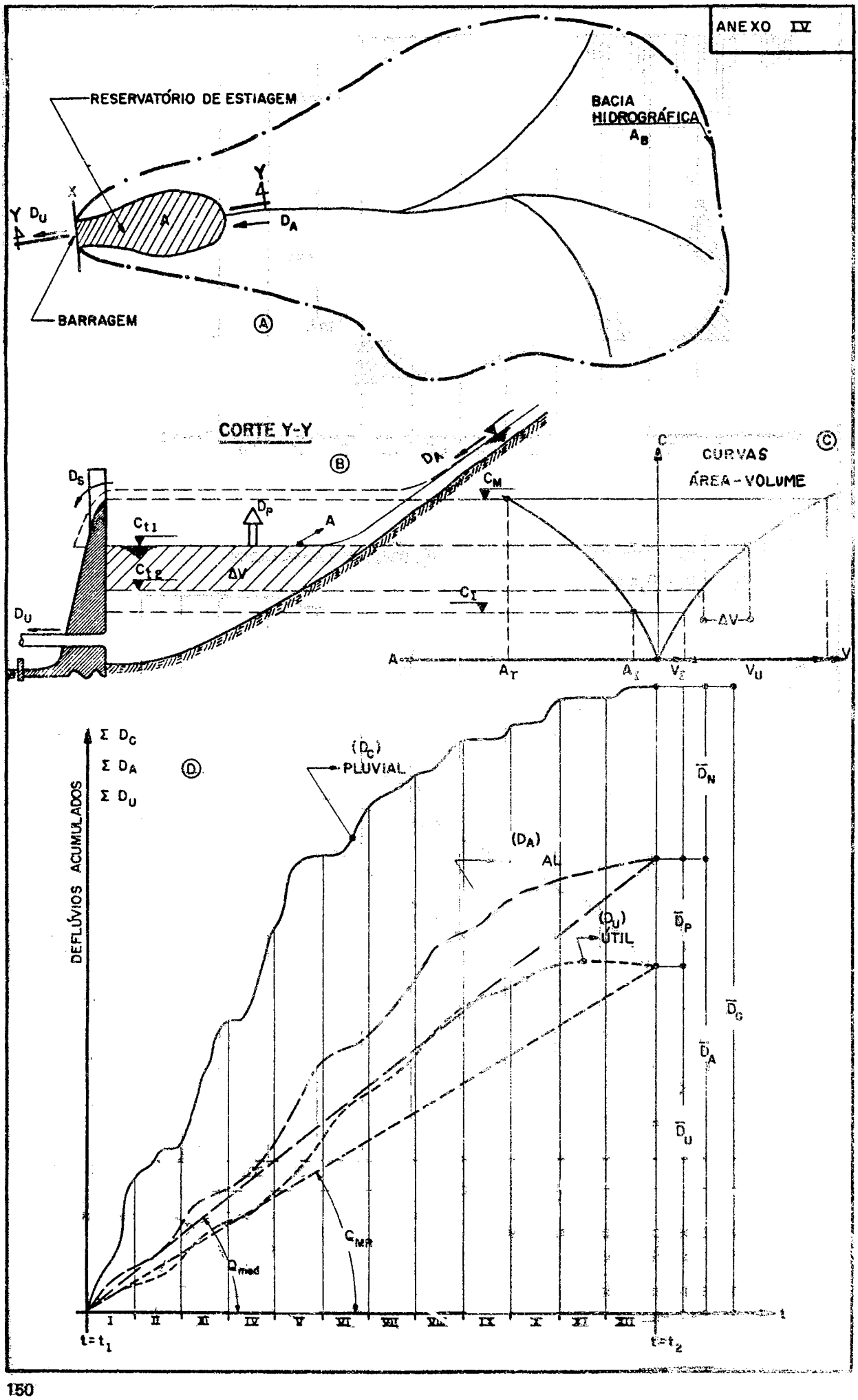
$$\overline{D}_A = \overline{D}_C - \overline{D}_N$$

b—RENDIMENTO HIDROLÓGICO

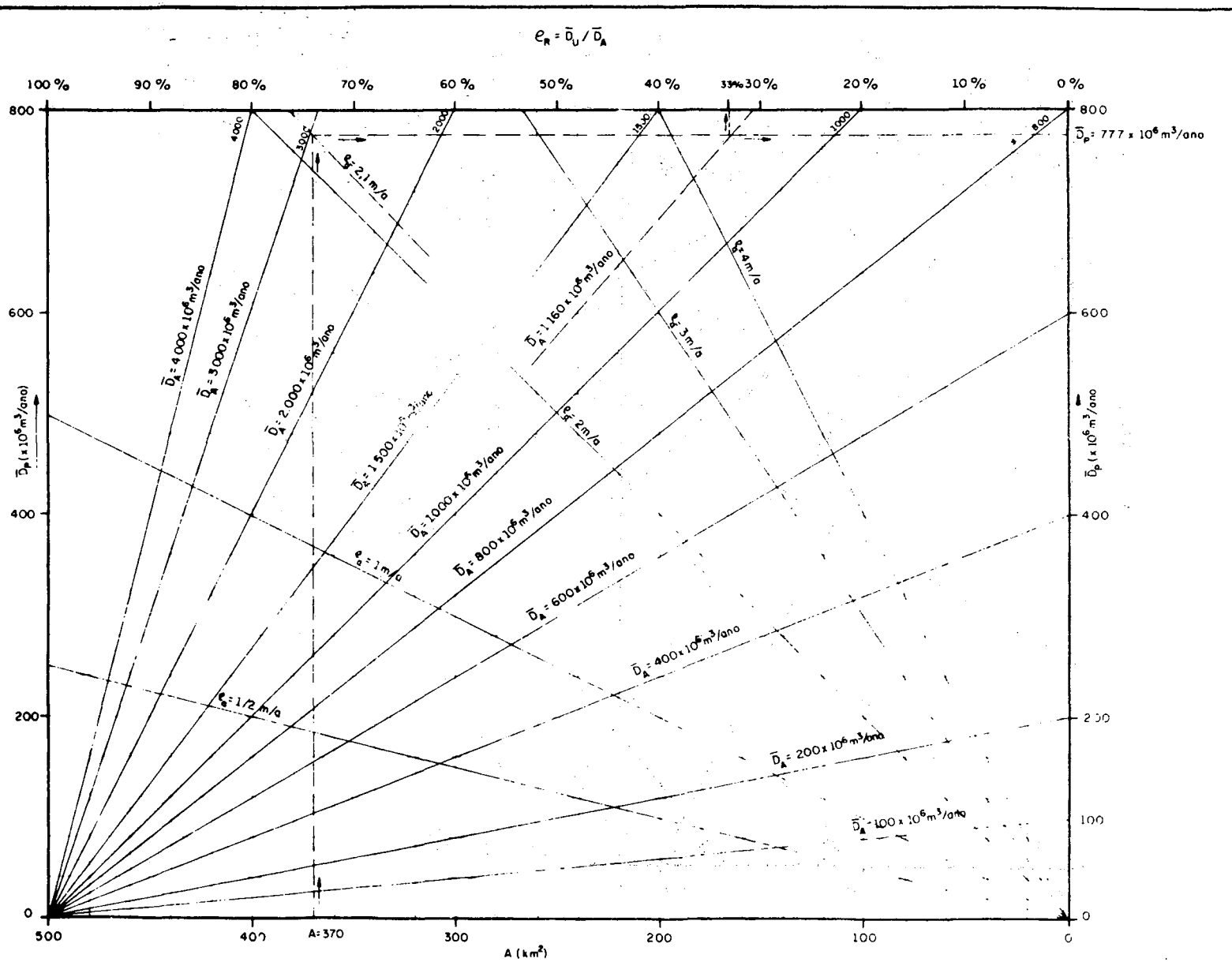
$$P_B = \frac{\overline{D}_N}{\overline{D}_A}$$



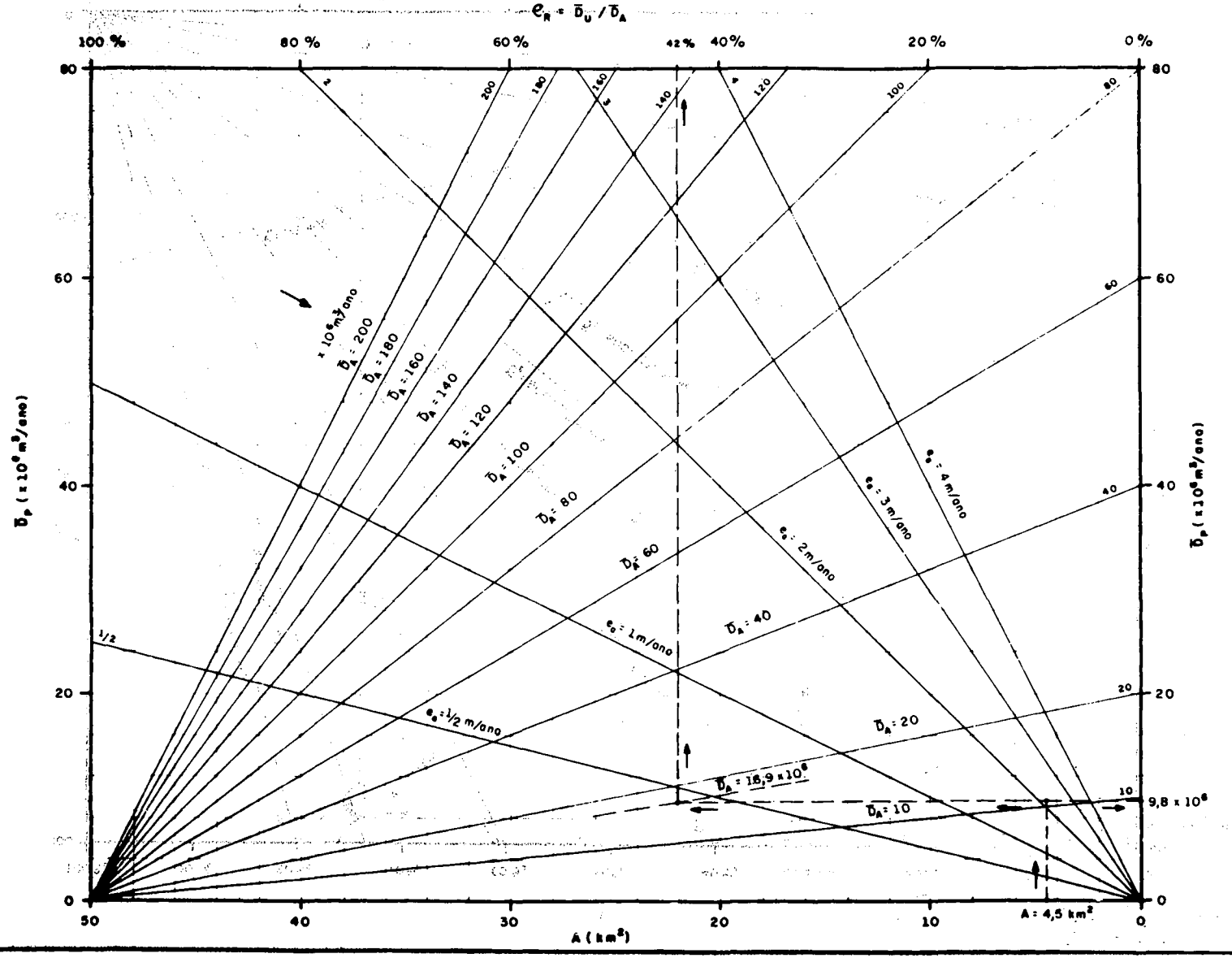
ANEXO IV


RESERVATÓRIO DE ESTIAGEM
BACIA HIDROGRÁFICA
A_B
X
Y
Y
D_U
D_A
BARRAGEM
A
CORTE Y-Y
B
D_P
D_S
C_{t1}
C_{t2}
C_M
C_I
D_U
ΔV
C
CURVAS ÁREA - VOLUME
C
ΔV
A
A_T
A_I
V_I
V_U
V
Σ D_C
Σ D_A
Σ D_U
D
(D_C) PLUVIAL
(D_A) AL
(D_U) ÚTIL
$\overline{D}_N$
$\overline{D}_P$
$\overline{D}_C$
$\overline{D}_A$
$\overline{D}_U$
DEFLÚVIOS ACUMULADOS
C_{MR}
$Q_{méd}$
I II III IV V VI VII VIII IX X XI XII
t
$t=t_1$
$t=t_2$

ANEXO V


$e_R = \bar{D}_U / \bar{D}_A$
100 %
90 %
80 %
70 %
60 %
50 %
40 %
33⅓ %
30 %
20 %
10 %
0 %
800
600
400
200
0
$\bar{D}_p$ (x 10^6 m³/ano)
$\bar{D}_p$ = 777 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 4.000 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 3.000 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 2.000 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 1.500 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 1.160 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 1000 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 800 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 600 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 400 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 200 x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 100 x 10^6 m³/ano
e_R = 2,1 m/a
e_R = 4 m/a
e_R = 3 m/a
e_R = 2 m/a
e_R = 1 m/a
e_R = 1/2 m/a
4000
3000
2000
1500
1160
1000
800
600
400
200
100
A = 370
500
400
300
200
100
0
A (km²)

ANEXO Vo


$e_R = \bar{D}_U / \bar{D}_A$
100 %
80 %
60 %
42 %
40 %
20 %
0 %
$\bar{D}_p$ (x 10^6 m³/ano)
x 10^6 m³/ano
$\bar{D}_A$ = 200
$\bar{D}_A$ = 180
$\bar{D}_A$ = 160
$\bar{D}_A$ = 140
$\bar{D}_A$ = 120
$\bar{D}_A$ = 100
$\bar{D}_A$ = 80
$\bar{D}_A$ = 60
$\bar{D}_A$ = 40
$\bar{D}_A$ = 20
$\bar{D}_A$ = 18,9 x 10^6
$\bar{D}_A$ = 10
e_o = 4 m/ano
e_o = 3 m/ano
e_o = 2 m/ano
e_o = 1 m/ano
e_o = ½ m/ano
1/2
9,8 x 10^6
A = 4,5 km²
A (km²)
0
10
20
30
40
50
60
80
100
120
140
160
180
200

escala adequada com todas as propriedades, áreas das diferentes culturas e vias de acesso demarcadas com toda a precisão e ao mesmo tempo atualizadas.

Os dados referentes a tamanho de propriedades (figura 7) recursos físicos e humanos foram utilizados no estudo de viabilidade técnica do projeto de irrigação.

As informações referentes às 107 propriedades levantadas constam no Quadro II.

QUADRO II – NÚMERO DE PROPRIEDADES POR CLASSES DE ÁREAS

Nº DE PROPRIEDADES	CLASSES DE TAMANHO (HA)	PORCENTAGEM
16	< 10	15
18	10 - 20	17
26	20 - 50	25
16	50 - 100	15
17	100 - 200	16
13	200 - 500	12
1	> 500	8

Convém ressaltar que o conhecimento das dimensões e posicionamento das propriedades é indispensável para a esquematização das tomadas de água, traçado de canais, estradas e linhas de transmissão entre outros. Por outro lado, a rede de irrigação e drenagem é projetada, sempre que possível, próxima das linhas divisórias a fim de simplificar o processo de desapropriação, se for o caso.

2.10 – CADASTRO DAS PROPRIEDADES SIMPLIFICADO

Dando sequência ao levantamento de dados para o projeto de irrigação, realizou-se o cadastro das 107 propriedades existentes na área (figura 8) visando estudar a facilidade de implementação do projeto. Com este objetivo, foi elaborado um modelo de questionário, de forma a se obter dados concernentes às diversas culturas, áreas de cultivo, benfeitorias, maquinaria agrícola, mão-de-obra, pecuária etc.

Estes dados, em uma primeira aproximação, deram uma indicação da área líquida cultivável e portanto o potencial da área, em termos de benefícios, que poderiam ser auferidos com o uso de água.

Deve-se acrescentar que a análise do cadastro das propriedades, permite estudar, sob o ponto de vista técnico-econômico, o estabelecimento de estruturas relacionadas às obras de engenharia de forma a satisfazer não só os objetivos do projeto, como também os interesses dos agricultores.

Por outro lado, as informações obtidas através do cadastramento da área no tocante a área de propriedades, sistema de posse da terra, disponibilidade de maquinaria e recursos humanos, deram uma idéia do nível tecnológico existente e a rentabilidade que poderia ser alcançada com o uso de água nos vários extratos de propriedades por tamanho.

3. CONCLUSÃO

Foi realizado o planejamento da irrigação para uma área de aproximadamente 18.000 hectares no município de Guaíra, Estado de São Paulo, sendo que, a aerofotogrametria e fotointerpretação atuaram como suporte básico no diagnóstico físico dessa área.

O estudo da área para aproveitamento hidro-agrícola envolveu uma vasta gama de variáveis, porém os dados e os mapeamentos obtidos pela fotointerpretação, contribuiram eficazmente para a rapidez e precisão do estudo.

A visualização global da área trouxe substanciais subsídios para outros setores especializados e permitiu uma base segura para o desenvolvimento do projeto de irrigação aos níveis de diagnóstico básico e viabilidade técnico-econômica.

4. BIBLIOGRAFIA

Ministério da Agricultura, Comissão de Solos. Solos do Estado de São Paulo. 1960.

Roston, Rubens Jorge – Fotointerpretação – Publicação Divisão do Vale do Paraíba – 1962

Setzer, J. – Os Solos do Estado de São Paulo – 1949

PROJETO CAMAQUÃ

Marcos Barth *
A. Barrionuevo **

1 – INTRODUÇÃO

O Brasil, o maior país da América Latina, com uma superície total 8,5 milhões de km^2 e cerca de 100 milhões de habitantes, integra o conjunto das nações do Terceiro Mundo, ditas subdesenvolvidas ou em vias de desenvolvimento.

Nos últimos anos, o Governo brasileiro, através de medidas adequadas, tem feito gigantesco esforço para dinamizar todos os setores da economia nacional, objetivando um rápido desenvolvimento, onde se busca diminuir o distanciamento existente com os poderosos países desenvolvidos.

Tais medidas, contidas na estratégia estabelecida nos Planos Nacionais de Desenvolvimento – PND – conferem papel preponderante ao setor agrícola, enfatizando as responsabilidades da agricultura no processo de desenvolvimento brasileiro.

O II PND – Plano Nacional de Desenvolvimento – 75 a 79 – estabelece metas agrícolas que visam o duplo objetivo: no plano interno, beneficiar diretamente ao consumidor, oferecendo maiores e melhores opções de produtos e, no plano externo, aumentar a oferta de excedentes exportáveis de alimentos e matérias-primas agrícolas, para um mundo cada vez mais ávido desses produtos.

A estratégia de ação para alcançar no próximo quinqüênio esse duplo objetivo está baseada, inicialmente, na expansão da fronteira agrícola, incorporando à agricultura novas áreas inexploradas, ao mesmo tempo, acelerando os processos de crescimento da produção através da adoção de novas técnicas agrícolas.

A agricultura do Brasil tem demonstrado uma razoável capacidade de reagir aos estímulos governamentais e, espera-se que agora face a dinamização proposta, ela venha a assumir uma posição de real destaque dentro do conjunto da economia nacional.

Nos últimos anos, o crescimento do Produto Interno Bruto – PIB – tem se situado em torno de 10% ao ano. No ano passado, 1974, a taxa média de crescimento foi de 9,8%, correspondendo ao setor agrícola, a porcentagem de 8,7%.

Embora com tão elevado índice, a agricultura brasileira é carente de tecnologia adequada, o que se reflete na instabilidade das quantidades produzidas.

Procurando corrigir a situação existente, adequando a melhor utilização dos recursos terra-água, procura-se a formação de estruturas agrícolas que tenham na irrigação e no qual dela depender, a garantia de safras melhores e mais abundantes, com todo o corolário de benefícios econômicos e sociais delas decorrentes.

Sob o aspecto de irrigação, o Brasil tem dados muitos modestos, pois menos de 3% de sua produção agrícola é obtida através de culturas irrigadas. Neste particular, destaca-se o Estado do Rio Grande do Sul, onde são cultivados anualmente cerca de 400.000 hectares com arroz, representando em seu conjunto pouco menos de 80% da área total irrigada existente. (Fig. 1).

O Estado do Rio Grande do Sul, situado no extremo sul do País, tem sua economia baseada na agricultura, tendo como produtos principais o arroz, soja, trigo, milho, fumo e feijão, sendo que, apenas, o primeiro é produzido através de cultura irrigada.

Embora, até há pouco, o Estado desfrutasse de uma posição de liderança na produção agrícola, em termos globais essa participação tende gradativamente a diminuir.

A causa principal dessa anomalia deve-se, principalmente, à quase impossibilidade de incorporar novas áreas de terra, ainda inexploradas, à atividade agrícola, fato contrário ao que ocorre em outros Estados do Centro e do Norte do Brasil.

*Engenheiro Civil – Diretor da 12ª Diretoria Regional do DNOS – Porto Alegre - RS.
**Engenheiro Civil – Coordenador do Projeto Camaquã, Professor da Escola de Engenharia da UFRGS - Porto Alegre - RS.

O Departamento Nacional de Obras de Saneamento, órgão do Ministério do Interior, através da 12ª Diretoria Regional, dando cumprimento à política econômica traçada pelo Governo, elaborou um plano de desenvolvimento agrícola denominado Projeto Camaquã.

2 – PROJETO CAMAQUÃ

2.1 – Histórico

Historicamente o Projeto Camaquã desenvolveu-se a partir do exito obtido na experiência do Sistema de Irrigação do Arroio Duro, afluente da margem esquerda do rio Camaquã. Hoje, este Sistema é considerado como Plano Piloto Experimental e deverá se integrar ao Projeto Camaquã. Nesta fase, o Plano do Duro já apresenta resultados altamente positivos, seja pelo crescimento da área plantada ou seja pelo aumento da produtividade. Na safra agrícola 73/74, foram plantados 10.000 ha de arroz, praticamente triplicando a área cultivada anteriormente, quando a disponibilidade de água era limitada. A produtividade média obtida foi de 4.450 kg de arroz com casca por hectare. A soja e o milho, embora não irrigados, obtiveram respectivamente produtividade de 2.270 kg/ha e 2.850 kg/ha.

Face a resultados tão animadores resolveu-se ampliar a área irrigada, concorrendo diretamente para o aumento da produção e da produtividade agrícola. O estudo realizado recebeu o nome de Projeto Camaquã tendo sido elaborado com a participação de equipes multidisciplinares, intervindo técnicos do próprio órgão e de um consórcio de firmas especializadas.

2.2 – Objetivo

O Projeto Camaquã tem por objetivo o desenvolvimento da cultura do arroz, assim como, o aumento da rotatividade do solo em uma região tradicionalmente orizícola do Estado do Rio Grande do Sul. A produtividade média a ser alcançada deverá ser de, no nínimo, 4.000 kg/ha.

O cultivo do arroz deverá ser intensificado pela incorporação a orizicultura de novos 50.000 ha efetivos, garantindo-se-lhes o abastecimento d'água para a sua irrigação.

Simultaneamente deverá ser acelerada a rotatividade dos solos orizícolas para 50% em contraposição aos 20% usuais, mediante a adoção de nova tecnologia e aplicação de insumos modernos.

As obras projetadas constituem-se basicamente na captação de água do rio Camaquã e na sua condução a uma área de aproximadamente 265.000 ha, com a única finalidade de irrigação das lavouras alí existentes constituidas principalmente de arroz, cultivo este que se desenvolve por motivos pedológicos e topográficos na vocação maior dos solos regionais.

A distribuição de chuvas da região atende praticamente, as necessidades anuais de irrigação no período compreendido entre maio e outubro.

Neste período, não obstante, ocorrem as precipitações mais abundantes por situarem-se no período hibenal, apenas a pastagem nativa é beneficiada, por ser o arroz cultivo de verão.

Por outra parte, no período de novembro a abril, o índice pluviométrico é reduzido, justamente quando a demanda d'água para irrigação das lavouras de arroz atinge seus valores mais expressivos.

A produção de arroz da região está vinculada a dois fatores: terras próprias para esta cultura específica e água para sua irrigação. Até o presente, sempre foi o segundo destes requisitos que limitou a produção anual do arroz. Tanto assim que, em média, a superabundância das superfícies cultiváveis se manifesta pela prática de rotações no cultivo com a utilização periódica das mesmas terras em torno de 20%. Tem-se demonstrado que tal aproveitamento pode ascender sem dificuldade a 50%.

Atualmente, a água destinada à irrigação durante o período mencionado é obtida por várias fontes hídricas disseminadas por toda a área, constituída basicamente pela rede de drenagem natural existente, assim como, da própria barragem do Arroio Duro.

A água é armazenada em depressões naturais do terreno cuja topografia é muito favorável a este fim, constituindo os açudes, fechados em um ou mais pontos de fuga por barragens baixas de terra.

As reservas hídricas dos açudes são de propriedade particular, sendo utilizadas pelos próprios donos ou arrendatários das fazendas onde se situam ou nas áreas vizinhas. O DNOCS distribui a água armazenada na barragem do Arroio Duro, cobrando uma taxa proporcional à área irrigada.

O sistema projetado prevê a construção de uma barragem no rio Camaquã e de um canal adutor que conduz as águas do rio ao longo de toda a região, por gravidade, e denominando toda a área irrigável desde a tomada d'água até a proximidade da cidade de Tapes. A barragem, situada no local denominado Passo de Bom Será,

propiciará a formação de um lago artificial cuja capacidade de acumulação permitirá a regularização de uma vazão no canal adutor, capaz de fornecer água para a irrigação de todas as áreas possíveis de cultivo do arroz e denominadas topograficamente pelo mencionado canal. Prevê-se ainda, uma rotação das terras de 50% para este cultivo. Os demais cultivos que venham a necessitar de irrigação ficarão igualmente atendidos. Este atendimento terá uma garantia em volume da ordem de 98%.

Das atuais fontes hídricas mencionadas, o Projeto Camaquã supõe o aproveitamento futuro, apenas, do Arroio Duro, com sua regularização já efetuada pelo DNOS, através da barragem do mesmo nome. Quanto aos açudes, o Projeto prevê sua total eliminação. Com efeito, o aproveitamento econômico dos açudes é justificável apenas na carência premente de água para irrigação, fato que ocorre atualmente, pois, por serem pouco profundos, ocupam grandes extensões de solos cultiváveis. As áreas a serem recuperadas, a partir da drenagem dos açudes, foram incorporadas às de cultivo no cálculo das necessidades hídricas de toda a região, para fins de dimensionamento da barragem do Passo de Bom Será e do canal adutor.

É previsto, ainda, numa segunda etapa, a recuperação de parte do baixo vale do rio Camaquã cujo cultivo sistemático se vê prejudicado pelas suas periódicas inundações. Isto será possível, mediante a construção de diques ao longo da margem esquerda do rio que dividirão esta parte do vale em polders e cuja drenagem se completará por meio de bombeamento, durante as cheias. As terras do baixo vale mostraram-se aptas principalmente à horticultura, podendo-se prever então a implantação de uma importante colonização nesta área. A água necessária à complementação de irrigação desta agricultura, foi também prevista no dimensionamento das obras da barragem e do canal.

2.3 – A Região

2.3.1 – Localização

A região, onde será implantado o Projeto, situa-se no extremo sul do País, no Estado do Rio Grande so Sul, estando limitada a leste pelo litoral lacustre da Lagoa dos Patos, e a oeste, com a encosta das Serras de Tapes e Herval. Faz parte da planície costeira do Estado e tem uma extensão de aproximadamente 100 km com uma largura média de 30 km, abrangendo uma área de 2.650 km^2, conforme figura 2.

A altitude máxima é de 40 m acima do nível do mar.

Suas coordenadas geográficas situam-se entre 30°15' e 31°15' de latitude Sul e 51°15' e 52°00 de longitude a oeste de Greennwich.

O curso d'água de maior importância é o rio Camaquã, o qual dá seu nome à região.

2.3.2 – Climatologia

O clima regional é classificado como subtropical úmido, sem períodos característicos de seca. A precipitação média é de 1.150 mm anuais, sendo a temperatura média de 19,3 °C.

2.3.3 – Topografia

Sob o aspecto topográfico a planície costeira tem uma declividade média de 1/1000 em direção à Lagoa dos Patos, sendo a cota máxima de 40 m acima do nível do mar.

2.3.4 – Geologia

Do ponto de vista geológico a planície costeira é formada, preponderantemente, por sedimentos detríticos não consolidados, com espessuras que chegam a atingir 100 metros e que datam do Pleistoceno.

Exceptuam-se as dunas litorâneas e as aluviões do extinto Banhado do Colégio e do Curso inferior do rio Camaquã, já na planície, que são de formação recente.

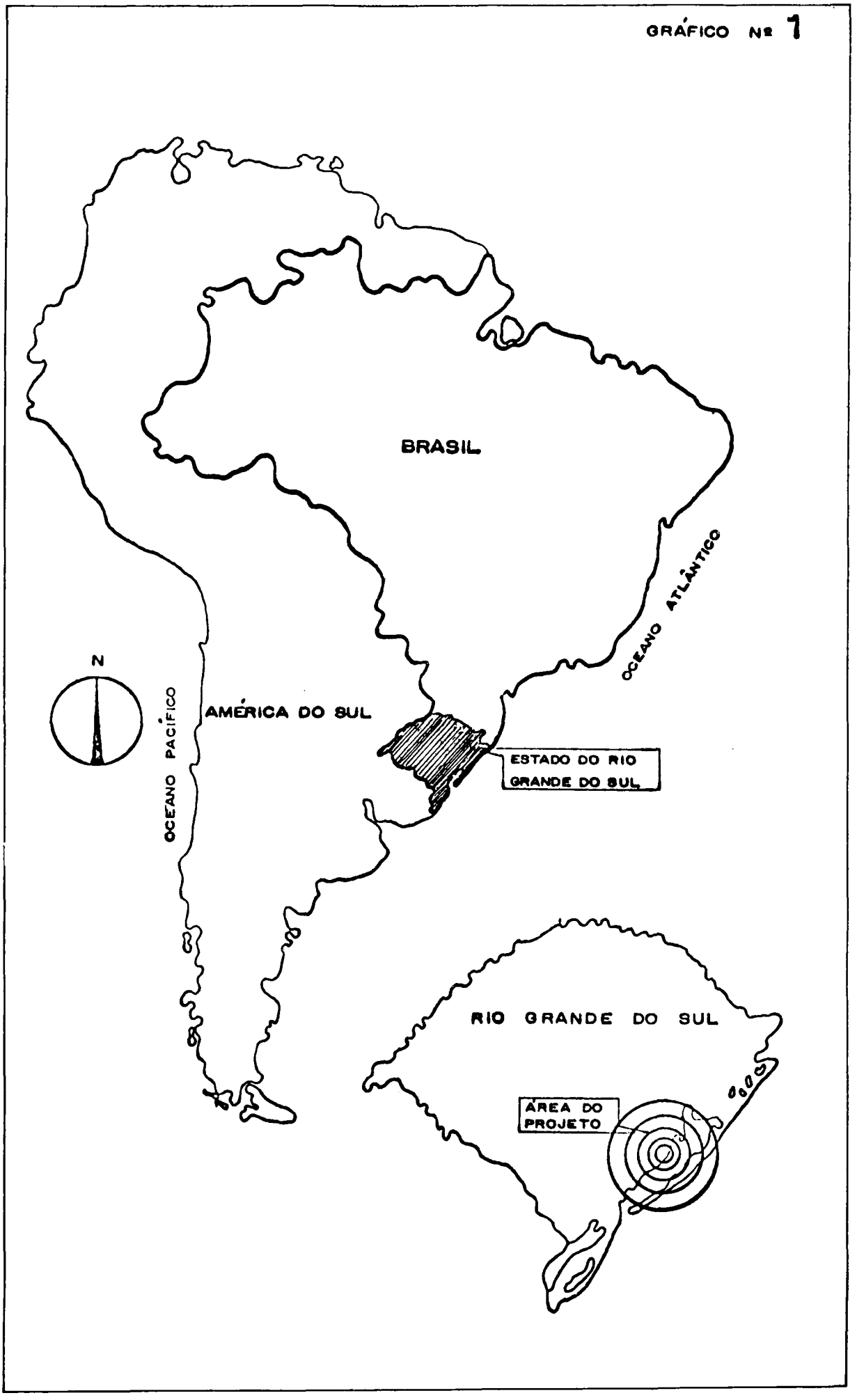
Sobre os sedimentos pleistocênicos formaram-se planossolos, cuja característica mais importante é constituida de um horizonte com argila lixiviada compacta, pouco ou nada permeável e, dificilmente, penetrável pelas raízes.

2.3.5 – Recursos Hídricos

A região é sulcada por três cursos d'água que podem ser considerados como possíveis fontes hídricas, a saber, o rio Camaquã e os arroios Duro e Velhaco.

O rio Camaquã drena uma bacia com cerca de 18.000 km^2, não existindo na mesma nenhuma obra regularizadora já construida. Aproximadamente, 40 km a montante da foz, o Camaquã recebe pela margem esquerda, o arroio Sutil cuja bacia contribuinte mede 839 km^2.

GRÁFICO Nº 1


BRASIL
OCEANO ATLÂNTICO
N
OCEANO PACÍFICO
AMÉRICA DO SUL
ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL
RIO GRANDE DO SUL
ÁREA DO PROJETO

O arroio Duro, afluente da margem esquerda do rio Camaquã, até há poucos anos perdia-se no Banhado do Colégio. Foi canalizado até a sua foz, junto ao rio. Drena uma bacia de 292 km^2 e foi objeto de estudos por parte do DNOS. Dentre os estudos sobressai-se a barragem do Duro, obra já construída e com um volume total de acumulação de 148 hm^3, irrigando, anualmente, cerca de 10.000 ha com arroz.

O arroio Velhaco é um tributário direto da Lagoa dos Patos, existindo um estudo do DNOS para execução de uma barragem situada alguns quilômetros a montante da Lagoa. A área da bacia controlada é de 617 km^2.

Além destas fontes hídricas, deve-se mencionar aquelas que vêm sendo utilizadas, atualmente, e que são:

- Aproximadamente 300 pequenas represas, com capacidade nominal conjunta de 300 hm^3;
- Lagoa Guaraxaim e Formosa, com um volume total calculado em torno de 100 hm^3;
- Lagoa dos Patos, utilizada para irrigação por bombeamento, apesar de apresentar, em determinadas épocas, salinidade perigosa.

Atualmente, quase todos os recursos hídricos estão sendo consumidos para a irrigação do arroz.

2.3.6 – População, Emprego e Nível de Vida

A região do Projeto abrange, parcialmente, os municípios de Camaquã e Tapes, que perfazem uma extensão conjunta de 4.301 km^2. A população nestes dois municípios, por projeção, deve atingir a 146.000 pessoas, em fins de 1975.

A população urbana total deverá ser de 62.000, ou seja, de 42,5% e vivendo no campo, 84.000 pessoas, com a porcentagem de 57,5% sobre o total.

A população ativa na faixa etária de 15 a 65 anos, representa 52% do total. Em 1974 havia 33.500 pessoas empregadas no Setor Primário, das quais 82,5% com emprego fixo.

O número total de pessoas empregadas na indústria representa uma porcentagem de 13,8% da população total, sendo que grande parte deles dedica-se também a trabalhos eventuais no campo agrícola.

No que se refere à educação, no ano de 1974, 79,2% da população escolar recebia ensino primário e 17,3% ensino médio.

O valor médio da produção "per capita" no Setor Agrário nos dois municípios foi de US$ 243, no último triênio.

Na zona de colonização recente, sobre os solos recuperados do Banhado do Colégio, a renda anual por família variou entre US$ 1220 e US$ 2090.

2.3.7 – Economia Agro-Pastoril

A região é tradicionalmente produtora de arroz. Alí se plantou na última safra agrícola 74/75 cerca de . . . . 30.000 ha, obtendo-se uma produtividade média de 3.800 kg de arroz/ha.

Recentemente o soja foi introduzido na região, passando a integrar a economia regional apoiada no trinômio arroz-gado-soja.

3 – O PROJETO

3.1 – Considerações Gerais

O objetivo básico do Projeto é a melhoria da área orizícola situada na margem esquerda do rio Camaquã, entre este curso d'água e a cidade de Tapes, na planície costeira lagunar de solos hidromorfos.

Algumas tentativas gerais sobre a possibilidade de implantação extensiva de outras culturas, tais como soja, milho, sorgo etc., levaram à conclusão de que o único produto que proporciona uma rentabilidade suficiente às inversões necessárias para a transformação é o arroz, já que qualquer outro tipo de cultivo requereria elevadas inversões, tanto para a drenagem superficial, como para o controle de nível freático, sem o que a melhoria de rendimentos, devida à irrigação garantida, justifique os grandes cursos exigidos em infra-estrutura.

O aumento de benefícios pela melhoria orizícola provém do incremento da intensidade da rotação na parcela tipo e do aumento da produtividade por unidade de superfície cultivada. O elemento básico para se alcançar ambas as melhorias, por conseguinte, é a disponibilidade de maior quantidade de água, isto é, uma fonte hídrica suficiente e com regularização adequada.

Do ponto de vista dos investimentos, o Projeto orizícola apresenta as vantagens do aproveitamento quase integral da infra-estrutura de irrigação e da rede de distribuição particular existente, assim como, de requerer uma rede de drenagem pouco densa, destinada apenas à evacuação de águas superficiais, sem necessidade de controlar o nível freático.

A tendência nos últimos anos, quanto à melhoria das técnicas de cultivo e a aplicação de insumos modernos, permite propugnar, dentro de uma atitude conservadora, por uma rotação tipo de 50% em toda a área. O resultado da aplicação de um programa experimental numa área piloto de 5.000 ha, na zona dominada pelo reservatório do Duro, que tem por objetivo o aumento de rotatividade dos solos orizícolas, afirma que não oferece dúvidas sobre seu caráter positivo.

Ao projeto básico de melhoria orizícola, surge imediatamente a conveniência de se incorporar à superfície arrozeira os solos do Banhado do Colégio próprios para o cultivo de soja, milho, horticultura etc., e cujas necessidades hídricas para irrigação são reduzidas, mas que precisam de obras de saneamento e drenagem relativamente importantes.

É previsto o aproveitamento agrícola, mediante colonização do Baixo Vale, atualmente, sujeito às periódicas cheias do rio Camaquã, mediante o seu resgate através da constituição de polderes, a sua margem esquerda.

3.2 – Características das Zonas Agrícolas – Sub-Áreas

Do ponto de vista de tipo de solos e, como conseqüência do tipo de culturas e do regime de exploração da terra, distinguem-se três grandes zonas:

a) Área orizícola: total 160.992 ha

b) Banhado do Colégio: 5.270 ha

c) Aluvião do Baixo Vale e Velhaco: 11.128 ha.

Do ponto de vista do Projeto das obras para irrigação e da programação do desenvolvimento da transformação, a área total dividiu-se em 4 grandes sub-áreas, conforme esquema apresentado no Gráfico nº 2.

A distribuição da superfície por sub-áreas é a seguinte:

SOLOS

Grandes Sub-áreas	Orizícolas	Aluviões	Série "Colegio"	Total
Margem esquerda do Camaquá	36.206	10.128	1.760	48.094
Duro	41.064	–	3.510	44.574
Plataforma Inferior	25.106	–	–	25.106
Velhaco	58.616	1.000	–	59.616
TOTAL:	160.992	11.128	5.270	177.390

A grande sub-área do Duro dispõe, já na atualidade, de uma infra-estrutura de obras de irrigação quase completa. A água garantida pelo reservatório do Duro permite a irrigação de cerca de 10.000 ha, com uma rotação média da ordem de 25%.

Os canais principais da área do Duro têm capacidade, além disso, para conduzir no futuro a água necessária para irrigação da Plataforma Inferior.

3.3 – Necessidades Hídricas para Irrigação

As necessidades unitárias de água para irrigação, para cada mês e tipo de cultivo, foram calculadas em função de:

– Evapotranspiração potencial no mês;

– Coeficiente mensal médio relativo ao cultivo;

– Chuva efetiva provável num solo e num mês determinados;

– Eficácia do sistema de irrigação empregada.

Os volumes que se devem fornecer a partir do reservatório do Duro, foram calculados com o critério de to-

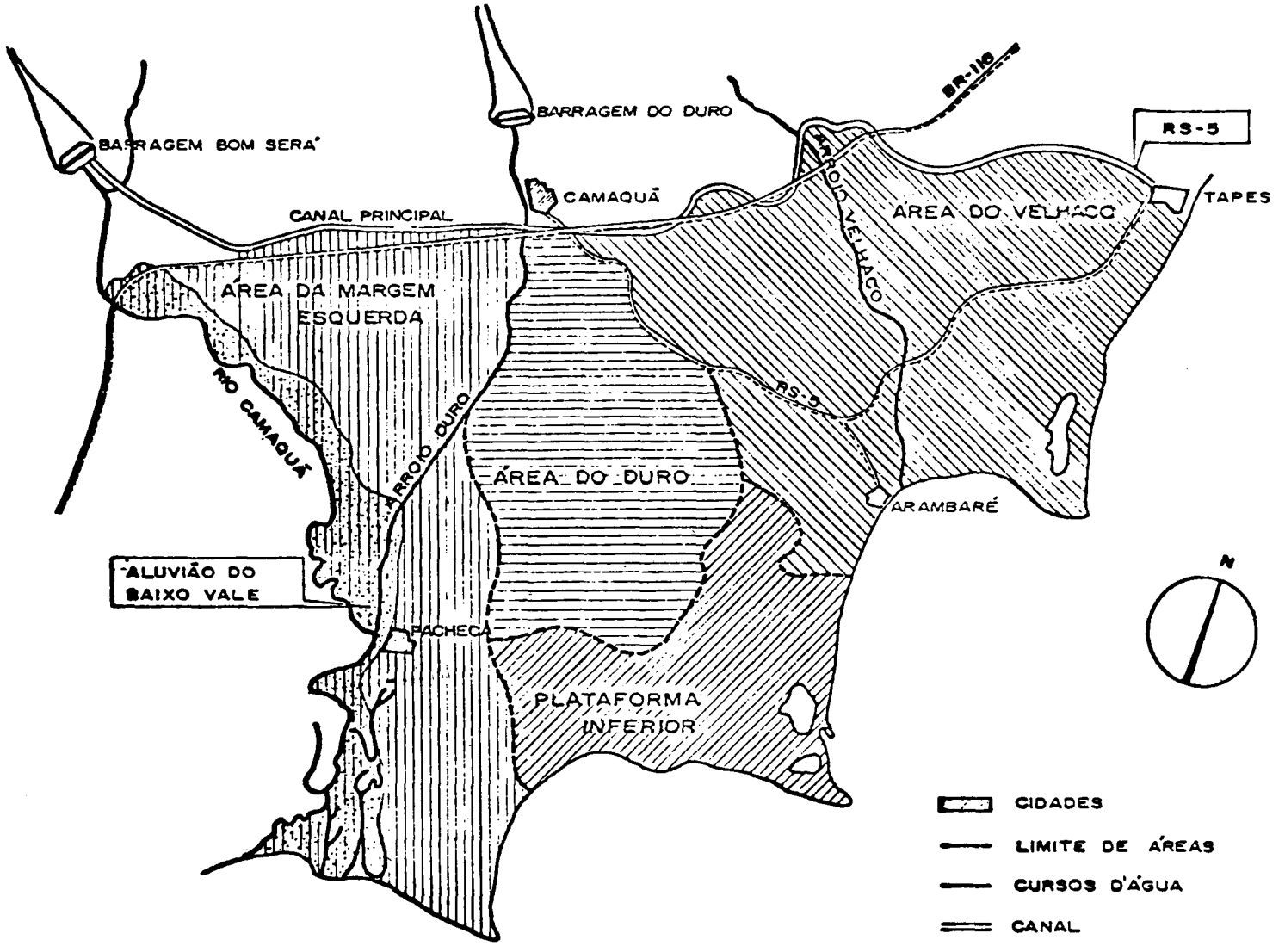
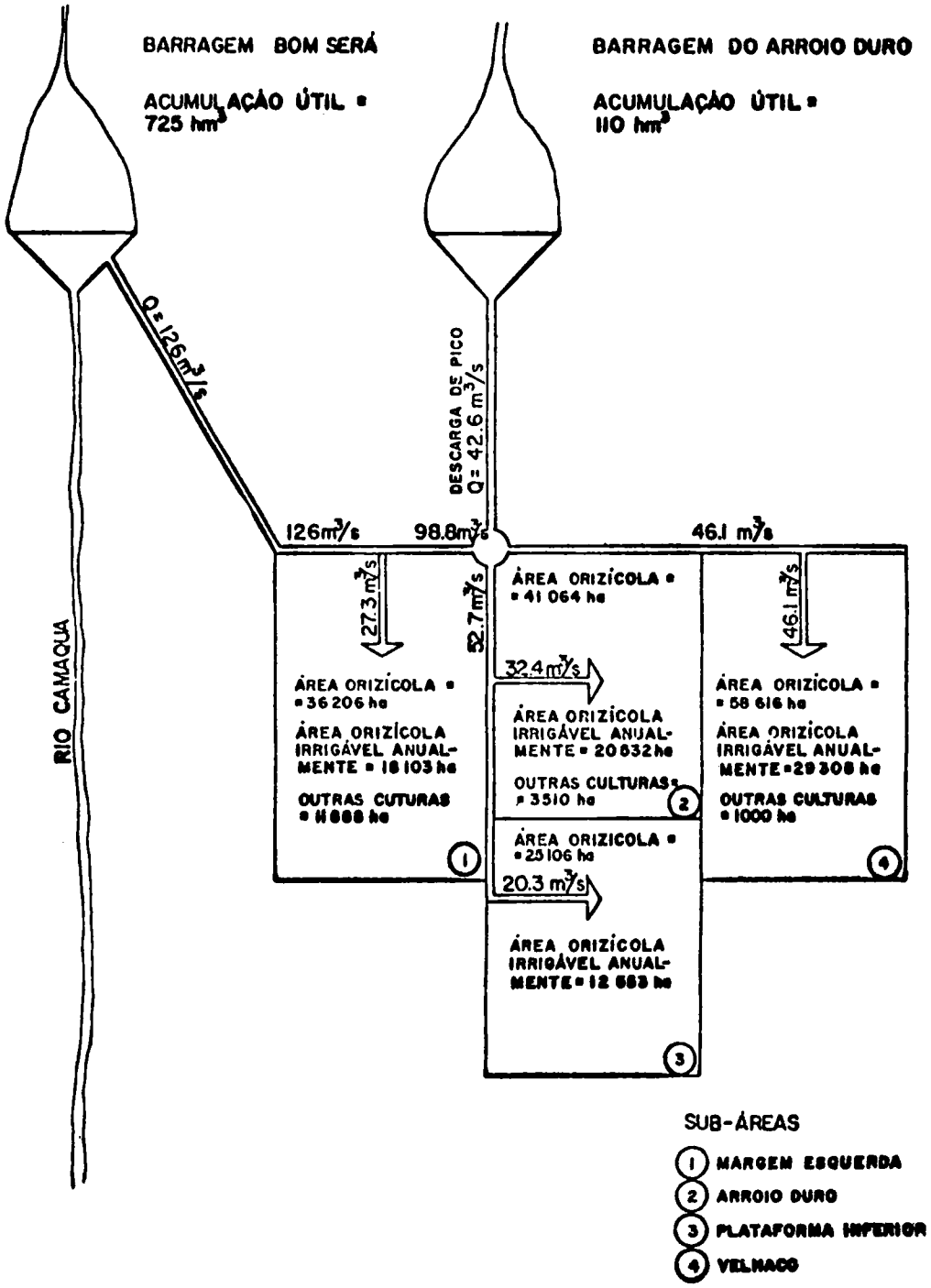

BARRAGEM BOM SERA'
BARRAGEM DO DURO
BR-116
RS-5
CAMAQUÃ
CANAL PRINCIPAL
ARROIO VELHACO
ÁREA DO VELHACO
TAPES
ÁREA DA MARGEM ESQUERDA
RIO CAMAQUÃ
ARROIO DURO
RS-2
ÁREA DO DURO
ARAMBARÉ
ALUVIÃO DO BAIXO VALE
PACHECA
PLATAFORMA INFERIOR
N
CIDADES
LIMITE DE ÁREAS
CURSOS D'ÁGUA
CANAL
ESTRADAS

GRÁFICO Nº 2

GRÁFICO Nº 3

PROJETO CAMAQUÃ - ESQUEMA DE IRRIGAÇÃO



talizarem 110 hm^3 anuais (que são regulados pelo reservatório com garantia de 95%) e de tal forma que fossem minimizados os volumes a serem fornecidos desde a tomada d'água do rio Camaquã.

O esquema geral de irrigação assim estabelecido, com a vazão correspondente aos trechos característicos do Canal Principal, pode ser apreciado no Gráfico nº 3.

ENTRA GRÁFICO

3.4 – Definição do Projeto

A água para irrigação com garantia de 95% em tempo e 98% em volume, é obtida do rio Camaquã, mediante a construção de uma barragem no Passo de Bom Será, localizada a um quilômetro a montante da desembocadura do arroio Sutil, e cerca de 40 quilômetros de sua foz, na Lagoa dos Patos.

Um canal parte da tomada d'água da barragem, em sua margem esquerda, dimensionado para a vazão na época da irrigação, com o pique complementado por suprimento a partir da barragem do Duro. Este canal conduz a água até a confluência com o canal principal já construído do Sistema do Duro. Dele partem canais secundários e terciários, estendendo-se por toda a área do projeto.

Acrescenta-se, ainda, a transformação dos solos do Banhado do Colégio, através da complementação da irrigação.

Será feito o resgate parcial do Baixo Vale do Camaquã, mediante diques na sua margem esquerda, que darão lugar a quatro "polderes" com total de 9.890 ha de solo aluvionar e policulturas.

Durante o estudo de viabilidade foram estudados diversos projetos alternativos, dentre os quais, o que acabamos de discrever revelou-se o eleito pelo maior somatório de vantagens e pela minimização dos custos diretos e ônus secundários.

3.5 – Estudo de Regularização do Rio Camaquã para Irrigação

Nos estudos realizados simulou-se a exploração de reservatórios para a série de 44 anos (1930 a 1973) na qual se dispõe de dados hidrológicos.

O balanço hidrológico realizou-se de mês em mês ao longo de todo o período mediante um programa preparado para computador IBM 1130.

Os dados de entrada são:

- escoamentos mensais do rio;
- necessidades hídricas mensais para irrigação;
- funções características do reservatório;
- volume mínimo no reservatório (162,2 hm^3, correspondente à cota da tomada d'água para irrigação 38,00).

O programa calcula:

- balanço chuva-evaporação no reservatório;
- volumes efetivos fornecidos para irrigação;
- volumes evacuados pelo vertedouro;
- déficit da água para irrigação;
- garantias em percentagens, em volume e tempo.

A capacidade total do reservatório que se introduz como dado é corrigida até se conseguir uma garantia de persistência pré-fixada (95%).

O resultado dos estudos da regularização do rio Camaquã no reservatório de Bom Será conduziu aos seguintes números:

- capacidade útil do reservatório: 725 hm^3
- capacidade total do reservatório: 887,2 hm^3
- volume médio anual regularizado necessário para atender à irrigação: 1.230,5 hm^3;
- garantia da demanda para irrigação, em volume: 98,3%;
- garantia da demanda para irrigação, em tempo: 95,5%;
- cota do nível máximo da água: 49,50 m;
- cota do coroamento da barragem: 51,50 m;
- área inundável na cota 49,50: 10.868 ha;
- altura total da barragem: 32,50 m.

3.6 – Barragem

A barragem projetada do Bom Será tem condições de regularizar parcialmente as descargas do rio Camaquã.

Será de tipo misto, com o vertedor em concreto, na margem direita e a tomada d'água para irrigação, na margem esquerda. Entre ambos se situa a parte em aterro.

O vertedor será construído de concreto massa em perfil Creager e dissipador tipo "SKY-jump", terá uma capacidade de descarregar cheia milenar de 7.360 m^3/s, reguláveis por um conjunto de oito comportas de setor.

O descarregador de fundo, para desvio do rio durante a construção das obras, é constituído de três galerias engastadas nos pilares do vertedor, cuja descarga deverá ser adicionada àquela permitida em dois vãos do vertedor, que serão concretadas ao final da obra. A descarga total permissível é da ordem de 3.800 m^3/s, equivalente a cheia decenal do rio.

A tomada d'água para irrigação terá a capacidade de descarga de 126 m^3/seg. em condições normais e 154 m^3/s para atender o "pic" de irrigação.

A parte da barragem a ser construída em aterro será zoneada com um núcleo de argila compacta, inclinado para montante, sendo a impermeabilização do leito realizada pela construção de um tapete à montante.

O núcleo de argila, em toda a sua extensão será envolto e protegido por filtros de areia.

O restante da seção será constituído de materiais permeáveis (areia, pedregulho e cascalho) devidamente compactados de forma a garantir a estabilidade do conjunto.

A dissipação da energia das ondas formadas no lago, será feita através da construção de um "rip-rap" convenientemente dimensionado.

Tais materiais permeáveis encontram-se em abundância junto as margens do rio e em seu próprio leito.

O emprego dos materiais constituintes da barragem em aterro, foi racionalmente otimizado em relação a sua disponibilidade e utilização, visando economia de custos e qualidades de obras.

As características físicas da barragem são as seguintes:

- comprimento da crista: 592 m
- altura máxima: 32,50 m
- volume total de concreto:
  (vertedor, tomada d'água, muros obras acessórias etc): 202.000 m3
- volume total de aterro:
  (argilas, areias, cascalhos, rocha, etc): 1.070.000 m^3.

3.7 – Aqueduto

A transposição do canal adutor, no vale do Arroio Sutil, afluente da margem esquerda do rio Camaquã, é feito através de um aqueduto com a extensão total de 240 metros.

É constituido de dois vãos isostáticos de 72 m com balanços laterais de 24 m e construídos em concreto protendido.

O aqueduto permitirá ainda a travessia a seco do Arroio Sutil, pois terá forma tubular com secções trapezoidal e a lage superior servirá de ponte.

3.8 – Canal Principal de Irrigação

O canal principal possui características físicas e hidráulicas compatibilizadas com o material onde o mesmo será implantado.

- quando encravado na rocha, a velocidade de escoamento é de 2,5 m/seg. e a seção hidráulica é quase retangular.
- quando implantado no terreno, será executado sem revestimento e a velocidade de escoamento adotada é de 0,7 m/seg. e de seção trapezoidal.
- no aqueduto, na transposição do vale do Arroio Sutil, a velocidade de escoamento é de 5 m/seg.

O posicionamento do canal de irrigação foi otimizado conforme programa elaborado para computador IBM-1130, de modo que o movimento de terras seja proporcional entre os cortes e aterros.

O primeiro trecho do canal, entre a tomada d'água da barragem do Bom Será e o canal principal de irrigação do arroio Duro, tem a extensão de 33,4 km.

O segundo trecho, desde o canal do Arroio Duro, até as proximidades da cidade de Tapes, tem a extensão total de 45 km.

3.9 – Obras de Drenagens, Controle e Distribuição d'Água

Um grande número de obras drenagem foi projetado ao longo de ambos os trechos do canal.

As comportas de controle de nível e tomadas d'água para os canais secundários foram projetados em função da topografia local e regional, de modo a garantir o fornecimento d'água para as lavouras, sempre por gravidade evitando-se qualquer tipo de recalque mecânico.

3.10 – Fauna Ictiológica

A fim de manter a livre circulação da fauna ictiológica através da barragem foi elaborado um estudo específico para essa finalidade.

A conclusão do mesmo, indica a necessidade de construção, em ambas as margens do vertedor e junto dele, de duas escadas para peixe, conforme dimensionamento recomendado.

Além de tais medidas, deverá ser instalada no local, uma estação de pscicultura para a criação e disseminação de alevinos.

3.11 – Florestamento

A bacia de acumulação da barragem, tem, na cota 49,50 uma área inundável de 10.868 ha, dos quais cerca de 5.850 ha são cobertos por matas naturais.

A eliminação dessa cobertura vegetal deverá ser compensada por florestamento a ser executado a partir da cota 50,00 e em todo o perímetro do lago. A superfície deverá ser igual ou superior aquela que deverá ser submersa pelas águas represadas.

3.12 – Colonização

A área aluvionar do baixo vale do rio Camaquã, inundada freqüentemente pelas cheias do rio Camaquã, deverão ser defendidas das águas através da construção de diques com alturas adequadas, formando 4 polders na sua margem esquerda.

A área útil dessa região, a ser recuperada, atinge a 9.382 ha. Nela deverá ser feita colonização, radicando-se na região cerca de 400 famílias de agricultores, beneficiando diretamente cerca de 2.300 pessoas.

A agricultura a ser incentivada será dirigida no sentido da produção de hortigrangeiros com vistas a industrialização, face a existência regional de indústrias de conservas com elevada capacidade ociosa.

3.13 – Custos

O Projeto Camaquã, tem seu custo total de construção, fixado a preços nacionais em Cr$ 800.000.000,00 ou US$ 96.000.000,00, ao câmbio de Cr$ 8,20 por US$ 1,00.

Em relação a área total beneficiada, equivale a inversão de Cr$ 4.430,00 ou US$ 540,00 por ha.

A relação benefício custo calculada para os 50 anos de vida útil do projeto, revelou o cociente de 1,23, ao juro do capital investido de 8,5% ao ano.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Durante muito tempo pairou dúvidas, se nos países em desenvolvimento deve dar-se mais importância ao desenvolvimento industrial ou ao agrícola. Atualmente, é consenso geral, de que ambas devem simultaneamente ser desenvolvidos, já que o progresso de um está vinculado ao progresso do outro.

O desenvolvimento industrial pode ser motivado ou acelerado pela relativa facilidade com que o planejamento obedece ao controle do ser humano.

A agricultura entretanto situa-se em posição completamente distinta devido a dificuldade do agricultor de compreender os objetivos de desenvolvimento governamentais. Ela depende da decisão de milhares de agricultor-

res, que em sua maioria, detém um nível intelectual e educacional muito baixo.

É evidente que, em países desenvolvidos e de uma agricultura moderna, a implantação de um Sistema de Irrigação semelhante ao PROJETO CAMAQUÃ, não deve influenciar preponderantemente no conjunto de sua economia.

Por sua vez, a dinamização, em termos globais, não é fruto exclusivo de medidas isoladas tomadas em relação a determinados setores, mas sim, o resultado do acionamento harmônico dos fatores de produção com o simultâneo aproveitamento racional dos recursos naturais existentes.

No caso específico da agricultura, ela deve estar estreitamente vinculada aos objetivos do desenvolvimento industrial.

No Brasil, até pouco mais de uma década, a agricultura era relegada a um plano secundário, exceção feita a alguns produtos de fácil aceitação no mercado internacional, e que, por razões ecológicas favoráveis, se detinha a liderança de sua produção, tais como o café e cacau.

A importância do PROJETO CAMAQUÃ, não pode ser medida apenas em termos locais ou regionais. Ela é muito mais ampla, apois afirma que o Brasil caminha a passos largos na direção de profundas mudanças estruturais em sua agricultura, onde a irrigação deverá ter uma posição de destaque.

A Região Sul, que compreende os Estados de Paraná, Santa Catarina e Grande Sul, em conjunto, já são responsáveis pela produção de 99% do trigo nacional, 93% do soja, 60% da batata, 52% do café e 33% do arroz. Além disso, na região concentra-se 57% dos ovinos, 48% dos suínos e 24% dos bovinos, que compõem o rebanho do País.

A exploração adequada dos recursos de terra é de água garantirão em futuro próximo a formação de excedentes exportáveis de forma a retornar o equilíbrio da balança de pagamento, onerada que foi nos dois últimos anos, pela importação, a preços elevados, do petróleo e seus serivados.

Pode-se afirmar que o impacto da resultante da aplicação da nova tecnologia e da difusão do emprego de insumos modernos, deverá resultar em um crescimento da produção, motivado pelo aumento da produtividade agrícola. A médio prazo, a região deverá fornecer excedentes exportáveis de 9.000.000 de toneladas de soja, 2.000.000 de toneladas de trigo e 6.000.000 de toneladas de arroz.

Este, um dos objetivos previstos no II Plano Nacional de Desenvolvimento.

Como decorrência dos resultados assinalados acima, muito alto é o significativo do PROJETO CAMAQUÃ, o primeiro passo no sentido da dinamização agrícola local, com todo o elenco de benefícios desencadeados por esse desenvolvimento.

O PROJETO CAMAQUÃ é um alentado esforço que faz o Brasil no sentido de desenvolver a sua agricultura ao mesmo tempo que representa um crescido significado em termos políticos, econômicos e sociais.

— Politicamente, abre amplas perspectivas para a gradativa afirmação do País no contexto da economia internacional, visto que o arroz produzido na região é o único que detém as características exigidas na comercialização ao exterior.

— Economicamente, representará o aumento da participação arroseira regional, em termos nacionais, de menos de 2% para cerca de 6% do total produzido no País, com todos os benefícios decorrentes desse crescimento.

— Socialmente, estará contribuindo de forma decisiva para a elevação do homem do campo, sempre marginalizado pela conjuntura social existente.

TESTES DE HERBICIDAS EM CANAIS DO SISTEMA DE IRRIGAÇÃO DO ARROIO DURO

Edgar José Herrlein *
Flávio Luiz N. Garcia **

1 – INTRODUÇÃO

Situado no litoral Sul do Estado do Rio Grande do Sul, no Município de Camaquã, o SISTEMA DE IRRIGAÇÃO DO ARROIO DURO possui uma rede da ordem de 180 mil metros de canais de irrigação e 280 mil metros de canais de drenagem. O total de canais principais e secundários perfaz 460 mil metros, não existindo qualquer revestimento nos mesmos.

A manutenção de limpeza dos drenos tem sido feita com o emprego de drag-lines. Para os canais irrigadores este equipamento disponível implicaria num custo maior, uma vez que seria necessária a remoção de parte dos diques para permitir condições de trabalho.

A incidência de invasoras se manifesta mais intensamente nos drenos, alguns exigindo redragagens periódicas cada dois anos, enquanto que nos canais irrigadores estas praticamente não têm sido efetuadas.

Dentre as invasoras, as mais expressivas são o água-pé (Eichornia azurea) e a taquarinha (Echinochloa polystachya). Com o objetivo imediato de identificar produtos que dessem boas condições de controle destes inços, foram conduzidos testes com herbicidas. Nestes testes foram consideradas dosagens, períoodos de controle e toxicidade dos produtos. Atingido o objetivo imediato serão cotejados custos de limpeza mecânica e com herbicidas.

Aqui serão apresentados os resultados de seis testes com os herbicidas Tributon 60, Bi-Hedonal, Gramoxone, Round up, Diuron, Esteron 44, Agroxome MCPA, Hyvar X e Rexone, realizados a partir de 1973 nos Canais de Drenagem CD-0.5 e Bocaina do Sistema de Irrigação do Arroio Duro, Camaquã/RS.

2. – DESENVOLVIMENTO DOS TESTES

2.2. – *Características Gerais*

Localização dos testes: os testes foram desenvolvidos nos Canais de Drenagem CD-0.5 para a água-pé e no Bocaina para a taquerinha. Em ambos locais invasoras predominavam, ocorrendo de forma densa e uniforme. rme.

Tamanho das parcelas: o tamanho das parcelas foi uniformizado em 25 m^2.

Aplicação dos produtos: a aplicação dos produtos foi feita com pulverizador costal manual, com um bico, sendo o volume d'água empregado proporcional a 600 1/ha. Após o primeiro teste, foi adicionado o espalhante-adesivo Surfatol WK aos herbicidas, na proporção de 1% da solução.

Eficácia dos tratamentos: a avaliação da eficácia dos produtos e dosagens foi feita mediante comparação visual dos produtos e dosagens foi feita mediante comparação visual das parcelas tratadas com as testemunhas.

Produtos usados: foram usados os produtos Tributon 60, Bi-Hedonal, Gramoxone, Round up e Diuron.

Dosagens: as dosagens empregadas foram de 2,4 e 6,1/ha. O herbicida Diuron tem sua dosagem expressa em kg/ha.

Testemunhas: entre as parcelas de tratamento de cada produto foi deixada uma parcela testemunha. Não foram feitas repetições, sendo utilizada uma área total de 500 m^2.

Os efeitos foram os seguintes:

a.1. TRIBUTON 60 na dosagem de 1 1/ha: aos três dias a vegetação estava parcialmente acamada. Aos vinte e um dias foi constatada ter sido a dosagem insuficiente para efeito.

a.2. TRIBUTON 60 na dosagem de 2 1/ha: aos três dias a vegetação estava acamada. Aos vinte e um dias foi constatado ter sido a dosagem insuficiente para efeito.

* Engenheiro Agrônomo – Responsável pela Chefia da Residência do Duro - 12ª DRS – DNOS.
** Engenheiro Agrônomo – Responsável pela Chefia da Seção de Orizicultura da Residência do Duro - 12ª DRS – DNOS.

a.3. TRIBUTON 60 nas dosagens de 4 e 6 1/ha: aos três dias a vegetação estava totalmente acamada, o que foi observado novamente aos vinte e um dias. Aos trinta e quatro dias a vegetação se apresentava rala, com algumas folhas normais. Aos sessenta e oito dias as parcelas apresentavam reinfestação da ordem de 60% em comparação com a testemunha.

b.1. BI-HEDONAL na dosagem de 2/ha: aos três dias as folhas estavam parcialmente secas e os talos não afetados. Aos vinte e um dias foi constatado a dosagem ter sido insuficiente para efeito.

b.2. BI-HEDONAL nas dosagens de 4 e 6 1/ha: aos três dias a vegetação estava totalmente acamada, o que foi observado novamente aos vinte e um dias. Aos trinta e quatro dias a vegetação se apresentava rala, com algumas folhas normais. Aos sessenta e oito dias as parcelas apresentavam reinfestação da ordem de 60% em comparação com a testemunha.

c.1. GRAMOXONE na dosagem de 2 1/ha: aos três dias e vinte e um dias as folhas se apresentavam parcialmente secas, porém os talos não foram afetados. Aos trinta e quatro dias reiniciou a brotação da invasora. Aos sessenta e oito dias a reinfestação era da ordem de 60% em comparação com a testemunha.

c.2. GRAMOXONE nas dosagens de 4 e 6 1/ha: aos três e vinte e um dias as folhas se apresentavam secas, porém os talos também não foram afetados. Aos trinta e quatro dias a vegetação rebrotava. Aos sessenta e oito dias a reinfestação era idêntica à da dosagem de 2 1/ha.

d.1. ROUND UP na dosagem de 2 1/ha: aos três dias a vegetação se apresentava de forma idêntica à testemunha. Aos vinte e um dias as folhas estavam necrosando. Aos trinta e quatro dias a vegetação tinha sofrido morte parcial. Aos sessenta e oito dias a vegetação ficou totalmente eliminada. Aos cento e três dias a parcela apresentava reinferação da ordem de 70% em comparação com a testemunha.

d.2. ROUND UP nas dosagens de 4 e 6 1/ha: resultados idênticos ao da parcela anterior, porém já aos trinta e quatro dias a vegetação estava totalmente morta.

e. DIURON nas dosagens de 2,4 e 6 kg/ha: aos três dias a vegetação nas parcelas se apresentava de forma idêntica à testemunha. Aos vinte e um dias as folhas estavam secas. Aos trinta e quatro dias a vegetação rebrotava.

2.3 – Segundo Teste

Objetivando o controle do água-pé, a aplicação dos herbicidas foi efetuada a 6/12/74.

Produtos usados: foram usados os produtos Round up, Tributon 60, Bi-Hedonal, Gramoxone, Esteron 44, Agroxone MCPA, Hyvar X e as misturas Tributon 60 mais Gramoxone e Bi-Hedonal mais Gramoxone.

Dosagens: as dosagens se acham especificadas na descrição dos efeitos dos produtos.

Testemunhas: entre as parcelas de tratamento de cada produto foi deixada uma parcela testemunha. Não foram feitas repetições, sendo utilizada uma área total de 850 m^2.

Os efeitos observados foram os seguintes:

a. ROUND UP nas dosagens de 3 e 5 1/ha: aos dez dias da aplicação do produto iniciaram os sintomas de necrosamento das folhas em ambas as parcelas. Aos vinte dias praticamente as plantas estavam mortas. Aos noventa e um dias foi observada re nfestação da ordem de 5% nas parcelas.

b. TRIBUTON 60 nas dosagens de 3 e 5 1/ha: aos três dias toda vegetação encontrava-se acamada. Aos dez dias as folhas estavam paraticamente mortas. Aos vinte dias iniciou rebrotação esparsa. Aos sessenta dias as parcelas estavam idênticas à testemunha.

c. BI-HEDONAL nas dosagens de 3 e 5 1/ha: efeitos semelhantes ao do TRIBUTON 60, porém a vegetação teve recuperação mais rápida.

d. GRAMOXONE nas dosagens de 3 e 5 1/ha: as parcelas apresentaram efeitos imediatos pela secagem das folhas. Aos dez dias estavam praticamente mortas as folhas. Aos trinta dias a vegetação apresentava desenvolvimento idêntico ao da testemunha.

e. ESTERON 44 nas dosagens de 1,3 e 5 1/ha: efeitos semelhantes ao do TRIBUTON 60, porém o tratamento de 1 1/ha não mostrou efeito devido à dosagem insuficiente.

f. AGROXONE MCPA nas dosagens de 1,3 e 5 1/ha: o comportamento observado nas parcelas foi idêntico ao das tratadas com o ESTERON 44.

g. HYVAR X nas dosagens de 3,5 e 10 1/ha: constatada apenas a paralisação do desenvolvimento normal da vegetação entre dez e vinte dias após tratamento.
h. TRIBUTON 60 mais GRAMOXONE nas dosagens de 2 + 2, 4 + 4, 5 + 2 e 2 + 4 1/ha: o comportamento obser-

g. HYVAR X nas dosagens de 3,5 e 10 1/ha: constatada apenas a paralisação do desenvolvimento normal da vegetação entre dez e vinte dias após tratamento.

h. TRIBUTON 60 mais GRAMOXONE nas dosagens de 2+2, 4+4, 5+2 e 2+5 1/ha: o comportamento observado nas parcelas foi idêntico ao dos tratamentos com estes produtos aplicados isoladamente.

I. GRAMOXONE mais BI-HEDONAL nas dosagens de 3+3, 5+5, 3+5 e 5+3 1/ha: observados efeitos semelhantes aos dos produtos aplicados isoladamente.

2.4. Terceiro Teste

Aplicado a 5/12/74 para o controle da taquarinha.

Produtos usados: foram aplicados Round up, Gramoxone, Agroxone MCPA, Hyvar X e as misturas Tributon 60 mais Gramoxone e Gramaxone mais Bi-Hedonal.

Dosagens: as dosagens se acham especificadas na descrição dos efeitos dos produtos.

Testemunhas: entre as parcelas de tratamento de cada produto foi deixada testemunha: Não foram feitas repetições, sendo utilizada uma área total de 400 m^2.

Os efeitos observados foram:

a. ROUND UP nas dosagens de 3 e 5 1/ha: aos vinte dias iniciou um descolorimento das folhas, mais intenso no tratamento com a dosagem maior. Aos cinqüenta dias ambas parcelas voltaram praticamente ao estado normal.

b. GRAMOXONE nas dosagens de 3 e 5 1/ha: apresentou efeitos imediatos, com secagem parcial da parte aérea, devido à grande quantidade de massa verde da invasora. Aos dez dias foi constatada rebrotação. Aos sessenta dias as parcelas apresentavam vegetação normal.

c. AGROXONE MCPA na dosagem de 3 1/ha: não apresentou efeito.

d. HYVAR X nas dosagens de 3,5 e 10 1/ha: aos três dias as folhas se apresentaram levemente queimadas. Aos dez dias as folhas ainda sofriam ligeira descoloração.

e. TRIBUTON 60 mais GRAMOXONE na dosagem de 4+4 1/ha: aos três dias foi observada secagem violenta da parte aérea da invassora. Aos quinze dias foi iniciado o restabelecimento da planta.

f. GRAMOXONE mais BI-HEDONAL na dosagem de 5+5 1/ha: a parcela apresentou comportamento idêntico ao do tratamento com a mistura TRIBUTON 60 mais GRAMOXONE.

2.5 – Quarto Teste

Aplicado a 15/01/75 para o controle do água-pé.

Produtos usados: Round up.

Dosagens: as dosagens empregadas foram de 3 e 4 1/ha.

Área tratada: a área tratada foi de 550 m^2.

Os efeitos constadados foram: aos quinze dias iniciaram os sintomas de toxidez para invasora. Aos trinta dias a invasora havia sido toda eliminada. Aos noventa dias começava uma reinfestação, da ordem de 3%, notadamente na parcela tratada com a menor dosagem.

2.6 – Quinto Teste

Aplicado a 24/01/75 para o controle da taquarinha.

Produto usado: Round up.

Dosagens: as dosagens empregadas foram de 7 1/ha sem solução equivalente a 600 1/ha e 5,7 e 9 1/ha em

soluções equivalentes a 1000 1/ha.

Área tratada: foram tratadas quatro parcelas, perfazendo área total de 100 m^2.

Efeitos: de modo geral as dosagens com maior quantidade d'água apresentaram efeitos melhores. Aos quinze dias iniciou o descolorimento das folhas. Aos trinta dias as folhas estavam completamente secas. Aos noventa dias os talos reiniciaram rebrotação atrofiada.

2.7 – Sexto Teste

Instalado a 05/03/75 para o controle do água-pé.

Produto usado: Rexone, específico para esta invasora.

Dosagem: foi empregada a dosagem recomendada pelo fabricante, ou seja, 5 1/ha em solução equivalente a 600 1/ha.

Área tratada: 70 m^2.

Efeitos: aos três dias foi constatado o acamamento total da invasora. Aos quinze dias a vegetação havia morrido. Aos quarenta dias foi constatado haver começado a reinfestação da parcela tratada.

3 – CONSIDERAÇÕES

Com os ensaios realizados, podemos considerar o Round up como o produto mais indicado para o combate ao água-pé no Sistema de Irrigação do Arroio Duro. Este produto, como tem ação inicial lenta, poderia ser substituído em certos casos por outro de ação mais rápida, como o Tributon 60.

O produto Round up, por ser novo, seu custo nos é desconhecido.

Não foi constatado qualquer problema, causado por toxicidade dos produtos, mesmo existindo peixes no canal, insetos junto aos locais de aplicação e havendo bovinos que ingeriram água do canal. Também invasoras situadas à jusante dos locais de aplicação nada sofreram em sua função vegetativa.

Estes testes de controle do água-pé e da taquarinha terão continuidade, com os produtos empregados e com eventuais novos produtos.

4 – BIBLIOGRAFIA

1 – BERNARDI, Gianni & DIANI, Giancarlo. **Vegetación acuática. Identificación y métodos de lucra.** Espanha, Oikós-tan. S.A., 1971.

2 – SAAD, Odilon. **A vez dos herbicidas.** São Paulo, Fundação Coopercotia, 1968.

3 – FORSTER, Reinaldo & ALVES, Aldo. "O Combate Químico às Ervas Daninhas". **A Granja.** 30 (314): 21 - 54, março, 1974.

4 – VENTURELLA, Lia Carvalho. **Guia para Uso dos Herbicidas Modernos.** Secretaria da Agricultura, Porto Alegre, RS, 1963.

5 – Diversos folhetos comerciais que acompanham os produtos.

DISPONNIBILIDADE HÍDRICA PARA IRRIGAÇÃO DOS PRINCIPAIS AÇUDES DO NORDESTE BRASILEIRO

Manfredo Cássio de Aguiar Borges (*)

1 – INTRODUÇÃO

O aproveitamento dos recursos hídricos do Nordeste semi-árido é a missão principal do Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS). Sua área de atuação é o chamado Polígono das Secas, com cerca de 950 mil quilômetros quadrados, vulnerável ao fenômeno das anomalias climáticas abrangendo os Estados do Piauí, Ceará, Rio Grande do Norte, Paraíba, Pernambuco, Alagoas, Sergipe, Bahia e parte de Minas Gerais.

Criado a 21 de outubro de 1909 com o nome de Inspetoria de Obras Contra as Secas, conseguiu o DNOCS expressivo trabalho no cenário do Nordeste e em particular no que tange ao armazenamento de água no Polígono, que se pode estimar em uma capacidade de acumulação da ordem de 14 bilhões de metros cúbicos, onde o Açude Orós, no Estado do Ceará, se destaca como sendo o maior da região com uma capacidade final da ordem de 4 bilhões de metros cúbicos.

Em 1970, o Grupo Executivo de Irrigação para o Desenvolvimento Agrícola (GEIDA) e o Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS) constituíram um Grupo de Trabalho, onde se encontravam os engenheiros Felix Melro e Archer Ben Zvi, ambos israelenses, cuja finalidade era o de formular estudos preliminares de hidrologia para 47 açudes construídos no Nordeste Brasileiro pelo DNOCS. O Grupo era constituido por mais dois técnicos do DNOCS e um da SUDENE.

O resultado final deste trabalho é o que pretendemos mostrar aos mais interessados neste tipo de informação. Embora reconhecendo as limitações do mesmo, pois foi feito para um objetivo específico e com tempo determinado, não deixa de ser um esforço a mais no sentido do conhecimento do regime hidrológico de significativas bacias hidrográficas da Região.

Um resumo da metologia adotada foi publicada no Anexo 26 – Volume 5 – página 43 e 49 PPI (Plano Plurianual de Irrigação) – GEIDA.

Este estudo foi feito sob os auspícios do DNOCS e do GEIDA e serviu de base para formulação da política de irrigação do Nordeste e determinação da prioridade de investimento dos recursos do Governo Federal com vistas à elaboração de projetos de Irrigação a cargo do primeiro.

Foi utilizado o computador 1401 da IBM, então existente no Escritório desta Empresa em Fortaleza.

2 – PLUVIOMETRIA

Foi utilizada a série de dados pluviométricos existente em fita magnética fornecida pela SUDENE com observações a partir de 1910 até 1967. A listagem destes dados consta da publicação da SUDENE denominada "DADOS PLUVIOMÉTRICOS MENSAIS" – "IN NATURA", da Divisão de Hidrologia daquela Superintendência. São 25 postos pluviométricos no Piauí, 259 no Ceará, 78 no Rio Grande do Norte, 76 na Paraíba, 82 em Pernambuco, 35 em Alagoas, 24 em Sergipe, 112 na Bahia e 31 em Minas Gerais.

As lacunas pluviométricas foram preenchidas com valores interpolados entre registros de duas estações vizinhas, situadas em condições topográficas semelhantes.

Para o cálculo da precipitação média na bacia hidrográfica, foram considerados vários períodos de acordo com o número de postos pluviométricos existente em cada período, conforme exemplo do Quadro 1 anexo, no caso o Açude Orós. No primeiro período do exemplo considerado, foram utilizados apenas dois postos, o de Arneiroz e Cedro com 76,6 e 27,4%, respectivamente, em sua área de influência e termina com 38 pluviômetros correspondente ao período de janeiro de 1936 a dezembro de 1967.

(*) Engenheiro Civil: Escola Politécnica da Universidade Católica de Pernambuco – 1960. Curso de Hidrologia na Escola Nacional de Engenharia do Rio de Janeiro – 1962. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – 1965. Chefe da Divisão de Hidrologia da Diretoria de Estudos e Projetos.

3 – SIMULAÇÃO DE DEFLÚVIOS

O deflúvio foi calculado segundo as fórmulas simplificadas de Linsley para um período de 52 anos:

$D_1 = C_1 \cdot P_i - a_i$

D_i – deflúvio no mês "i" em metro

P_i – precipitação no mês "i" em metro

C_i – coeficiente de runoff, dependendo das condições relativas de umidade no solo na área da bacia.

$$C_i = \left(\frac{Lmin}{Lmax}\right)^2$$

Lmin – parâmetro, função da altura de umidade existente no solo em metro no início do primeiro mês.

Lmax – parâmetro, função da altura máxima de retenção de umidade no solo

a_i – intercepção no mês i dependendo da evapotranspiração (E) e das condições relativas de umidade na área da bacia nesse mês.

$a_i = E_i\,(0{,}2 + 0{,}6\,C_i) \times C_i$

Para o mês de outubro, o mais seco do ano, quando se considera o início do ano hidrológico, decidiu-se adotar como valor do Lmin, 10% do valor do Lmax. O Lmax foi adotado dentro dos limites de 200 a 500 mm.

O deflúvio para o reservatório é calculado pela fórmula:

$R_i = D_i \times Ab$

R_i – deflúvio no mês "i", (m^3)

Ab – área da bacia hidrográfica, (m^2)

Em geral os resultados obtidos foram considerados satisfatórios. Os dados computados foram trabalhados em bases mensais de precipitação. Sempre que possível, os deflúvios calculados foram comparados e ajustados com os deflúvios naturais de séries conhecidas até que se conseguisse, por aproximações sucessivas, resultados satisfatórios. Tomou-se como referência estudos hidrológicos realizados como, por exemplo, no Açude Orós (Missão Francesa e HIDROSERVICE). Não sendo possível esta comparação de resultados foi usado critério de extrapolação pela utilização dos mesmos parâmetros de bacias vizinhas e semelhantes. No Quadro II mostra-se o método de ajustamento para uma dada bacia.

4 – EVAPORAÇÃO

Foram utilizados os dados das 17 estações relacionadas no Quadro III anexo. Os dados foram fornecidos pela SUDENE e se referem ao Tanque Tipo Classe A. Em geral o período de observação varia entre 2 a 8 anos.

5 – OPERAÇÃO DE RESERVATÓRIOS

$$\triangle AW_i = \triangle V_i - S_i$$

onde

$$\triangle V_i = R_i + (P_i - 0{,}8E_i) \times \frac{(A_{i-1} + A_i)}{2}$$

$\triangle AW_i$ – acréscimo de água (positivo ou negativo) no reservatório, (m^3)

$\triangle V_i$ – variação no volume do reservatório devido o deflúvio, a precipitação direta e evaporação em m^3.

S_i – excesso de água sangrada, (m^3)

R_i – deflúvio no mês "i", (m^3)

E_i – evaporação mensal no mês i, medida em tanque Classe A (m). Atribui-se o coeficiente 0,8 como fator de correção para evaporação no lago

A_i – área do espelho d'água no reservatório no fim do mês i

Cada reservatório tem uma relação específica A = f(h), entre área e altura, e volume e altura, V =f(h)

Esta relação altura/área/volume é muito importante nos cálculos de operação de reservatórios e deve ser introduzido no programa do computador com fórmulas matemáticas.

Neste trabalho, devido a limitação do computador, foi considerado que as relações acima deviam ser expressas por fórmulas matemáticas simples:

$$A = \alpha \cdot h^2$$

$$V = \beta \cdot h^3$$

Estas constantes α e β foram calculadas manualmente e introduzidas no programa como parâmetros conhecidos, conforme desenho 1, anexo.

5.1. – CÁLCULO DA ÁGUA DISPONÍVEL

$$\sum_{i=o}^{n} AW_i = V_o + \sum_{i=o}^{n} (\Delta V_i - S_i)$$

onde

$\sum_{i=o}^{n} AW_i$ – água disponível no reservatório no fim do mês n, (m^3)

V_o – volume inicial no reservatório. Foi tomado como sendo 0,5 Vmax; $V_o = AW_o$ (m^3)

Vmax – capacidade máxima do reservatório

n – número do mês

i – número do mês

ΔV – como acima

S_i – como acima, a quantidade de água sangrada, (m^3)

Quando

$$\sum AW_{i-1} + \Delta V_i > Vmax$$

temos

$$S = \left(\sum AW_{i-1} + \Delta V_i \right) - Vmax$$

então

$$\sum AW_i = Vmax$$

Nota – Devido a limitada capacidade do computador, a água disponível não foi calculada, o que poderá ser feito fazendo no programa a área irrigada igual a O.

6 – IRRIGAÇÃO

6.1 – Estimativa da evapotranspiração-uso consuntivo

Para o presente estudo foi decidido usar o coeficiente médio de uso consuntivo igual a 0,6, assim:

$E_{tp} = 0{,}6E$

E – como acima, valores mensais de evaporação Classe A (m)

E_{tp} – uso consuntivo (m)

6.2 – Chuva efetiva mensal

A chuva efetiva mensal foi estimada pelo uso da relação:

$$P_{eff} = E_{tp}(1 - e^{-c}); \text{ quando}$$

$$c = \frac{1,1 \times P}{E_{tp}}$$

Estas equações são uma representação matemática do método de Hargreaves, onde:

P_{eff} – chuva efetiva mensal (m)

P – chuva mensal (m)

E_{tp} – como acima

6.3 – Cálculo da demanda d'água para irrigação

O consumo de água mensal por unidade de área foi calculada usando o fator de eficiência de irrigação igual a 0,6:

$$WD = \frac{E_{tp} - P_{eff}}{0,6} = E \times e^{-c} = E \times e^{-\left(\frac{1,1P}{0,6E}\right)^{2,5}}$$

6.4 – Necessidade de água para irrigação

O cálculo da necessidade de água foi feito com a expressão:

$WR = WD \times A_{irr}$

WR – consumo por unidade de área (m)

A_{irr} – área irrigada (m^2)

A intenção inicial do programa era computar a água disponível (WR) para vários tamanhos de áreas irrigadas, a fim de definir a área irrigável máxima para o respectivo reservatório. Mas devido a limitação do computador somente foi computada a área ou áreas mais prováveis sugeridas pelo DNOCS.

Se o volume residual do reservatório VR, dado pela expressão abaixo tiver sido zero ou negativo uma vez em cada dez anos, o tamanho da área irrigada foi reduzido. É o que mostram os Quadros IV e V anexos, considerando-se o Açude Orós com 25.000 ha e 15.000 ha. A máxima área irrigável foi feita através de cálculos adicionais.

$$VR_n = \sum_{i=o}^{n} AW_i - \sum_{i=o}^{n} WR_i$$

A quantidade de água disponível foi calculada com freqüência de 90% com a intenção de se determinar a área máxima irrigável.

7 – CONCLUSÃO

Um quadro resumo, constante do Quadro VI anexo, mostra os resultados finais dos estudos feitos em conjunto pelo GEIDA/DNOCS.

QUADRO I

AÇUDE: O R Ó S

1a. FASE - PERÍODO - JANEIRO 1911 a DEZEMBRO 1911

POSTOS	Nº 37-29-67 - Arneiroz	- 72,6%
	" 28-91-98 - Cedro	- 27,4%

2a. FASE - PERÍODO - JANEIRO 1912 a DEZEMBRO 1915

POSTOS -	Nº 37-29-67 - Arneiroz	- 14,5%
	" 28-91-98 - Cedro	- 0,0%
	" 38-30-72 - Assaré	- 7,3%
	" 37-49-47 - Araripe	- 7,1%
	" 37-49-12 - Campos Sales	- 7,3%
	" 39-30-88 - Farias Brito	- 5,7%
	" 38-21-73 - Iguatú	- 16,0%
	" 38-22-82 - Icó	2,2%
	" 34-40-35 - Santana do Cariri	- 4,3%
	" 28-30-02 - Saboeiro	- 12,4%
	" 37-25-01 - Tauá	- 14,6%
	" 38-31-54 - Várzea Alegre	- 2,4%
	" 37-38-67 - Pio IX	- 6,2%

3a. FASE - PERÍODO - JANEIRO 1916 a DEZEMBRO 1920

POSTOS -	Nº 37-29-67 - Arneiroz	- 13,7%
	" 28.91.98 - Cedro	- 0,0%
	" 38-30-72 - Assaré	- 7,3%
	" 37-49-47 - Araripe	- 7,1%
	" 37-49-12 - Campos Sales	- 7,3%
	" 29-30-88 - Farias Brito	- 5,7%
	" 38-21-73 - Iguatú	- 8,7%
	" 38-22-83 - Icó	- 2,2%
	" 34-40-35 - Santana do Cariri	- 4,3%
	" 38-30-02 - Saboeiro	- 11,4%
	" 37-29-01 - Tauá	- 14,6%
	" 38-31-54 - Várzea Alegre	- 2,4%
	" 38-11-31 - Ibicuá	- 1,1%
	" 38-21-20 - Acopiara	- 8,0%
	" 37-38-67 - Pio IX	- 6,2%

QUADRO I

4a.FASE - PERÍODO - JANEIRO 1921 a DEZEMBRO 1931

POSTOS -	Nº 37-29-67 - Arneiroz	- 13,7%
	" 28-91-98 - Cedro	- 0,0%
	" 38-30-72 - Assaré	- 9,3%
	" 37-49-47 - Araripe	- 7,8%
	" 37-49-12 - Campos Sales	- 7,3%
	" 39-30-88 - Farias Brito	- 7,9%
	" 38-21-73 - Iguatú	- 9,6%
	" 38-22-82 - Icó	- 0,0%
	" 34-40-35 - Santana do Cariri	- 0,0%
	" 38-30-02 - Sabocíro	- 10,7%
	" 37-29-01 - Tauá	- 14,6%
	" 38-31-54 - Várzea Alegre	- 2,5%
	" 38-11-81 - Ibicuã	- 1,1%
	" 38-21-20 - Acopiara	- 5 9%
	" 38-22-51 - Orós	- 3,5%
	" 38-21-61 - Suajurana	- 5,4%
	" 37-38-67 - Pio IX	- 6,2%

5a. FASE - PERÍODO - JANEIRO 1932 a DEZEMBRO 1934

POSTOS -	Nº 37-29-67 - Arneiroz	- 6,1%
	" 28-91-98 - Cedro	- 0,0%
	" 38-91-98 - Assaré	- 4,7%
	" 37-49-47 - Araripe	- 6,9%
	" 37-49-12 - Campos Sales	- 3,5%
	" 39-30-88 - Farias Brito	- 4,9%
	" 38-21-73 - Iguatú	- 3,4%
	" 38-22-82 - Icó	- 0,0%
	" 34-40-35 - Santana do Cariri	- 4,3%
	" 38-30-02 - Sabocíro	- 4,3%
	" 37-29-01 - Tauá	- 5,3%
	" 38-31-54 - Várzea Alegre	- 1,3%
	" 38-11-81 - Ibicuã	- 0,9%
	" 38-21-20 - Acopiara	- 4,0%
	" 38-22-51 - Orós	- 3,3%
	" 38-21-61 - Suassurana	- 2,5%

QUADRO I

5a. FASE - PERÍODO - JANEIRO 1932 a DEZEMBRO 1934

POSTOS - Nº	38-30-40	- Antonina do Norte	- 3,2%
"	37-39-27	- Aiuba	- 5,8%
"	38-31-00	- Cariús	- 5,1%
"	38-20-42	- Catarina	- 5,1%
"	28-20-56	- Flamengo	- 4,2%
"	37-39-92	- Itagua	- 3,7%
"	37-29-20	- Marrecas	- 4,7%
"	37-28-45	- Parambú	- 8,8%
"	37-39-93	- Poço da Pedra	- 0,7%
"	38-21-97	- Várzea	- 0,7%
"	37-38-67	- Pio IX	- 2,6%

6a. FASE - PERÍODO - JANEIRO 1934 a DEZEMBRO 1935

POSTOS - Nº	37-29-67	- Arneiroz	- 4,8%
"	28-91-98	- Cedro	- 0,0%
"	38-30-72	- Assaré	- 4,7%
"	37-49-47	- Araripe	- 6,9%
"	37-49-12	- Campos Sales	- 3,5%
"	39-30-88	- Farias Brito	- 4,7%
"	38-21-73	- Iguatu	- 8,0%
"	38-22-82	- Icó	- 0,0%
"	34-40-35	- Santana do Cariri	- 4,3%
"	38-30-02	- Saboeiro	- 4,3%
"	37-29-01	- Tauá	- 3,6%
"	38-31-54	- Várzea Alegre	- 1,1%
"	38-11-81	- Ibicuã	- 0,5%
"	38-21-20	- Acopiara	- 3,1%
"	38-22-51	- Crós	- 0,5%
"	38-21-61	- Suassurana	- 2,5%
"	38-30-40	- Antonina do Norte	- 3,2%
"	37-39-27	- Aiuba	- 5,1%
"	38-31-00	- Cariús	- 5,1%
"	38-20-42	- Catarina	- 2,0%
"	28-20-56	- Flamengo	- 3,6%

QUADRO I

6a. FASE - PERÍODO - JANEIRO 1934 a DEZEMBRO 1935

POSTOS -	Nº 37-39-93	- Itagua	- 3,7%
	" 37-29-20	- Marrecas	- 3,6%
	" 37-28-45	- Parambú	- 5,6%
	" 37-39-93	- Poço da Pedra	- 0,7%
	" 38-21-97	- Várzea	- 0,5%
	" 37-18-66	- Coutinho	- 1,7%
	" 37-28-89	- Cococi	- 7,0%
	" 38-41-04	- Caririaçu	- 0,3%
	" 37-19-21	- IAPI	- 0,2%
	" 38-20-02	- Marroás	- 3,3%
	" 38-21-38	- Maracajá	- 3,8%
	" 38-20-34	- Truçu	- 2,1%
	" 37-38-67	- Pio IX	- 0,8%
	" 38-22-80	- Lima Campos	- 0,2%

7a. FASE - PERÍODO - JANEIRO 1936 a DEZEMBRO 1967

POSTOS -	Nº 37-29-67	- Arneiroz	- 4,8%
	" 28-91-98	- Cedro	- 0,0%
	" 38-30-72	- Assaré	- 3,6%
	" 37-49-47	- Araripe	- 5,0%
	" 37-49-12	- Campos Sales	- 3,5%
	" 39-30-88	- Farias Brito	- 4,7%
	" 38-21-73	- Iguatú	- 2,8%
	" 38-22-82	- Icó	- 0,0%
	" 34-40-35	- Santana do Cariri-	3,8%
	" 38-30-02	- Saboeiro	- 4,3%
	" 37-29-01	- Tauá	- 3,6%
	" 38-31-54	- Várzea Alegre	- 0,6%
	" 38-11-81	- Ibicuã	- 0,4%
	" 38-21-20	- Acopiara	- 2,9%
	" 38-22-51	- Orós	- 0,5%
	" 38-21-61	- Suassurana	- 2,5%
	" 38-30-40	- Antonina do Norte-	3,1%
	" 37-39-27	- Aiuaba	- 5,1%
	" 38-31-00	- Cariús	- 4,3%
	" 38-20-42	- Catarina	- 2,0

7a. FASE - PERÍODO - JANEIRO 1936 a DEZEMBRO 1967

POSTOS - Nº	28-20-56 - Flamengo	- 3,6%
"	37-39-92 - Itaguá	- 3,5%
"	37-29-20 - Marrecas	- 3,6%
"	37-28-45 - Parambú	- 5,6%
"	37-39-93 - Poço.da Pedra	- 0,7%
"	38-21-97 - Várzea	- 0,5%
"	37-18-66 - Coutinho	- 1,7%
"	37-28-89 - Cococí	- 7,0%
"	38-41-04 - Caririaçu	- 0,3%
"	37-19-21 - IAPI	- 0,2%
"	38-20-02 - Marruás	- 3,3%
"	38-21-38 - Maracajá	- 3,2%
"	38-20-34 - Truçu	- 2,1%
"	38-31-23 - Caipús	- 1,6%
"	37-49-19 - Potengí	- 3,6%
"	38-11-84 - Tataíra	- 1,0%
"	37-38-67 - Pio IX	- 0,8%
"	38-22-80 - Lima Campos	- 0,2%

EVAPORAÇÃO MÉDIA

JANEIRO	- 183	mm
FEVEREIRO	- 145	mm
MARÇO	- 141	mm
ABRIL	- 147	mm
MAIO	- 155	mm
JUNHO	- 164	mm
JULHO	- 184	mm
AGÔSTO	- 202	mm
SETEMBRO	- 205	mm
OUTUBRO	- 200	mm
NOVEMBRO	- 186	mm
DEZEMBRO	- 188	mm
	2.100	mm

Área da Bacia Hidrográfica - 25.000 Km^2
Área Média da Bacia Hidráulica - 370 Km^2

PROJETO DE ORÓS
Rio Jaguaribe, Ceará
Estação de Orós
Bacia Hidráulica: 25.000 km^2

DEFLUVIOS ANUAIS						
ANO HIDROL.	PREC. ANUAL mm	DEFLUVIO MEDIDO (1) M.M.C.	DEFLUVIO MEDIDO (2) M.M.C.	DEFLUVIO MEDIDO (3) M.M.C.	DEFLUVIO CALCULADO Teste 1	DEFLUVIO CALCULADO Teste 2
1921/22	865	1.325	1.343	1.944	919	1.127
22/23	714	346	537	1.468	770	853
23/24	1.147	7.100	6.833	6.825	5.910	6.199
24/25	791	1.766	1.844	2.419	1.323	1.329
25/26	798	3.185	3.246	2.116	1.899	2.121
26/27	453	410	322	254	393	475
27/28	565	388	372	440	135	154
28/29	722	713	693	1.063	1.094	1.225
29/30	668	599	458	674	421	493
1930/31	523	290	272	255	422	497
31/32	410	32	25	25	47	75
32/33	642	927	884	708	1.436	1.673
33/34	896	1.450	1.907	1.944	1.697	2.028
34/35	1.043	1.829	2.242	3.888	3.392	3.506
35/36	503	400	384	203	242	279
36/37	598	470	449	414	749	851
37/38	589	296	305	363	283	299
38/39	613	650	614	492	457	472
39/40	882	1.262	1.314	1.469	1.785	2.017
1940/41	570	662	702	371	439	514
41/42	344	10	11	11	62	73
42/43	595	448	385	384	290	329
43/44	510	160	202	216	210	230
44/45	829	978	938	1.425	1.859	1.994
45/46	723	249	380	872	910	896
46/47	808	1.672	1.702	1.598	1.830	2.176
47/48	745	716	710	1.252	306	383
48/49	526	211	298	432	320	405
49/50	698	1.372	1.509	1.209	1.108	1.282
50/51	378	156	172	65	30	36
51/52	487	309	337	263	312	295
52/53	421	135	161	129	83	102
53/54	483	98	96	181	208	265
54/55	559	725	672	406	530	636
55/56	655	1.280	1.302	674	1.312	1.453
56/57	639	1.356	1.324	950	1.248	1.302
	23.302	33.934	35.055	37.402	34.431	38.082

1) A "descarga medida" foi extraída do relatório hidrológico da Missão Francesa.

2) e (3) Do "Estudo Hidrológico do Açude Público Orós", Volume M — MEDIOSERVICE. Os dados referentes a coluna (3) foram obtidos a partir da correlação chuva média (Thiesseu 31 pontos) a montante de Orós com deflúvios anuais do Rio Jaguaribe em Orós.

QUADRO II

DEFLUVIO MEDIDO 3

$$r = \frac{\sum X Y - N \bar{X} \bar{Y}}{\sqrt{(\sum X^2 - N \bar{X}^2)\ (\sum Y^2 - N \bar{Y}^2)}}$$

r = 0,941

$\bar{X}$ = 1.038,94

$\bar{Y}$ = 1.056,17

Mínimo de X = 11

Máximo de X = 6.825

Mínimo de Y = 36

Máximo de Y = 6.199

DEFLUVIO MEDIDO 2

$$r = \frac{\sum X Y - N \bar{X} \bar{Y}}{\sqrt{(\sum X^2 - N \bar{X}^2)\ (\sum Y^2 - N \bar{Y}^2)}}$$

r = 0,932

Média de X = 973,19

Média de Y = 1.056,17

Mínimo de X = 11

Máximo de X = 6.833

Mínimo de Y = 36

Máximo de Y = 6.199

Deflúvio máximo - Ano de 1923/1924 - 6.833m³

Deflúvio mínimo - Ano de 1941/1942 - 11

CONCLUSÃO

Tanto o Deflúvio Medido (3) quanto o Deflúvio Medido (2) com relação ao Deflúvio Calculado (Teste 2) apresentaram perfeita correlação, por serem aproximadamente iguais a 1 (um), indicando que quase todos os pontos estão sobre uma reta, no entanto, o Deflúvio Medido (3) foi o que se mostrou possuir uma maior correlação entre as duas medidas.

Baseado no exposto, podemos afirmar que o Deflúvio Medido (3) é o que mais se aproxima do Deflúvio Calculado (Teste 2). Por outro lado, a aproximação conforme poderá ser observada no gráfico de linha, é bastante insignificante, haja vista, que a diferença entre os dois coeficientes de correlação foi inferior a 1%.

QUADRO III

EVAPORAÇÃO TANQUE CLASSE A EM mm

ESTAÇÃO	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
obral-Ce	176	208	177	163	148	145	180	230	242	263	238	238	2.408
1966/70 ripiri-Pi	181	148	130	127	135	141	190	220	242	230	218	190	2.152
1966/70 os-Pi	181	146	136	136	169	205	240	285	220	212	202	202	2.334
1961/63 ixeramobim Ce	234	188	174	146	135	150	172	235	266	305	280	275	2.500
acurici-Ba	211	186	209	167	162	128	174	168	231	205	218	208	2.317
loriano-Pb	205	210	230	178	177	168	206	292	208	349	312	327	3.022
ima Campos - Ce	241	188	183	156	168	175	224	274	289	305	281	273	2.757
tans-Pb	355	244	250	215	202	190	252	336	358	366	305	308	3.549
ruzeta-Pb	377	268	193	163	150	218	225	310	310	324	381	375	3.294
azeiro Nor- e Ce	218	184	171	161	169	174	207	259	289	305	277	255	2.669
remas-Pb	298	214	230	190	187	173	251	301	328	358	357	314	3.181
riunfo-Pe	200	165	170	143	131	117	132	170	189	208	228	257	2.096
nteiro-Pb	249	190	196	149	135	123	143	181	216	262	260	272	2.398
rtim-Ce	275	211	187	184	204	211	228	275	280	305	273	266	2.899
uá-Ce	270	179	155	147	150	192	245	289	326	382	353	280	2.903
1963/66 ororó-Ba	213	200	207	168	190	172	187	250	280	270	275	295	2.692
ororó-Ba	212	186	209	144	180	150	190	200	280	296	210	252	2.407

QUADRO IV

PROJETO : AÇUDE ORÓS — RIO JAGUARIBE

ÁREA DA BACIA HIDROGRÁFICA : 25.000 Km² — Vo = 1050 HM³

CAPACIDADE MÁX. DO RESERVATÓRIO : 2.100 HM³ — EST. EVAPORIMÉTRICA : LINHA CAMPOS

VOLUME MORTO : 105 HM³

KMAX = 0,450 KMIN = 0,045 — ÁREA IRRIGADA: 25.000 ha

ANO HIDROLÓGICO	PRECIPITAÇÃO (mm)	DEFLÚVIO ANUAL		EXCESSO DE ÁGUA (P-E) HM³	SANGRIA ANUAL	ÁGUA DISPONÍVEL HM³ ANUAL	ÁGUA DISPONÍVEL HM³ AM	CONSUMO POR UNIDADE DE ÁREA (mm)	VOLUME RESIDUAL MÍNIMO VR min HM³	VR - VD HM³	Nº DE ORDEM
			HM³								
1915/16	751		1.563	227	231	1.142		2.071	765	669	
16/17	1.197		4.095	183	4.049	472		1.837	1.332	1.207	
17/18	636		946	249	131	588		2.077	1.354	1.079	
18/19	257		2	281	0	-279		2.659	791	666	
19/20	722		2.125	213	459	1.453		2.318	419	306	
20/21	901		2.335	211	1.500	556		1.977	1.321	1.206	
21/22	665		1.127	236	348	1.143		2.093	1.311	1.196	
22/23	714		1.[illegible]	207	110	1.[illegible]		2.170	1.386	1.261	
23/24	1.147		6.170	165	5.472	532		1.964	1.299	1.174	
24/25	702		1.989	256	612	461	5.924	2.027	1.454	1.299	
	(0.259)		21.181)					(21.213)			
25/26	700		2.121	249	1.336	536		2.146	1.282	1.177	
26/27	483		475	285	0	192		2.395	1.253	1.153	
27/28	585		1.[illegible]	280	0	1.[illegible]		2.[illegible]	641	[illegible]	
28/29	722		1.[illegible]	273	0	1.[illegible]		2.[illegible]	316	[illegible]	
29/30	668		453	284	0	220		2.123	773	668	
30/31	623		427	284	0	196		2.265	559	454	
31/32	410		[illegible]	285	0	[illegible]		2.475	100	0	
32/33	642		1.[illegible]	285	0	1.[illegible]		2.202	93	0	4
33/34	[illegible]		2.[illegible]	[illegible]	256	[illegible]		2.024	276	93	
34/35	1.043		3.[illegible]	207	2.[illegible]	440	5.107	1.[illegible]	139	34	
	(0.721)		(12.249)					(12.052)			
35/36	503		270	208	0	11		2.333	1.134	1.029	
36/37	573		[illegible]	221	0	630		2.[illegible]	[illegible]	[illegible]	
37/38	599		299	[illegible]	5	100		2.351	710	[illegible]	
38/39	[illegible]		472	[illegible]	0	[illegible]		2.272	[illegible]	[illegible]	
39/40	[illegible]		2.[illegible]	[illegible]	98	1.[illegible]		2.043	176	[illegible]	
40/41	570		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	1.272	1.[illegible]	
41/42	[illegible]		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	602	[illegible]	
42/43	[illegible]		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	231	[illegible]	
43/44	[illegible]		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.337	95	0	8
44/45	[illegible]		1.[illegible]	183	0	1.831	5.006	1.911	67	0	5
	(6.033)		(7.[illegible])					(12.525)			
45/46	723		896	[illegible]	107	525		2.046	1.357	1.252	
46/47	[illegible]		2.[illegible]	[illegible]	1.421	519		2.[illegible]	1.[illegible]	1.[illegible]	
47/48	745		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	1.[illegible]	1.[illegible]	
48/49	526		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.254	[illegible]	[illegible]	
49/50	[illegible]		1.[illegible]	[illegible]	0	1.[illegible]		2.[illegible]	597	[illegible]	
50/51	[illegible]		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.391	577	472	
51/52	437		[illegible]	115	0	150		2.519	173	73	
52/53	421		192	[illegible]	0	[illegible]		2.424	88	0	6
53/54	[illegible]		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	70	0	1
54/55	[illegible]		[illegible]	91	0	545	3.199	2.317	82	0	3
	(5.[illegible])		(6.[illegible])					(12.029)			
55/56	[illegible]		1.[illegible]	150	0	1.[illegible]		2.228	100	0	10
56/57	639		1.[illegible]	[illegible]	0	1.[illegible]		2.301	780	[illegible]	
57/58	[illegible]		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	732	[illegible]	
58/59	[illegible]		400	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	403	[illegible]	
59/60	[illegible]		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	[illegible]	0	7
60/61	[illegible]		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	72	0	2
61/62	[illegible]		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	[illegible]	0	9
62/63	[illegible]		1.[illegible]	[illegible]	0	1.[illegible]		2.[illegible]	[illegible]	[illegible]	
63/64	1.080		3.[illegible]	[illegible]	2.[illegible]	[illegible]		1.[illegible]	1.[illegible]	[illegible]	
64/65	[illegible]		[illegible]	286	0	595	6.188	2.[illegible]	1.251	1.[illegible]	
	(5.[illegible])		(10.[illegible])					(12.[illegible])			
65/66	579		[illegible]	[illegible]	0	[illegible]		2.[illegible]	1.[illegible]	1.[illegible]	
66/67	791		2.[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.[illegible]	1.[illegible]	2.454	[illegible]	[illegible]	
	(1.[illegible])		(2.[illegible])					(4.772)			
TOTAL	34.781		80.[illegible]					116.747			
MÉDIA	660		1.[illegible]				514	2.226			

KMIN - CMT = 0,[illegible]

VD = VOLUME MORTO (5º de Março)

QUADRO V

PROJETO : AÇUDE CRÓS — RIO JAGUARIBE

ÁREA DA BACIA HIDROGRÁFICA : 25.000 km² — V_o = 1.050 hm³

CAPACIDADE MÁX. DO RESERVATÓRIO : 2.100 hm³ — EST. EVAPORIMÉTRICA : LIMA CAMPOS

VOLUME MORTO : 105 hm³

ÁREA IRRIGADA : 15.000 ha

K MÁX = 0,450 K MÍN = 0,045

ANO HIDROLÓGICO	PRECIPITAÇÃO (mm)	DEFICIT ANUAL		PERDAS DO RESERVATÓRIO (mm)		CAUDAL ANUAL hm³	ÁGUA DISPONÍVEL hm³		CONSUMO POR UNIDADE DE ÁREA (mm)	VOLUME ARMAZENADO FINAL VR mês hm³	VR - VO hm³	MÊS DE
			hm³		hm³		ANUAL	MÁX				
1915/16	751		1.500	231		230	1.039		2.071	851	746	
16/17	1.197		4.[illegible]	1[illegible]		1.[illegible]22	2[illegible]6		1.[illegible]	1.[illegible]	1.[illegible]	
17/18	605		948	257		341	350		2.[illegible]	1.[illegible]	1.[illegible]	
18/19	287		2	310		[illegible]	-306		2.[illegible]	1.[illegible]	1.[illegible]	
19/20	722		2.[illegible]28	236		[illegible]	1.[illegible]08		2.[illegible]	[illegible]39	72[illegible]	
20/21	[illegible]21		2.[illegible]	[illegible]03		1.[illegible]13	[illegible]20		1.[illegible]	1.[illegible]20	1.[illegible]	
21/22	[illegible]05		1.[illegible]	244		[illegible]	[illegible]20		2.[illegible]	1.[illegible]11	1.[illegible]	
22/23	714		583	27[illegible]		[illegible]	[illegible]20		2.[illegible]	1.[illegible]52	1.[illegible]	
23/24	1.147		6.[illegible]10	101		5.[illegible]	[illegible]32		1.[illegible]	1.[illegible]00	1.[illegible]	
24/25	7[illegible]		1.[illegible]80	283		734	272	3.921	2.027	1.549	1.[illegible]	
	(3.232)		(21.[illegible])						(21.[illegible])			
25/26	708		2.[illegible]21	257		1.544	320		2.[illegible]	1.[illegible]08	1.[illegible]	
26/27	[illegible]53		[illegible]56	[illegible]06		0	[illegible]09		2.[illegible]	1.[illegible]68	1.[illegible]	
27/28	[illegible]05		[illegible]54	[illegible]50		0	[illegible]66		2.[illegible]	1.[illegible]42	1.[illegible]	
28/29	[illegible]29		1.[illegible]80	[illegible]42		25	[illegible]68		2.[illegible]	[illegible]68	[illegible]8	
29/30	[illegible]03		[illegible]93	272		0	[illegible]51		2.[illegible]	1.[illegible]39	1.[illegible]	
30/31	[illegible]23		[illegible]77	[illegible]07		0	[illegible]30		2.[illegible]	1.[illegible]09	1.[illegible]	
31/32	[illegible]15		[illegible]38	[illegible]01		0	-[illegible]35		2.[illegible]	[illegible]76	[illegible]7	
32/33	[illegible]40		1.6[illegible]	[illegible]50		319	1.[illegible]14		2.[illegible]	[illegible]72	[illegible]2	
33/34	[illegible]47		2.[illegible]	[illegible]30		1.[illegible]60	[illegible]30		2.[illegible]	1.[illegible]97	1.[illegible]	
34/35	1.[illegible]43		3.[illegible]	212		2.[illegible]35	1.[illegible]39	4.381	1.[illegible]	1.[illegible]71	1.[illegible]	
	(5.721)		(22.[illegible])						(22.[illegible])			
35/36	503		279	201		0	-12		2.[illegible]	1.[illegible]42	1.[illegible]	
36/37	[illegible][illegible]6		[illegible][illegible]	[illegible]06		0	[illegible]50		2.[illegible]	1.[illegible]03	1.[illegible]	
37/38	[illegible]39		[illegible]39	[illegible]50		0	[illegible]47		2.[illegible]	1.[illegible]50	1.[illegible]	
38/39	[illegible]33		[illegible]72	257		0	[illegible]47		2.[illegible]	1.[illegible]00	[illegible]	
39/40	[illegible]70		2.[illegible]17	[illegible]21		941	[illegible]80		2.[illegible]	1.[illegible]80	[illegible]	
40/41	[illegible]70		[illegible]11	[illegible]05		0	[illegible]21		2.[illegible]	[illegible]80	1.[illegible]	
41/42	[illegible]7[illegible]		[illegible]7[illegible]	[illegible]05		0	-[illegible]12		2.[illegible]	1.[illegible]68	[illegible]	
42/43	[illegible]38		[illegible]38	[illegible]50		0	[illegible]30		2.[illegible]	[illegible]	[illegible]	
43/44	[illegible]38		[illegible]38	[illegible]01		0	[illegible]52		2.[illegible]	[illegible]	[illegible]	
44/45	829		1.[illegible]	192		277	1.[illegible]	3.304	1.[illegible]	[illegible]	[illegible]	6
	(6.033)		(7.[illegible])						(22.[illegible])			
45/46	723		[illegible]06	274		343	270		2.[illegible]	1.[illegible]80	1.[illegible]	
46/47	[illegible]05		2.[illegible]	254		1.[illegible]	[illegible]06		2.[illegible]	1.[illegible]79	1.[illegible]	
47/48	[illegible]74		[illegible]50	[illegible]48		0	[illegible]00		2.[illegible]	1.[illegible]04	1.[illegible]	
48/49	[illegible]55		[illegible]50	[illegible]48		0	[illegible]00		2.[illegible]	1.[illegible]04	[illegible]	
49/50	[illegible]43		1.[illegible]02	[illegible]53		205	1.[illegible]03		2.[illegible]	1.[illegible]75	[illegible]	
50/51	[illegible]03		[illegible]03	[illegible]48		0	-[illegible]80		2.[illegible]	1.[illegible]37	1.[illegible]	
51/52	[illegible][illegible]3		[illegible][illegible]3	[illegible]48		0	[illegible]80		2.[illegible]	[illegible]56	[illegible]	
52/53	[illegible]00		[illegible]00	113		0	[illegible]87		2.[illegible]	[illegible]82	[illegible]	
53/54	[illegible]02		[illegible]02	1[illegible]		0	-[illegible]50		2.[illegible]	222	[illegible]	2
54/55	[illegible]00		[illegible]00	1[illegible]		0	[illegible]22	2.342	2.[illegible]	104	0	1
	(3.[illegible])		(6.[illegible])						(22.[illegible])			
[illegible]	[illegible]		1.[illegible]	[illegible]		0	1.[illegible]		2.[illegible]	261	[illegible]	3
[illegible]	[illegible]		1.[illegible]	[illegible]		341	[illegible]		2.[illegible]	1.[illegible]	1.[illegible]	
[illegible]	[illegible]		[illegible]	[illegible]		0	[illegible]		2.[illegible]	[illegible]	[

QUADRO VI

AÇUDE	BACIA TRIBUT (km^2)	MEDIAS 1915/16 - 1966/67 Precipitação mm/ano	Defluvio Anual mm	Defluvio Anual $10^6 m^3$	Coef. de defluvio %	Volume máximo do reservatorio ($10^6 m^3$)	Água disponível $10^6 m^3$
Caldeirão	170	1.494	618	105	41,4	55	16,0
Boqueirão do Silva	440	1.190	227	100	19,1	83	26,0
Araras	3.520	785	151	533	19,2	1.000	164,0
Aires de Souza	1.100	1.160	361	397	31,1	104	52,0
Forquilha	176	761	135	24	17,7	50	7,6
Sobral	40	819	163	6,5	19,9	4,6	1,5
Acaraú Mirim	460	1.311	435	200	33,2	52	32,0
Santo Antonio Aracati +	-	-	-	-	-	-	-
+ Santa Maria	460	580	64	27	11,0	33	7,6
Cal. Sampaio	1.720	740	46	79	6,2	322	39,0
Caxitoré	1.450	732	63	91	8,6	202	52,0
Pereira de Miranda	2.840	768	72	205	9,4	395	146,0
Riachão	25	1.074	244	6,1	22,7	6,5	1,9
Varzea do Boi	1.210	611	45	55	7,3	52	5,4
Quixabinha	78	893	156	12	17,4	32	2,2
Orós	25.000	668	46	1.158	6,9	2.100	434,0
Nova Floresta	160	779	105	16,8	13,4	7,6	1,2
Joaquim Távora	150	744	93	14	12,4	24	2,8
Riacho do Sangue	1.210	736	77	93	10,4	61	20,0
Ema	100	788	106	10,6	13,4	10,4	10,4
Cedro	225	843	128	29	15,1	128	8,4
Banabuiú	13.500	701	64	861	9,1	1.000	330,0
Pedras Brancas	1.780	785	111	198	14,2	424	113,0
Quixeramobim	8.300	677	72	599	10,6	54	30,0
Santo Antonio Russas	885	732	104	92	14,2	26	6,2
Pau dos Ferros	2.050	874	130	267	14,9	55	29,0
Pilões	760	737	99	76	13,4	13	1,0
São Gonçalo +	-	-	-	-	-	-	-
+ Engº Avidos	1.420	841	112	159	13,3	300	46,0
Curemas +	-	-	-	-	-	-	-
+ Mãe d'Agua	8.200	811	82	670	10,1	1.360	200,0
Engº Arcoverde	140	746	164	23	22,0	35	4,1
Cruzeta	900	556	46	41	8,2	30	1,0
Itans	1.300	576	54	71	9,5	81	0,0
Sabugi	1.200	620	69	83	11,0	65	0,0
Sumé	780	450	28	22	6,2	37	5,0
Jacurici	2.105	551	30	65	6,0	147	23,0
Custódia	200	810	90	18	11,0	22	4,1
Poço da Cruz	4.930	580	25	124	4,3	500	43,0
Cachoeira II	400	811	60	24	7,4	21	3,6
Boa Vista	200	581	36	7,2	6,2	16	1,4
Saco II	2.535	584	28	70	4,8	123	19,0
Ceraima	436	775	69	30	8,9	58	16,0
Estreito	1.860	758	77	143	10,1	76	36,0
Bico da Pedra	1.490	735	61	91	8,3	200	42,0
Lima Campos	340	784	85	29	10,8	66	6,0
Patos + Miraima	1.000	610	76	76	12,4	26,7	6,2

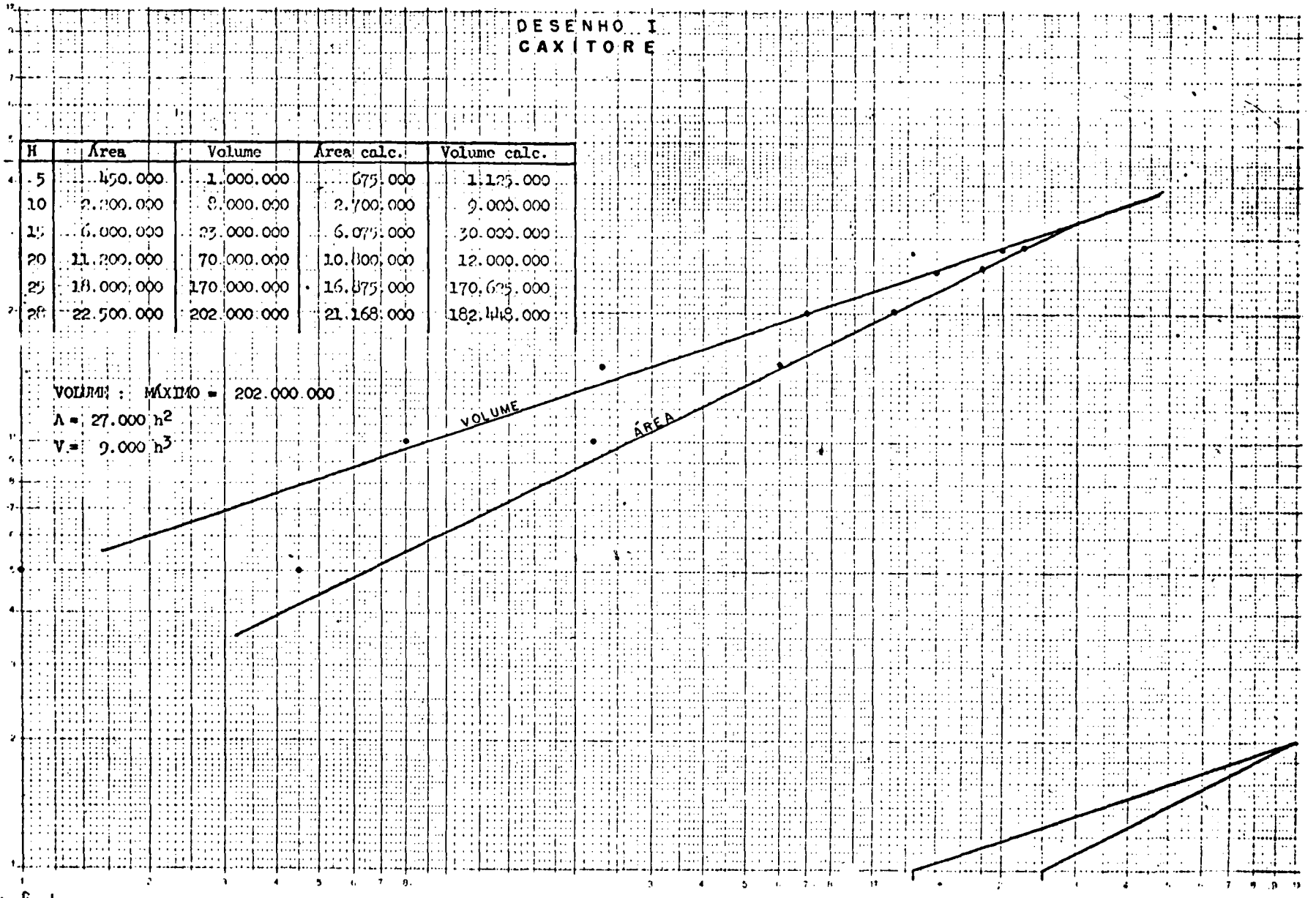
DESENHO I
CAXITORE

H	Área	Volume	Área calc.	Volume calc.
5	450.000	1.000.000	675.000	1.125.000
10	2.700.000	9.000.000	2.700.000	9.000.000
15	6.000.000	23.000.000	6.075.000	30.000.000
20	11.200.000	70.000.000	10.800.000	12.000.000
25	18.000.000	170.000.000	16.875.000	170.625.000
28	22.500.000	202.000.000	21.168.000	182.448.000

VOLUME : MÁXIMO = 202.000.000

A = 27.000 h^2

V = 9.000 h^3



rua fábia 404 são paulo
Bosenhain 8711-1 formato 275x355 mm - Divisão 200x300 mm

8 – SUMMARY

The objective of this study was to study the hidro-agronomical comportment of 47 dams in the North-East of Brazil, taking in consideration the use of these water for irrigation projects, which are under the responsability of DNOCS (National Departament of Works Against Droughts).

The study was patronized by the GEIDA (Grupo Executivo de Irrigação) and DNOCS, and was elaborated by the Israelien Engenieers Mr. Felix Melro and Mr. Asher Ben-Zvi, together with two Brasilien technicians from the DNOCS and one of SUDENE.

The work was developed during the year 1970, using the IBM 1401 computer. It must be emphesize that some simplifications in the calculations had to be done because of the limited capacity of the computer, however the final results were considered as satisfactory for the study's objectives.

This is one more effort to acumulate knowlwdge on the hidrological of significant hidrografic basins in the North-East of Brazil.

MANUAL DE INSTALAÇÃO DE TUBOS DE CONCRETO

Ariostto Farias Jr. *

Esse Manual de Instalação de Tubos de Concretos foi elaborado e publicado pela AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION, representando um guia para uma instalação correta de tubulações de concreto para ilustrar especificações de projetos e as razões várias exigências devem ser seguidas na instalação das tubulações. Ele foi concebido com o propósito de ilustrar todas as informações descritivas, permitindo assim uma melhor compreensão da instalação da tubulação de concreto. Relata sucintamente os métodos de fabricação, as especificações do material, exigências com referências a testes, principais de projetos de instalação.

Maiores esclarecimentos poderão ser solicitados para o endereço abaixo especificado.

INDÚSTRIA REUNIDAS STAR S.A.
DEPARTAMENTO DE PREMOLDADOS
Km 10.5 BR 324
CAIXA POSTAL, 1047
SALVADOR – BAHIA.

* Gerente Técnico da Indústria de Premoldados STAR – LTDA.

UNA TECNICA ESPECIAL PARA LA RECUPERACION DE LAGUNAS

Fernando Pizarro*

1. INTRODUCCION

En la recuperación de lagunas, terrenos inundados o áreas bajo el nivel del mar, hay una fase donde la ejecución de los trabajos se ve especialmente dificultada. Se trata del momento en que, después de eliminada praticamente el agua superficial, bien mediante bombeo o por gravedad, deben entrar en el terreno las máquinas que han de abrir los primeros desagues. En efecto, en ese momento el terreno se encuentrs saturado de agua, incluso con charcos superficiales y con frecuencia no permite el paso de las máquinas, bien por falta de resistencia en el suelo o por problemas de patinamiento.

Una vez superada esa fase, el resto de los trabajos no presenta dificultad especial y es igual al de otras áreas: apertura de colectores, instalación de drenes en el casoque sean necesarios, tecnicas de desalinización etc.

Por tanto, el mayor problema consiste en la fase citada de entrada de las máquinas por primeira vez. Para superar las dificultades de estos trabajos, existe una técnica especial, cuya descripción es el objeto de esta comunicación.

2. DESCRIPCION DE LA TECNICA

De forma resumida, la tecnica consiste en la apertura de cauces bajo el agua, cuando la laguna aún está inundada, bombeo del agua o eliminación por gravedad y, cuando ya se ha eliminado el agua superficial, la siembra de cañas del terreno saturado.

De estos trabajos, los verdaderamente originales y que constituyen el tema de esta comunicación, son la apertura de cauces bajo el agua y la siembra de cañas. En consecuencia, vamos a tratar de ellos con mas detalle, dejando a un lado lo que se refiere al bombeo etc., técnicas que no ofrecen ninguna particularidad en relación con la recuperación de lagunas.

2.1. APERTURA DE CAUCES BAJO EL AGUA

Mediante estos trabajos se abren en el fondo de la laguna y bajo el agua, una red poco densa de emisarios y colectores, dispuestos de tal forma que en su momento conduzcan el agua al punto de salida.

Con objeto de facilitar la exposición, se supone que el agua de la laguna se elimina mediante bombeo. El procedimiento es el mismo si el agua se elimina por gravedad.

El objeto de estos desagues es que en las últimas fases del bombeo, cuando solo quedan unos decímetros de agua, esta escurra mas facilmente y afluya a la bomba, donde es elevada y eliminada. De no construirse estos desagues, buena parte del agua quedaria en forma de charcos, que, de cualquier forma, no pueden ser eliminados totalmente.

Para la construcción de los cauces bajo el agua pueden utilizarse varios procedimientos y tipos de máquinas, que vamos a describir a continuación.

El procedimiento mas simple consiste en la utilización de una retroexcavadora sobre plataforma flotante. En algunos paises existen barcas especiales a las que es fácil acoplar el mecanismo excavador. Con este procedimiento no se pueden alcanzar grandes profundidades; sin embargo es de aplicación en muchos casos, ya que en general las lagunas suelen tener poca profundidad. Además debe tenerse en cuenta que los cauces a construir no necesitan mucha profundidad.

Otro inconveniente del uso de retroexcavadoras es que pueden colocar el material excavado a suficiente distancia. Esta debe ser del orden de 20 mts. como mínimo, ya que de otra forma, ese material, que tiene poca estabilidad una vez depositado bajo el agua, puede desplazarse hacia el fondo del cauce abierto, taponándolo. Por esta razón, cuando se usan retroexcavadoras debe organizarse el transporte "a vertedero" de los materiales excava-

* Misión Española, Convênio DNOCS/IRYDA

dos. Para ello se pueden utilizar barcas provista de descargas en el fondo, por la que se eliminan los materiales. De no disponerse de estas descargas, la limpieza de la barcas suele ser trabajosa.

Otro procedimiento es el empleo de dragas de succión, flotantes. Este sistema es muy adecuado para suelos de tipo arenoso. Las dragas pueden extraer facilmente material a profundidades de 10 mts. Incluso hay dragas que trabajan a profundidades mayores.

Las dragas extraen una mezcla de agua y arena, con una proporción de sólidos del orden del 10-20%. Esta mezcla es bombeada y, por medio de tuberias, transportada al vertedero, que normalmente está en la propia laguna.

Este procedimiento es costoso cuando el volumen a excavar es de poca importancia. Además precisa de personal experto en el manejo de la máquina.

En particular, es de gran importancia el control del porcentaje de sólidos y de la velocidad de transporte de la mezcla por la tuberia. Cada material tiene una velocidad crítica de transporte por debajo de la cual los sólidos se depositan en la tubería. Cuando esto ocurre, es preciso realizar la limpieza de las mismas, lo que generalmente es un trabajo que necesita mucho tiempo, con el agravante de que en la mayoria de los casos debe interrumpirse la obra.

Para evitar este inconveniente debe controlarse continuamente la velocidad de la mezcla, como ya se ha dicho. El manejo de la draga y las operaciones de control necesitan personal especializado. Por todo ello, el método de la draga de succión solo es adecuado para lagunas de gran superfície, donde el volumen a excavar justifique la complicación y coste de transporte y utilización de esta máquina y del personal necesario.

Los cauces que se abren bajo el agua tienen unas características especiales. Aún en el caso recomendable de que el emplazamiento de estos cauces coincida con los futuros emisarios y colectores, en el momento de su construcción no puede pensarse en darles su sección definitiva, por una parte porque no es necesario para la función que han de realizar y, por otra, por dificultades constructivas y de mantenimiento. Por todo ello, los cauces se construyen con una profundidad reducida y con taludes muy tendidos, llegando incluso a pendientes de 1/10.

Con frecuencia las lagunas tienen una profundidad tan escasa que no permite el paso de las excavadoras flotantes o de las dragas de succión. En este caso, el propio cauce abierto es utilizado como canal por el que se mueve la máquina.

Existe una máquina que no realiza la excavación bajo el agua, pero que abre una especia de surcos en el terreno cuando éste está inundado con algunos decímetros de agua solamente.

Esta máquina se llama "ANFIROL" yes de fabricación holandesa. Consiste en una plataforma sobre los cilindros huecos, los cuales tienen unos 80cm de diámetro y una longitud de 6-8 mts. Estos cilindros son metálicos y constituyen verdaderos flotadores. Al mismo tiempo forman parte del mecanismo propulsor. Su eje gira accionado por un motor y en la cara exterior de los cilindros va acoplada una arandela que los envuelve con forma de escalera de caracol, de manera que al girar actúa como un tornillo, haciendo avanzar la máquina.

Los cilindros apoyan sobre el terreno semiencharcado y dejan en él unos surcos que conducen el agua superficialhasta el exterior.

2.1. SIEMBRA DE CAÑAS

Una vez construidos los desagues bajo el agua, comienza el bombeo (o se abre la compuerta de salida, si ésta es por gravedad). Finalmente la laguna queda superficialmente seca. Gracias a los desagues se eliminan la mayoria de los charcos e incluso parte del agua freática. Sin embrago, el efecto sobre ésta última es muy reducido y en cualquier caso solo afecta a una franja estrecha situada a lo largo de los cauces.

La situación asi conseguida, aún no permite la entrada de las máquinas, ya que el terreno se encuentra en su mayoria en estado de saturación. En este momento es cuando se realiza la siembra de cañas.

El objeto de esta siembra es doble: por una parte, las cañas proporcionan una gran masa vegetal fibrosa que facilita el paso de las máquinas; por otra, la elevada evapotranspiración de estas plantas elimina grandes cantidades del agua freática.

El primer objeto es facilmente comprensible y portanto solo vamos a citar nuestra experiencia en los terrenos pantanosos del Delta del Ebro (España). En lagunas desecadas, donde el terreno no soporta una presión mayor de loo gr/cm^2, la siembra de cañas permite el paso de maquinaria de excavación sobre orugas, con una presión de 250 gr/cm^2.

En cuanto al segundo objeto, el de evapotranspiración y eliminación del agua freática, es interesante tratarlo con mas detenimiento.

Las cañas tienen unas necesidades de agua del orden de 2.000-3.000 mm anuales. Con menores disponibilidades tambien se desarrollan, pero de haber agua abundante el consumo puede alcanzar las cifras antes citadas. Este elevado consumo tiene un efecto muy importante sobre el nivel freático. Por ejemplo, si se considera un suelo con una macroporosidad del 15% (μ = 0,15), un consumo anual de 2.500 mm procedente exclusivamente del agua freática supondria un descenso en el nivel de ésta de:

$$h = \frac{P}{\mu} = \frac{2.500}{0'15} = 16.666mm = 16'6 \text{ mts}$$

En la práctica no se alcanzan, ni mucho menos, estas profundidades, porque el consumo no es satisfecho unicamente con el agua freática, sino tambien con las lluvias, que, además, vuelven a elevar el nivelfreático. Además, cuando éste desciende lo suficiente, comienzan a aparecer problemas de filtraciones subterráneas procedentes de áreas próximas. De cualquier forma, el resultado es un descenso importante del nivel freático.

En el caso ya citado de desecación de lagunas en el Delta del Ebro (España) hemos comprobado como la evapotranspiración de los cañaverales provoca descensos del nivel freático superiores a 2'50 mts, lo cual permite la entrada de la maquinaria pesada que ha de realizar el resto de los trabajos (perfeccionamiento y profundización de los cauces ya construidos, apertura de otros nuevos, instalación de drenes subterráneos, construcción de caminos, etc.).

La siembra se puede hacer por avión o manualmente. En el primer caso se aconseja una densidad de 3 kg de semillas por hectárea. En el segundo caso se siembra fragmentos de penachos, obtenidos de la forma siguiente:

El momento adecuado para la recolección de los penachos es el de maduración de las semillas, pero antes de su caida natural. Antes de proceder a la recolección, se comprueba el poder germinativo de las semillas de algunos penachos. Para ello se siembran en germinador en condiciones húmedas, conbuena iluminación y a 20ºC de temperatura. En estas condiciones, la germinación deberá ocurrir en el plazo de dos dias.

Una vez hecha esta comprobación, se recogen los penachos y se desecan, conservándolos a baja temperatura, en sacos de tejido abierto que permita su ventilación.

Antes de la siembra se cortan los penachos en piezas de unos 3cm de longitud, normalmente a su eje.

La siembra se realiza sin enterrar las semillas, por su necesidad de luz. No deben colocarse en las áreas encharcadas, porque flotarian las semillas y no prosperarian las plantas.

Para un cultivo lo bastante denso se necesitan unas 200 matas por ha. Para ello es suficiente una densidad de 4 kg de penachos por hectárea.

REDE DE ESTAÇÕES TELEMÉTRICAS NA BACIA DO ALTO RIO PARAGUAI – MATO GROSSO

DNOS/UNESCO *

A bacia do Alto Rio Paraguai, limitada ao sul pelo afluente Rio Apa, compreende uma área de quase 500.000 km^2 e inclui a região do Pantanal. O Pantanal é uma extensa planície que se inclina suavemente, de leste para oeste, na direção do Rio Paraguai. A economia da região é baseada na pecuária, especialmente bovina para corte. A agricultura é mais para consumo local, apesar de que a área de Cáceres tem uma grande produção de arroz. Minérios de ferro e manganês são encontrados no Município de Corumbá e são exportados por via fluvial, mas a distância e a navegação incipiente limita a adequada exploração.

O Rio Paraguai nasce na parte norte da bacia, recebendo diversos tributários, principalmente do lado este, verificando-se a ocorrência de fortes enchentes que transbordam em grande extensões ao longo dos bancos dos rios. Três quartos da bacia pertencem ao território brasileiro, com a Bolívia limitando a oeste e o Paraguai ao sul. A precipitação anual média dentro do Pantanal é de 1100 mm, aumentando até 1700 mm na parte alta da bacia. A declividade do Pantanal é de cerca de 40cm/km de leste para oeste, e cerca de 2cm/km de norte para o sul, perto do Rio Paraguai.

Os rios da região têm capacidade de suportar as descargas médias, mas durante fortes cheias grandes áreas são alagadas, cerca de 30.000km^2, constituindo o grande problema da região, chegando a ocasionar a morte de 100.000 reses, além de outros prejuízos. Existe uma defasagem de três meses entre as cheias da parte norte e as cheias da região de Corumbá, aumentando esta defasagem para a área de Porto Murtinho, no sul. Por outro lado há uma carência de água para o gado na estação seca e insuficiente profundidade para navegação.

O programa de trabalho, conhecido como Projeto Pantanal, se propôs a montar um sistema de previsão de cheias baseado em modelo matemático preparado com o conhecimento do regime da bacia.O trabalho foi feito pelo DNOS em convênio com a UNESCO através do PNUD e contou com colaboração de diversos órgãos do Governo e de entidades privadas.

Inicialmente foi complementada a rede hidrometeorológica existente com a instalação de postos convencionais e registradores automáticos. Paralelamente foi efetuado um apoio topográfico, incluindo investigações aerofotogramétricas e o estabelecimento de linhas de nivelamento para amarração dos zeros das réguas. Um estudo dentro das áreas de geologia, geomorfologia e ecologia também foi incluído. O Projeto abrangeu um amplo conhecimento do sistema hidráulico e dos recursos hídricos da área do Pantanal e, em particular, a preparação do modelo matemático para simulação do regime hidrológico e a conseqüente previsão de cheias. O sistema seria melhor chamado de **previsão de níveis d'água,** pois é usado permanentemente, possibilitando prognosticar as inundações e também auxiliar a navegação, principalmente no período de águas baixas quando há exigência de profundidades mínimas.

Para a perfeita operacionalidade desse sistema de previsão, é necessário o recebimento, a curto prazo, dos dados de níveis d'água numa estação central. Foram selecionados 15 postos já existentes e instalados equipamentos para transmissão de níveis d'água. O sistema foi testado e aprovado, estando atualmente em operação. Dados de alturas de chuva são transmitidos embora não sejam essenciais para o modelo. Os níveis da maioria dos rios variam vagarosamente e uma ou duas medidas por dia fornecem informação adequada.

A escolha do equipamento estava vinculada à disponibilidade do mercado, tempo de fornecimento, condições locais e pretendia-se evitar sistemas complexos e altamente sofisticados, pois seria atendido por um quadro pequeno de pessoal local. As grandes distâncias envolvidas e outros fatores, principalmente os de transmissão, limitaram a escolha do equipamento de rádio em alta frequência (HF), de banda única (SSB), que se apóia na reflexão de ondas de rádio na ionosfera. Embora apresente o inconveniente de estar sujeito a variação de intensidade e interferências, é um método simples que pode facilmente realizar comunicações de aceitável qualidade a distâncias da ordem de até 1.000km.

A definição do sistema de transmissão por rádio em HF, determinou a escolha do código de transmissão de níveis dágua e das alturas de chuva. A codificação dos dados para transmissão deveria ser convertida em equivalente fluxo de pulsações que é o método digital. Também a falta de rede elétrica no campo limitava a escolha do equipamento. Face a esses fatores condicionantes, verificou-se que somente dois sistemas de codificação e de sensores se mostravam apropriados: o da Leupold & Stevens e o da Fischer & Porter, ambos norte-americanos. O primeiro foi mais aceito por ser menos complexo.

*Trabalho Elaborado pelo DNOS em Convênio com a UNESCO Através do PNUD.

O sistema de campo completo compreende:

1 – Sensor de chuva, correspondendo a um receptor de chuva de cuba basculante, sendo a fonte de energia constituída por pilhas telefônicas;

2 – Telemark de chuvas que consiste na memória da chuva acumulada até 9999 medidas em 4 cilindros que são posicionados diretamente em avanços para cada basculagem do sensor de chuva;

3 – Telemark de níveis d'água que coniste na memória dos níveis d'água até 99,99 metros, posicionados diretamente pela bóia, em 4 cilindros;

4 – Unidade de controle da estação que contém o circuito oscilador ou codificador, transformando os sinais elétricos vindos dos telemarks em pulsações de freqüência audível, superior a 1.000Hz, que são injetadas no rádio tansceptor;

5 – Rádio transceptor que recebe os sinais modulados e transmite para a estação base;

6 – Antena dipolo de 1/2 onda, posicionada de modo que o seu espectro de irradiação ligeiramente direcional é dirigido para a estação receptora;

7 – Comutador horário que regula o início das transmissões nos horários pré-estabelecidos;

8 – Baterias para alimentação do sistema.

O funcionamento do sistema se processa quando o computador horário dispara e fecha um circuito alimentado pelas baterias; o telemark de chuvas é acionado e um microinterruptor é deslocado vagarosamente por um motor elétrico; primeiramente é transmitido o código de identificação da estação; depois, o microinterruptor muda de sentido e passa gradativamente por cada cilindro. Os fechamentos de contato do microinterruptor acionam um pequeno relé de lâmina, a unidade de controle codifica os sinais enviando-os ao rádio transceptor.

O sistema da estação base compreende;

1 – Antena dipolo de 1/2 onda;
2 – Rádio transceptor;
3 – Gravador de fita;
4 – Fonte de alimentação.

O operador da estação base no escritório do DNOS em Campo Grande, Mato Grosso, ao escutar o sinal da estação de campo, liga o gravador e ao mesmo tempo vai interpretando os sinais; caso haja dúvida nas anotações ele poderá escutar novamente pela fita gravada. Cada um dos dois telemarks leva cerca de 60 segundos para transmitir seus dados em forma de código. A transmissão chega em grupo de pulsos, o número de pulsos em cada grupo corresponde ao dígito transmitido.

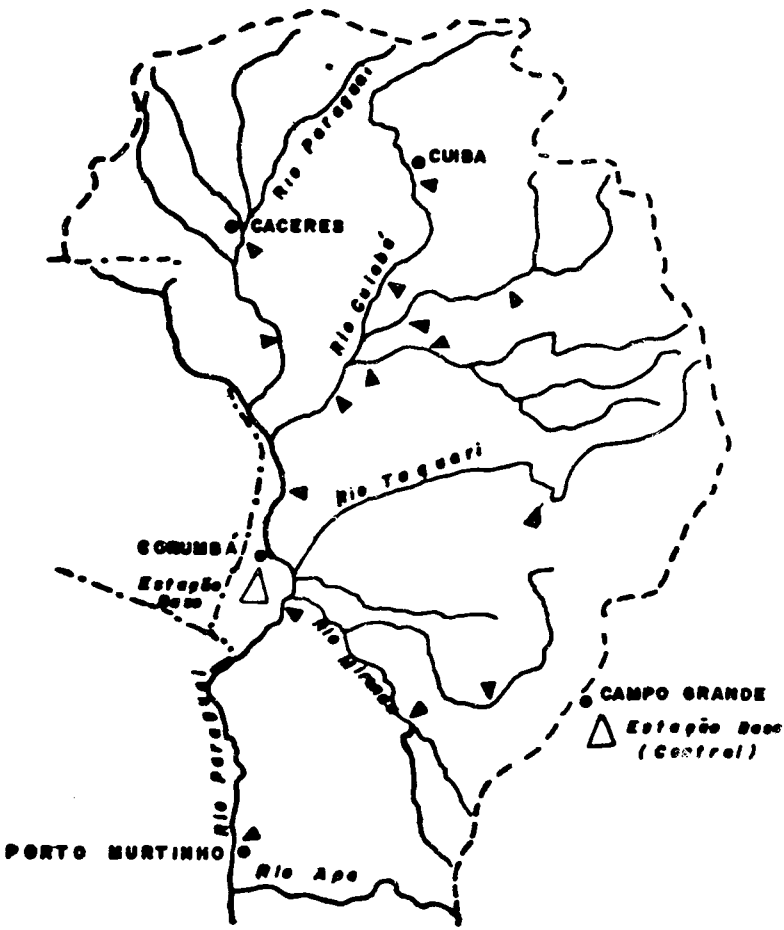
Os dados são enviados por telex ao escritório central do DNOS no Rio aonde são usados para perfuração e conseqüente entrada em computador com um programa. Usa-se o modelo matemático desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano, conhecido como SSARR ("The Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation"), Modelo de Totalização de Descargas dos Rios e Regulação dos Reservatórios. As previsões de níveis d'água obtidas para locais escolhidos são divulgadas pelos jornais locais e, em situações de emergência, por rádio e televisão.

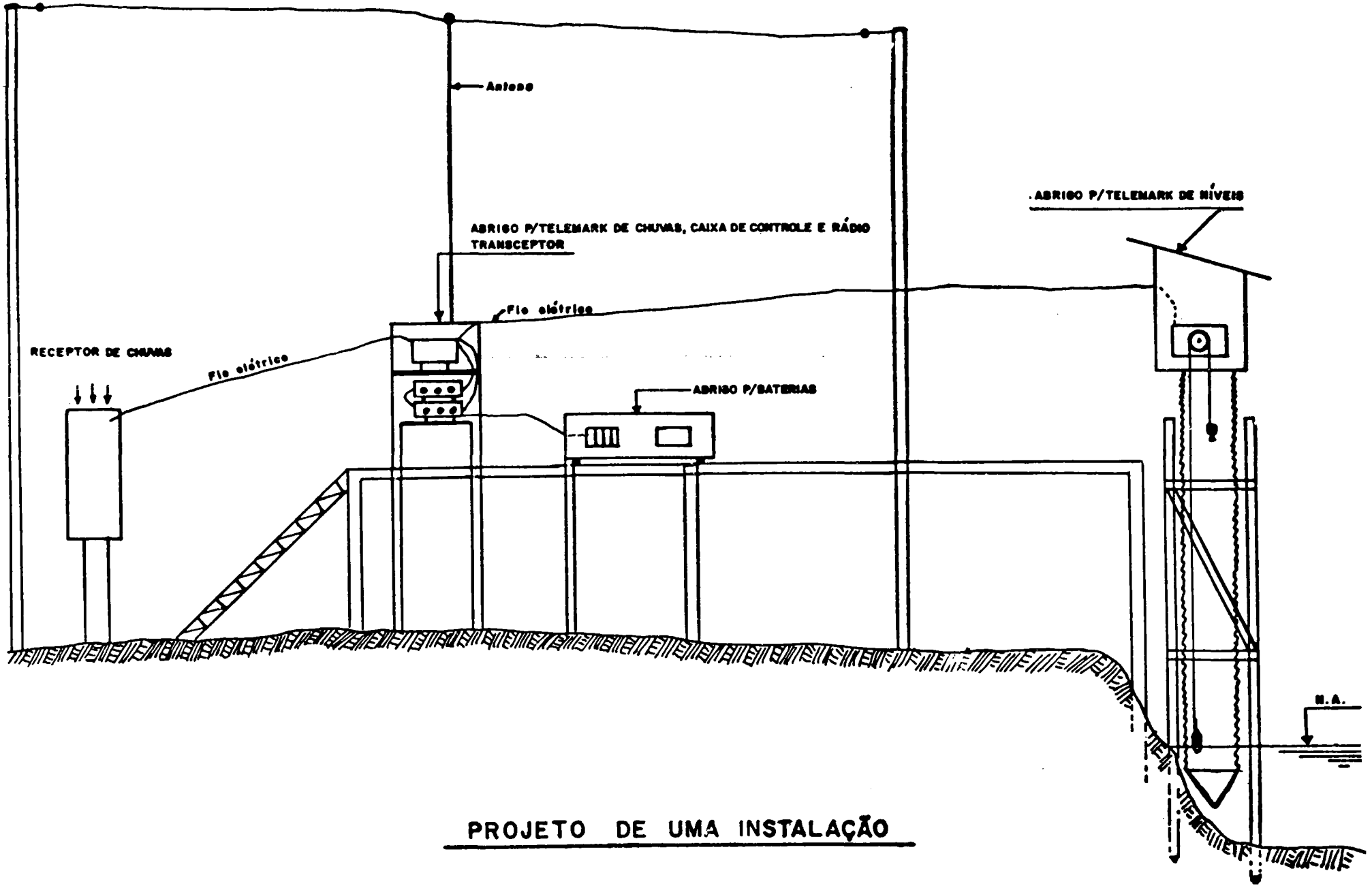
SITUAÇÃO DA BACIA DO ALTO PARAGUAI



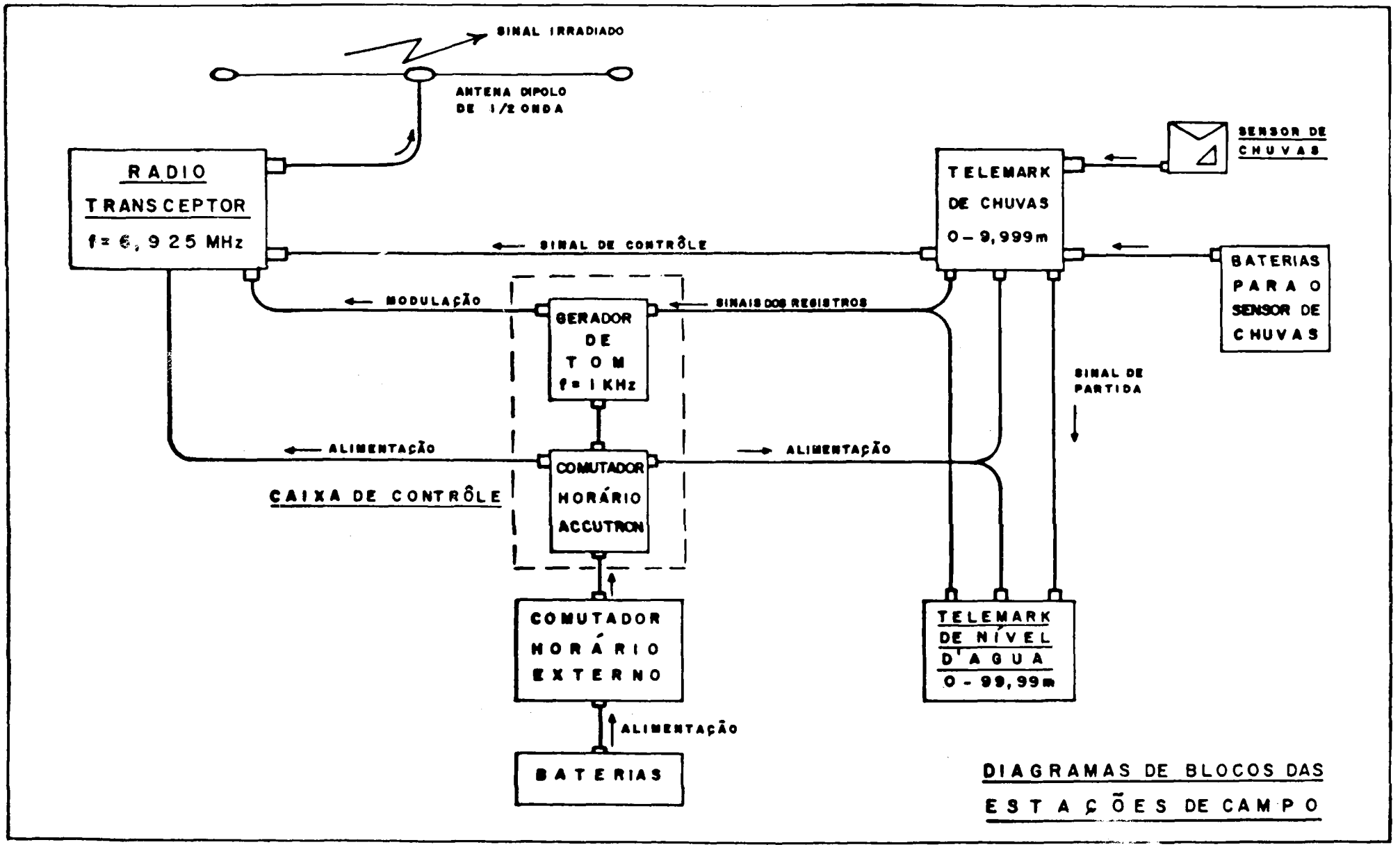
REDE DE ESTAÇÕES TELEMÉTRICAS

NA BACIA DO ALTO PARAGUAI





PROJETO DE UMA INSTALAÇÃO



DIAGRAMAS DE BLOCOS DAS ESTAÇÕES DE CAMPO

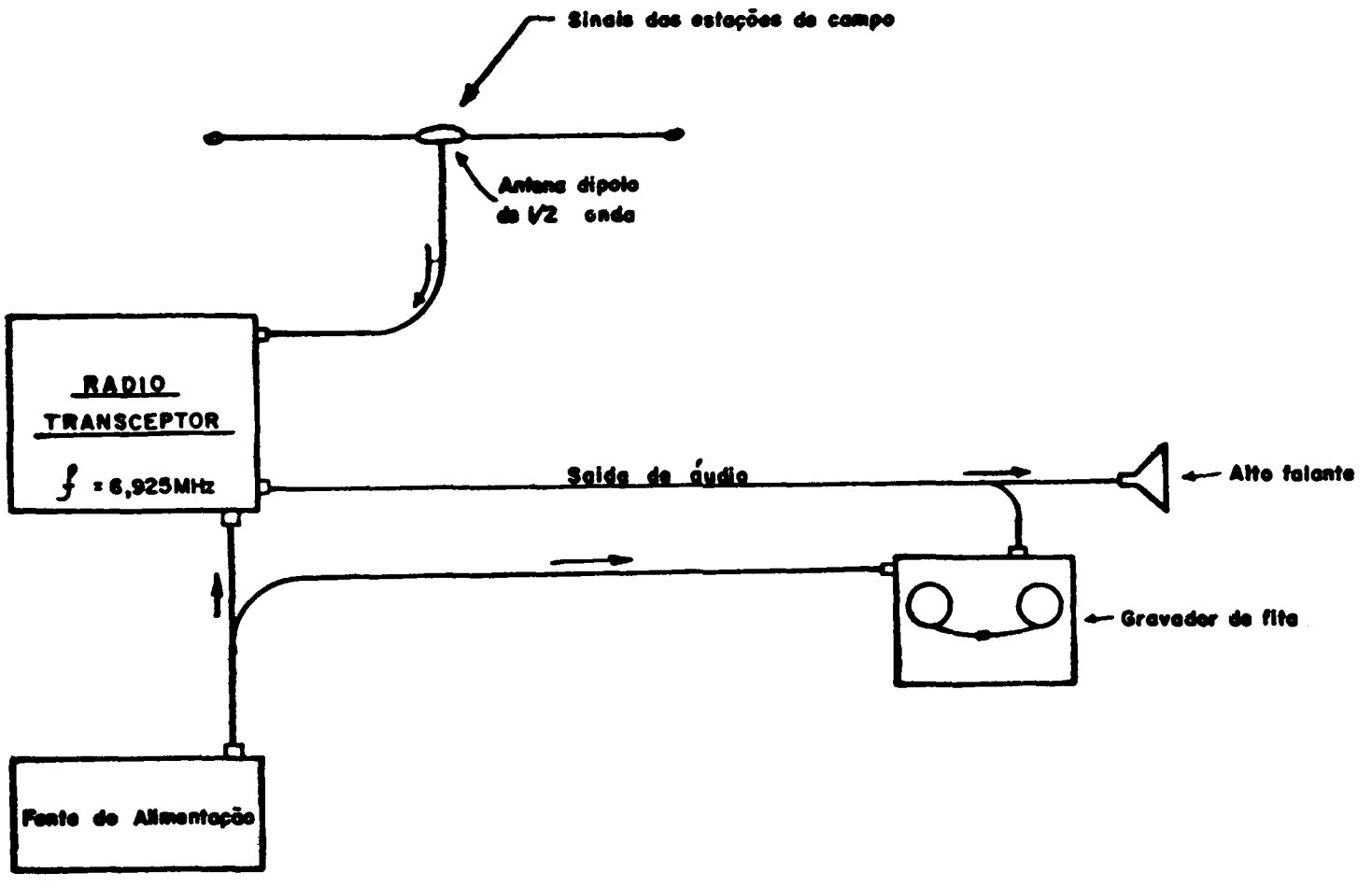
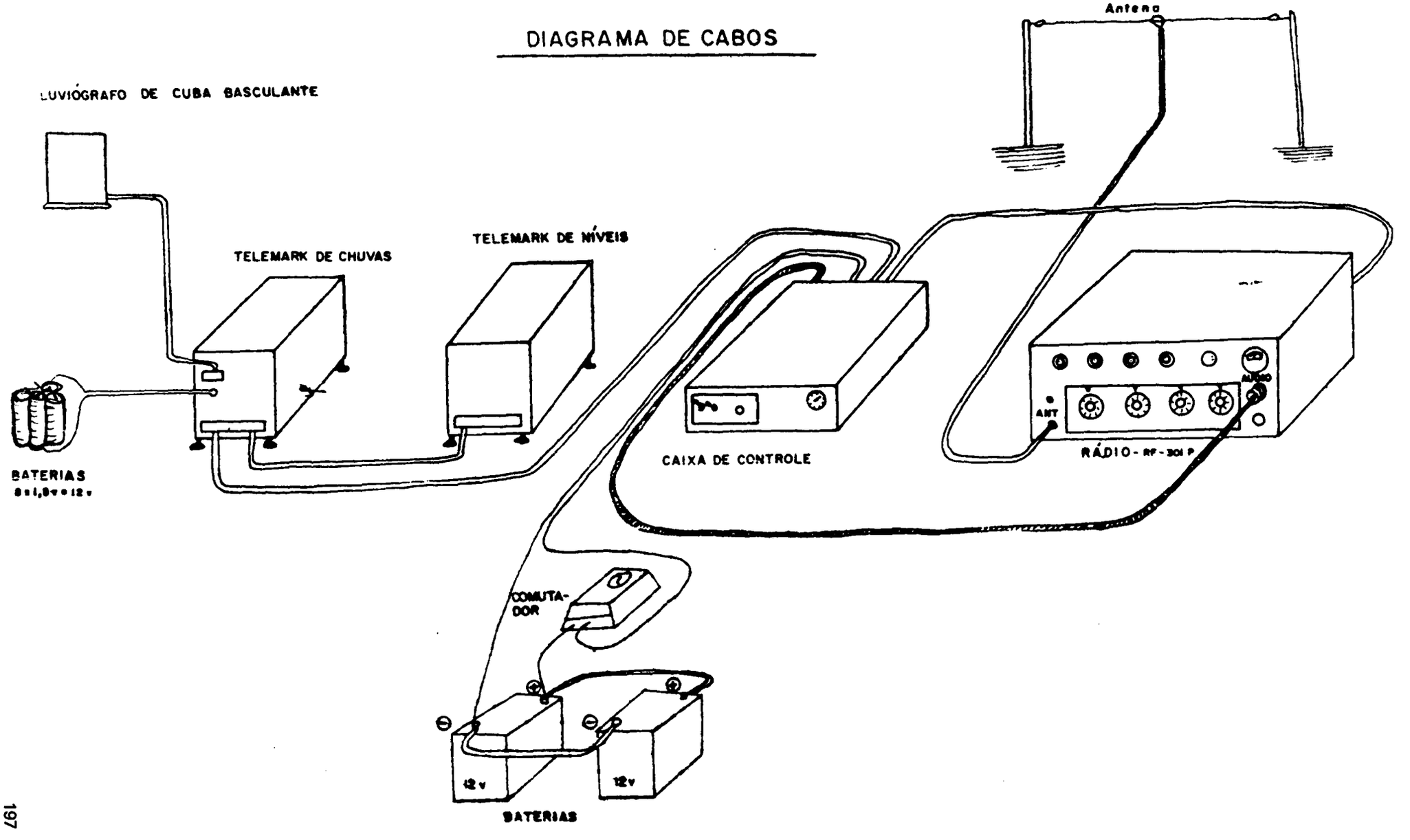


DIAGRAMA DE BLOCOS DA ESTAÇÃO BASE

DIAGRAMA DE CABOS



APROVEITAMENTO DE ÁREAS ALUVIAIS ÚMIDAS DO NORDESTE ORIENTAL

Manoel Batista de Melo*

1 – INTRODUÇÃO

a) Histórico – A idéia da escassez de boas terras no Nordeste remonta à marcha civilizadora dos tempos coloniais, cujo reflexo foi a ocupação do litoral do Nordeste Oriental como ponto primeiro de fixação do homem à terra, pelas condições naturais e promissoras à agroindústria, num solo úmido e fértil. As terras pobres estavam mais além, onde houvera de prosperar o criatório bovino dos sertões semi-áridos.

Hoje, quase cinco séculos depois, a tecnologia urge substituir o trabalho empírico. Todavia, o homem do campo, notadamente o do Nordeste, ainda afeito ao processo lento de renovações da técnica agrícola, parece não reagir ao impacto dos processos evolutivos ou não se ajustar aos programas de desenvolvimento desvinculados do apoio paternalista, tão comum às conjunturas anteriores.

b) Objetivo – O presente trabalho objetiva basicamente discorrer sobre as condições próprias do Nordeste Oriental, procurando, outrossim, sensibilizar as instituições promotoras do desenvolvimento do setor agro-pecuário, para um mais efetivo apoio, principalmente na realização de pesquisas, na concessão de incentivos às áreas úmidas e na orientação técnica aos proprietários de terras, visando despertá-los para necessidade de renovação dos seus métodos de exploração, em favor de uma maior produtividade.

2 – CARACTERIZAÇÃO GERAL

2.1 – Conceituação de áreas aluviais úmidas

Dentre os aspectos morfológicos relevantes da região litorânea, pode-se notar a rede hidrográfica, constituída além de outros, dos chamados rios temporários do Nordeste Oriental, de regime irregular e intermitente.

As características essenciais desses rios são a formação de três trechos nitidamente distintos:

– o alto curso de leito seco durante a maior parte do ano;

– o baixo curso, geralmente afogado na foz pela influência dinâmica das marés, formando geralmente as planícies flúvio-marinhas caracterizadas pela ocorrência dos manguezais;

– o médio curso, compreende a faixa aluvial úmida objeto do presente trabalho, cujas áreas constituem os chamados "Vales umidos do Nordeste".

O conceito de "Vales úmidos" entretanto, demanda maior amplitude de fatores característicos, não somente relativos à conceituação geográfica, mas basicamente, no que concerne aos aspectos físicos de clima, água e solo, ocorrendo em uma faixa úmida costeira (litoral e zona da mata) que se inicia na Bahia e vai estreitando em direção ao Norte.

As áreas aluviais aqui referidas passam a compor significativa porção desses "Vales úmidos", nas quais, a principal caracterização reside no elevado teor de umidade do solo, geralmente devido a aproximação do lençol freático da superfície do solo, o que tecnicamente controlado permite o aproveitamento racional dos fatores – água e solo.

Outro critério significativo de caracterização das áreas úmidas aluviais é a observação de terras baixas sempre encharcadas e a ocorrência de inundações no período de chuvas, condicionando a utilização de determinadas culturas e práticas agrícolas. Os fatores climáticos, principalmente o elevado índice pluviométrico e temperaturas altas favorecem nesta faixa, as explorações agro-pecuárias, sem recorrer a irrigação, sendo contudo, os problemas de drenagem os mais relevantes.

Das características acima depreende-se que o limite natural dessas áreas corresponde ao regime de perenidade dos rios, uma vez que esta condição vai estabelecer o fluxo permanente da umidade no solo.

* Engenheiro Agrônomo do DNOS

2.2. – Situação sócio-econômica

A ocupação das áreas úmidas aluviais está estreitamente relacionada com o tipo de exploração existente, sendo esta, por sua condição, ligada à estrutura fundiária vigente. Assim, pode-se observar a concentração de grandes e médias propriedades em torno das Agroindústrias açucareiras, cuja população é constituída na maior parte pela classe assalariada, que emigra das regiões semi-áridas na época da colheita da cana para aproveitar a oferta da mão-de-obra e aí se fixa. Nas áreas úmidas mais distantes das cidades, nos pequenos vales, predominam os minifúndios, onde a força do trabalho é representada pelo proprietário e sua família, na produção de alimentos básicos.

Os podutos mais importantes são a cana-de-açúcar e o arroz.

Os colonos das terras de domínio público e os arrendatários de propriedades privadas, integram também o contexto sócio-econômico das áreas úmidas.

2.3 – Aspectos físicos

a) Clima

O clima da costa oriental do Nordeste é sem dúvida o principal fator ecológico, condicionante da ocorrência de áreas predominantemente úmidas. Segundo Inez I. T. Guerra é "na realidade em função das chuvas, quer quanto a sua quantidade, quer quanto ao seu regime, que se distingue os climas nesta Região".

Em função das concentrações pluviométricas, depreende-se das observações de estudiosos como Gilberto Osório de Andrade, Celestre Rodrigues e outros, com base na classificação de W. Kooppen, a localização de tipos climáticos aferentes à faixa costeira nordestina, como:

1 – chuvas do verão-outono, (AW') – com temperatura altas entre 25º e 27ºC;

2 – chuvas de verão "retardadas" para outono (AW") – com duas máximas anuais;

3 – chuvas do inverno (As) – abundantes no litoral oriental;

4 – chuvas de inverno "antecipadas" para outono (As') – com ocorrência bastante variável em face de condicionantes locais e com temperaturas entre 24º e 27ºC.

As áreas aluviais, úmidas, parece limitarem-se à faixa pluviométrica de 700mm; abaixo disso, Lysia Bernardes considera clima semi-árido.

b) Água

Apesar dos recursos hídricos das áreas em apreço não estarem bem identificados e avaliados, não constitui tal fato, ressentimentos para os ocupantes das áreas, uma vez que a perenização dos rios, assegura o estado de umidade elevado, exigindo algumas vezes, em verões longos, uma irrigação complementar.

Ocorre, outrossim, com maior frequência, a necessidade de drenagem superficial para evitar o perigo às culturas ou a sua produtividade.

Nas áreas aluviais úmidas, além da água das descargas superficiais das bacias durante a estação chuvosa, com lento escoamento no trecho inferior devido a pequena declividade, se observa a ocorrência de olheiros (contribuição do aquífero da formação barreiras). Alguns, muito significativos, asseguram a perenidade dos vales, como é o caso típico da área úmida da Bacia Ceará-Mirim, no Estado do Rio Grande do Norte.

c) Solo

Pesquisas e estudos de solos do Nordeste, são lamentavelmente pouco realizados e quase nenhum trabalho publicado. Os estudos efetuados a níveis de reconhecimento ou exploratório, são tão dispersos, que se torna impraticável consultá-los, principalmente quando se pretende informar, particularizando determinada região, como é o caso das áreas úmidas do Nordeste Oriental.

Em face destas considerações procurou-se reunir os dados disponíveis que possibilitem caracterizar as áreas úmidas, lançando-se mão da conceituação mais prática ou edafológica, que teórica.

Os rios do Nordeste (excetuando-se naturalmente, o São Francisco e o Parnaíba) por serem de regime irregular, intermitente e torrencial, acentuam consideravelmente a ação de desgaste dos solos do alto vale, cujo material transportado vai formando as camadas aluviais, conforme a densidade dos agregados e a velocidade das torrentes.

Nos trechos médio e inferior do vale, de declive muito suave, o material mais fino é depositado e vai constituir os solos mais pesados, sem uma diferenciação legítima de horizontes.

Sendo esses solos de formação recente ou pedologicamente imaturos, estão incluídos na Ordem Entissolos, os quais apresentam certas variações que diversificam consideravelmente o seu uso. Nas áreas aluviais sujeitas à intensa flutuação do lençol freático, os mesmos desenvolvem características marcantes de hidromorfismo, com indiferenciação de horizontes pedológicos e assim são incluídos na sub-ordem Aquent. Ocorrem na maioria das áreas úmidas, cujo índice de utilização está na dependência direta das práticas de drenagem usadas.

Em terrenos mais altos e nos limites naturais das áreas úmidas, encontram-se solos de horizontes pouco diferenciados, de textura média a grossa, portanto de baixa retenção de umidade, baixa fertilidade e de uso con condicionado à épocas de chuvas.

Os solos de maior significação pertencem a sub-ordem Udent, com textura variando de franco-arenoso a franco-argilo-arenoso, constituídos de materiais afetos aos processos pedogenéticos, de cor cinza e cinza-escuro e às vezes mosqueados, devido à flutuação do lençol freático. A cor escura indicativa do teor de matéria orgânica e a elevada retenção de umidade, asseguram a esses solos, maior ocupação notadamente com a cana-de-açúcar.

Nos trechos médio e inferior das áreas úmidas ocorrem os solos de textura fina, com teor de argila superior a 40%.

Nos trechos médio e inferior das áreas úmidas ocorrem os solos de textura fina, com teor de argila superior a 40%, de difícil manejo e de drenagem imperfeita. Também se prestam para o cultivo da cana-de-açúcar, sendo classificados como Vertissolos.

Ocorrem também, com certa freqüência, solos tipicamente orgânicos, cuja formação está condicionada à acumulação dos resíduos vegetais e ao processo de humificação. Na classificação pedológica estão incluídos na ordem Histossolos e apresentam a característica especial de entrarem em combustão natural e secarem, de modo irreversível, quando drenados excessivamente. Têm uso limitado em vista do estado de umidade.

No limite inferior das áreas aluviais úmidas, próximo à foz dos rios, os solos sofrem a influência da língua salina, apresentando características pedológicas de solos halomórficos.

c.1) Capacidade de uso atual

As culturas exploradas nas áreas aluviais úmidas se ajustam perfeitamente às condições edafo-climáticas locais, porém o baixo nível tecnológico e a carência de incentivos expressam a baixa produtividade observada.

A maior ocupação das áreas úmidas tem sido, desde o período colonial, com a cana-de-açúcar e pouco se tem renovado no que tange ao manejo dos solos, notadamente nos aspectos de drenagem.

Vale salientar o avanço dos equipamentos de escavação de canais, porém falta a capacidade do homem do campo para a complementação do sistema, ou seja, utilizar a estrutura de drenagem, geralmente construída pela administração pública, e estabelecer as redes secundárias de drenagem.

Em alguns vales, principalmente do Estado de Alagoas, as terras baixas são aproveitadas com a cultura do arroz.

As culturas de subsistência e a olericultura são encontradas em todos os vales, principalmente em terras mais altas ou em período de verão, exploradas com métodos tradicionais emíricos.

c.2) Capacidade de uso potencial

Em termos potenciais as áreas aluviais úmidas não conhecem limitações naturais que as condicionem a um aproveitamento secundário. Pelo contrário, a oferta natural de recursos hídricos de boa qualidade para a agricultura, a fertilidade natural do solo e toda uma infra-estrutura de que está dotada a faixa costeira, justificam um maior empenho para a recuperação dessas terras baixas.

3 – DRENAGEM E IRRIGAÇÃO

A agricultura do Nordeste se acha condicionada a ocorrência natural dos períodos climáticos: o período seco e a estação das chuvas. A irregular intensidade e distribuição destes fenômenos são fatores limitativos da produtividade, ao lado de um baixo índice tecnológico de exploração agrícola.

No caso particular das áreas úmidas, o excesso de umidade é sempre a maior limitação, essencialmente no período chuvoso, quando o lençol freático tende à superfície do terreno.

A irrigação dessas áreas, embora indispensável, tem caráter de complementariedade.

3.1 – Drenagem de áreas úmidas

O estado de umidade do solo determina a intensidade de seu aproveitamento. Em quaisquer áreas, as plantas requerem, para produzirem, um ambiente edáfico adequado na sua zona radicular, a fim de que se mantenham as condições de aerações e as atividades bioquímicas dos solos.

Para as áreas baixas dos vales úmidos, a drenagem torna-se uma das mais importantes técnicas de alcance da produtividade agrícola.

Dos tipos comuns do drenagem – drenagem superficial e drenagem do solo – é o primeiro mais empregado nas áreas baixas e do qual se pretende reportar no presente trabalho.

No Brasil, os problemas de saneamento de grandes áreas baixas, estão afetos ao Departamento Nacional de Obras de Saneamento – DNOS. Nas áreas alagadas dos principais vales úmidos do Nordeste, o DNOS vem executando relevantes serviços de drenagem superficial e outras obras hidráulicas (barragens, comportas automáticas, polders, etc.), visando a recuperação e um melhor aproveitamento dessas terras.

Os sistemas de drenagem da maioria dos vales, constam basicamente de abertura de um canal principal (executado quase sempre pelo DNOS), coincidindo geralmente com o rio retificado, e de outros canais secundários, dependendo naturalmente das dimensões das bacias principais e contribuintes (afluentes). Formam-se assim as linhas mestras do sistema: os coletores principais recebem a rede secundária e as valas coletoras, sendo tanto mais complexo quanto maior a bacia contribuinte, o estado de umidade e a declividade do terreno.

3.2 – Método de Drenagem Superficial

Dado às condições geomorfológicas e topográficas dos "vales úmidos", a drenagem superficial é obtida basicamente por **drenos laterais abertos.** Esses drenos de acordo com a função a que se destinam, podem ser:

– drenos interceptores ou de cintura

– drenos paralelos.

São todos canais de seções trapezoidais e de fácil construção.

Os drenos interceptores são empregados em sistemas mais evoluídos e complexos. Destinam-se a reduzir a recarga da área problema, devido aos aportes de áreas adjacentes mais altas. Os drenos paralelos tendem a estabelecer o controle da umidade, criando gradientes que permitam a drenagem dos excessos hídricos. Nos drenos paralelos, as distâncias entre eles são definidas em função do coeficiente de drenagem, topografia, espessura das camadas do solo, etc.

Embora exista nos principais vales úmidos uma estrutura de drenagem (canais principais, secundários, comportas automáticas, etc.) construídos pelo DNOS, raramente é feita a complementação interna de drenos que assegurem a efetivação do sistema, bem como, não existem serviços de conservação dos drenos, fatores grandemente responsáveis pelo estado de saturação hídrica das áreas aluviais.

3.3 – A irrigação complementar

"O desenvolvimento agrícola fundamentado na exploração do recurso terra, depende basicamente do aproveitamento das condições climáticas e dos recursos hídricos existentes em uma determinada zona". Em vista da inconstância dessas condições, as áreas úmidas, em período mais longo de estiagem, experimentam um "deficit" de umidade nas camadas de exploração radicular.

Dependendo das características físicas dos solos dessas áreas e da ocorrência de um lençol freático abaixo da zona radicular, pode-se estabelecer o fornecimento de umidade às plantas através da **Sub-irrigação,** que consiste essencialmente no controle do lençol freático. Onde existe um bom sistema de drenos abertos, o fechamento em pontos estratégicos das valas de desaguamento contínuo, permite a elevação do nível dágua à zona radicular das plantas cultivadas.

Em função das dimensões das valas, é usado material da própria região, como colmos de bambu, formando duas cortinas próximas e paralelas, com uma camada de terras argilosa no centro (transversal ao canal). Em sistemas mais complexos, usa-se construções de alvenaria com comportas manobráveis (tipo guilhotina).

Na utilização racional do potencial hídrico das áreas úmidas, é indispensável que se proceda, previamente, investigações e estudos, para elaboração de projetos que se ajustem, técnica e economicamente, às possibilidades locais.

4 – CONSERVAÇÃO DE SISTEMAS DE DRENAGEM

Nas áreas úmidas, os sistemas de drenagem perdem rapidamente sua eficiência e conseqüentemente, a finalidade. Isso ocorre com maior freqüência, devido à falta de conservação dos canais ou drenos, constituindo também focos de doenças endêmicas.

No Nordeste, devido à intensa luminosidade, temperaturas altas, etc., a vegetação aquática tem franco desenvolvimento nos canais de drenagem e irrigação, impedindo o escoamento natural do excesso dágua.

Medidas de cunho prático poderão resolver satisfatoriamente o problema, quanto à conservação dos sistemas. São elas:

a) Instituição de serviços de conservação e limpeza manual dos canais principais de drenagem, construídos pelo Departamento Nacional de Obras de Saneamento (DNOS);

b) Elaboração e aplicação de normas atribuindo responsabilidades dos proprietários de terras beneficiadas com a construção de canais executados por administração pública, quanto à conservação da rede interna de drenos de suas propriedades.

A limpeza manual dos canais de drenagem e irrigação, permitindo a remoção da vegetação aquática, aparelhamento e conformação dos taludes, pode ser plenamente justificada pelas razões, dentre outras:

1) Viabilidade dos serviços manuais dado a impossibilidade de serem executados com equipamentos pesados (escavadeiras).

2) Criação de novos empregos utilizando mão-de-obra a preços mínimos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

Andrade, Gilberto Osório – Os Climas, In Brasil a Terra e o Homem. Cia. Ed. Nacional – SP – 1964.

Andrade, Manoel Correia de – A Terra e o Homem no Nordeste. Ed. Brasiliense – SP – 1963.

Banco do Nordeste do Brasil S/A –ETENE – Recursos e Necessidades do Nordeste-Recife – 1964.

J. Vasconcelos Sobrinho – As Regiões Naturais do Nordeste, o Meio e a Civilização. Recife – 1971

Grupo de Estudos SUDENE-DNOS – Vales Úmidos.

CONSTRUCION DE DEFENSAS CONTRA EROSION FLUVIAL

Raúl Ricardo Gallardo*

INTRODUCCION

El Sistema de Riego de Choele Choel, en el Valle Medio del Rio Negro, tiene por obra de captación un edificio de toma libre, es decir sin presa de derivación, ubicado sobre la margen derecha del Rio Negro, el rio más importante de la Patagonia argentina (módulo: 1000 m^3/seg).

De acuerdo con el proyecto original, esta toma se ubicó en un punto de la alta costa donde el rio corre al pie de la meseta. Alli las condiciones de fundación eran particularmente aptas, contando con un manto de arenisca compactada que practicamente aflora en ese punto. Además se daban las mejores condiciones hidraulicas para la derivación: la presencia de una amplia curva de giro del rio hacia la izquierda, siendo su margen derecha (externa) barrida por los filetes tangenciales de mayor velocidad. Observaciones y registros durante años, mostraban una indudable estabilidad de la costa en ese punto, pareciendo aconsejable para la instalación de la toma.

En el edificio de toma nace el Gran Canal Matriz Sud, diseñado para conducir 90 m^3/seg. Obra verdaderamente múltiple, los caudales derivados están previstos para regar cerca de 100.000 ha, generar 5.000 KW en la Central Hidroeléctrica Ing. Cespedes (en Km 33 del Canal Matriz Sud), y proveer agua a la lejana localidad de San Antonio Oeste (7 m^3/seg)

El canal Matriz Sud abandona la barda (borde de la meseta) donde está ubicada la toma, unos pocos centenares de metros más adelante, desarrollando su trazado por un valle aluvional marginal al rio.

EL PROBLEMA

A medida que fué pasando el tiempo, mientras la obra de cabecera y conducción se fue construyendo, y sobre todo en el largo periodo de habilitación progressiva, las condiciones originales de hidráulica fluvial en la ZONA de TOMA se flueron modificando.

Con la derivación parcial de caudales, se formaron, frente a las compuertas de derivación, importantes depósitos de sedimentos de los materiales finos que llevaban en suspensión las aguas del rio. Con esto se fueron separando cada vez más los filetes de agua, del punto de derivación.

Algunos raigones y árboles arrastrados por el rio, que se asentaron unos 500 metros aguas arriba de la toma, provocaron la clara formación de un meandro que cambió totalmente las condiciones originales. El rio se recostó sobre la márgen izquierda, exactamente enfrente del punto de ubicación del edificio derivador. Como consecuencia, delante del mismo, se acentuaron los depósitos, formando un largo embanque que se extendia hasta el centro del rio, dificultando la aducción de agua bacia la toma.

La situación se agravó aún más, porque el gran meandro formado reflejó el rio hacia la márgen derecha, aguas abajo de la Boca Toma, comenzando un serio y creciente proceso de erosión de costas.

En 1960, la distancia que separaba la ribera del rio del eje del Canal, se habia reducido a 100 m la zona crítica, es decir que en menos de 20 años habian desaparecido las dos terceras partes de una amplia franja de ribera, en el valle por donde se habia construido el Gran Canal Matriz. Los relevamientos efectuados en esa época, mostraron que en algunos puntos la erosión avanzaba a razón de 30 metros por año y aún más. Todos los intentos por frenarla, con rústicos enramados, plantaciones de sauce mimbre y tendido de costa, habian sido simples paliativos momentaneos, que pronto vencia la acción persistente del rio.

LAS SOLUCIONES ENCARADAS

La gravedad creciente del problema, y el peligro que encerraba sobre la cabecera del sistema de aprovechamiento múltiple, movieron a Agua y Energia Eléctrica, empresa nacional argentina responsable de la prestación de esos servicios, a estudiar y ejecutar las obras de corrección fluvial necesarias.

El problema y las soluciones a adoptar, eran de dos tipos diferentes:

*Ingº – Jefe Sector Irrigación de Agua y Energia Eléctrica.

1) Delante de la Boca Toma, y aguas arriba de la misma, los problemas eran de ADUCCION. Las soluciones *adoptadas consistieron en:*

a) La remoción de los árboles y embanques de la márgen derecha, aguas arriba de la toma, que provocaban el reflejo del rio hacia la márgen izquierda.

b) El dragado de un amplio y profundo canal aductor entre la costa y el embanque del centro del rio, de manera de asegurar una via favorable de entrada de agua hasta las compuertas de toma.

c) La ejecución, desde márgen izquierda hacia el centro del rio, de un largo espigón "declinante" que favoreciera el ingreso de importantes caudales hacia la boca del Canal Aductor.

Cuatro máquinas excavadoras, entre las que habia dos grandes "draglines" con plumas de 21m y baldes de 1,5 m^3, trabajaron durante dos años aguas arriba de la zona de toma, desda la costa (M. Der.) y desde el embanque principal, para modificar las condiciones de aducción.

2) Aguas abajo de la Toma, sobre la márgen derecha del rio, se construyeron las principales obras de defensa de costa, para frenar y revertir el proceso de erosión. Estas obras se ejecutaron siguiendo los criterios de:

a) Utilización de materiales, en su mayor parte existentes en la zona o sus proximidades. Esta premisa entraña analizar detenidamente todas las posibilidades que brindan los materiales naturales que pueden obtenerse sin recurrir a grandes distancias de transporte, para evitar los mayores costos que ello originaria.

b) Diseño de obras "rústicas", de sencilla ejecución en campaña.

c) Característica de las obras: FLEXIBLES (no rígidas), es decir que se adapten a las posibles acciones del rio, de socavación del fondo donde están asentadas, o de deslizamientos o corrimiento de algún punto por efecto de la corriente.

d) Proyecto y organización de los trabajos de manera de confiar los principales movimientos de tierra el agua misma.

e) Utilización progresiva de distintos tipos de obra, a la manera de ensayo, que permitan evaluar comportamientos y seleccionar las más aptas.

Se adoptaron dos tipos de obras de defensa:

(1) Espigones normales a la costa, cortos, de no más de 10 m de longitud, "empotrados" en la márgen unos 5 m. Se formaron con bloques o cubos de hormigón, de aproximadamente 0,70 m de lado. Estos bloques se construyeron con áridos de los embanques del rio (canto rodado, arena) y cemento portland en proporción no mayor que 150 kg/m^3. Su volúmen era entonces de 1/3m^3 y su peso cercano a los 800 kg. Se utilizó incorporador de aire para mejorar las condiciones del hormigón. El concreto se preparó en hormigoneras comunes, transportables, ya que el vaciado se efectuaba sobre encofrados modulares, armados en las proximidades del punto de utilización.

Cada cubo tenia empotrado un gancho de hierro redondo (012 ó 014), que sobresalia formando una especie de argolla, por donde pasaba un cable que permitia levantar y depositar los bloques en su lugar definitivo, con toda precisión y sin golpes, por medio de la pluma de una excavadora. Cada espigón se formó con unos 1000 ó 1500 bloques iniciales, cantidad que luego se fue incrementando en algunos casos, para compensar el efecto de hundimientos. Un cable de acero viejo, pasado por las argollas de los bloques externos del espigón, permitió vincular al conjunto dandole unidad, sin quitar la flexibilidad que permitia absorber asentamientos y defomaciones.

(2) Espigones de PIE DE GALLO, oblicuos, declinantes, largos (100 m o más). Se comenzó por armar fuera del agua los trípodes de madera, o PIE DE GALLO, con troncos de álamo o sauce mimbre. Si eran "frescos" mejor, para permitir que broten y arraiguen. Los pie de gallo a veces se unian con troncos horizontales, de a dos o tres. En su interior se armaba con malla de metal o alambre tejido, una especie de "bolsón". Colocado el pié de gallo en posición en el rio, el bolsón se cargaba con ripio grueso para dar peso y estabilidad al mismo. En ciertas ocasiones, los trípodes se cargaron o anclaron con bloques de hormigón.

Delante de la linea de pie de gallos que avanzaba, como columna vertebral del espigón, se depositaba ripio y material extraído del fondo del rio, formando un largo terraplén o piedraplén de unos 15 m en la base y 5 m en el coronamiento. El espigón asi armado, avanzaba desde la costa hacia el centro del rio, debiendo protegerse el extremo o morro de la acción erosiva de las corrientes, más intensa en ese punto. Para la construcción de estos espigones, se usaron excavadoras del tipo "dragline".

CONSTRUCCION Y UBICACION DE LOS ESPIGONES

Los espigones de "Bloques de Hormigón" se armaron en la zona más afectada por la erosión. Cada espigón estaba separado del precedente, lo suficiente para que entre ambos no se produjera erosión de costa por agresión de filetes líquidos. Cuando por hundimiento de las cabezas se evidenciaba principio de erosión, se agregaban bloques en la punta del espigón. Se llegaron a construir 19 espigones de bloques, separados no más de 50 m cada uno. La frabricación de cubos o dados de hormigón y la construcción de espigones de este tipo, se efectuó en forma continuada, durante toda época del año, lográndose en poco más de 10 meses la detención del fenômeno de erosión. Aunque la estabilidad de estas obras está asegurada por su demostrada eficiencia, se recomienda una permanente vigilancia y la necesaria reposición y mantenimiento de las estructuras según sus dimensiones de proyecto.

Los espigones de "Pie de Gallo" y terraplén, se construyeron durante las épocas de estiaje (aguas bajas) del rio, en las zonas de costas bajas o playas, situadas aguas arriba de los puntos de franca erosión. Preparados para ser sobrepasados por las aguas, durante las crecientes el río cubria gran parte del terraplén. Por efecto de las socavaciones de fondo, los pie de gallos se hundian, afirmándose en el lecho. Parte del material del terraplén se extendia detrás de él, y la disminución de velocidades aguas abajo del espigón favorecia los depósitos. Cuando sobrevenia el nuevo período de estiaje, se advertia la formación de una extensa playa detrás del espigón, donde se podia construir entonces una nueva extructura similar.

La cabeza de los espigones sucesivos fue definiendo la nueva linea de ribera.

GRUPO III - TECNOLOGIA

TEMA IV
TECNOLOGIA
GRUPO 3.

PRESIDENTE
FERNANDO RODRIGUES

SECRETÁRIO
GENIVAL ALVES DE SOUZA

RELATOR
OTÁVIO PESSOA ARAGÃO

TEMA IV – TECNOLOGIA

GRUPO 3

1 – COMPARAÇÃO TÉCNICO ECONÔMICA DOS SISTEMAS DE IRRIGAÇÃO POR ASPERSÃO.
- CARLOS PEREIRA BLOIS
- DIRCEU D'ALKIMIN TELLES

2 – METODOLOGIA PARA EXPERIMENTOS DE COMPARAÇÃO TÉCNICO-ECONÔMICA DOS MÉTODOS DE IRRIGAÇÃO POR GOTEJO E SULCOS.
- ANTONIO FERNANDO L. OLITTA
- FRANCISCO DE SOUZA

3 – ESTUDO DE NORMAS PARA AVALIAR O DESEMPENHO DE ASPERSORES NO CAMPO.
- FRANCISCO CASSIANO SOBRINHO

4 – ESTUDO DOS EFEITOS DA NÃO UNIFORMIDADE DE IRRIGAÇÃO POR ASPERSÃO SOBRE A COLHEITA
- FAZAL H. CHAUDHRY

5 – METODOLOGIA PARA ESTIMATIVA DA CHUVA EFETIVA.
- OSVALDO KAZUMI ASANUMA
- JOSÉ GEANINI PERES
- HÉLIO CATSUMI MATSUCUMA

6 – FREQUÊNCIA DAS SECAS EM RIOS PERENES
- SWAMI MARCONDES VILLELA

7 – SECA AGRONÔMICA NA ZONA CANAVIEIRA DO ESTADO DE SÃO PAULO COMO BASE PARA OS ESTUDOS DE IRRIGAÇÃO.
- JUSTO MORETTI FILHO
- JESUS MARDEN DOS SANTOS.

8 – DETERMINAÇÃO DA DIFUSIVIDADE DA ÁGUA NO SOLO EM CONDIÇÕES DE CAMPO.
- O. BRUNINI
- K. REICHARDT
- F. GROHMANN
- J. M. DOS SANTOS

9 – PARÂMETROS DE UMIDADE EM SOLOS DE CARRADOS.
- EUZEBIO MEDRADO DA SILVA

10 – AGRICULTURA DE VAZANTES – UM MODELO AGRONÔMICO NORDESTINO.
- PAULO DE BRITO GUERRA

11 – MODELO HIDROLÓGICO DE UMA BACIA HIDROGRÁFICA PARA FINS DIDÁTICOS.
- ROBERT G. PALMER
- AFRANIO A. RIGHES

12 – CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA ECOLOGIA DAS REGIÕES COM SOLOS RASOS E ALTA PLUVIO-

SIDADE CASO DA BACIA DO RIO IBIRAPUITÃ EM ALEGRETE, R.S.
- JOSÉ BARRIOS

13 - EFEITO DA IRRIGAÇÃO NO MOVIMENTO DE NITRATOS EM UM LATOS-SOLO.
- AGUSTIN A. MILLAR
- JOSÉ RIBAMAR PEREIRA
- F. LOPES FILHO.

14 - PERDAS E NITRIFICAÇÃO DO NITROGÊNIO EM UM VERTISSOLO DO MÉDIO SÃO FRANCISCO.
- JOSÉ RIBAMAR PEREIRA
- MARIA A. AMADOR CAVALCANTE
- F. LOPES FILHO.

15 - CONSIDERAÇÕES SOBRE O MÉTODO DA TRANSFERÊNCIA DE MASSA NA ESTIMATIVA DA EVAPORAÇÃO.
- NILSON A. VILLA NOVA
- A. SANCHES DE OLIVEIRA
- J. MARDEN DOS SANTOS

16 - CONSIDERAÇÕES ENTRE ALGUNS MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA TAXA DE EVAPORAÇÃO DE SUPERFÍCIES LIVRES E A COMPARAÇÃO COM O MÉTODO ISOTÓPICO NO CASO DO AÇUDE PEREIRA DE MIRANDA. - PENTECOSTE - CEARÁ.
- UFC/DNOCS/CIA

17 - DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DE INFILTRAÇÃO BÁSICA (VIB) EM SOLOS DE TERRAÇOS NA BACIA DO RIO TURVO SUJO.
- HERMANO SOUTO MONTENEGRO
- BLANOR TORRES LOUREIRO
- JUAREZ DE SOUZA E SILVA
- TELMO CARVALHO A. DA SILVA

18 - PERMEABILIDADE HIDRÁULICA DO SOLO ABAIXO DO LENÇOL FREATICO.
- FRANCISCO XAVIER DA ROCHA LOURES

19 - INFILTRAÇÃO HORIZONTAL EM TRÊS SOLOS DOS TABULEIROS COSTEIROS DO NORDESTE DO BRASIL.
- ELIANE NOGUEIRA DE QUEIROZ
- KLAUS REICHARDT

20 - ANÁLISE DE UM SISTEMA MULTI-PROPÓSITOS DE RESERVATÓRIOS
- HYPÉRIDES MACÊDO

21 - ESTUDO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÔMICO DE CANAIS SECUNDÁRIOS EM PREMOLDADOS E DE CANAIS PRINCIPAIS EM SEÇÃO SEMI-CIRCULAR.
- MÁRIO CARTAXO

22 - A COMPUTERIZED MODEL TO PREDICT SUPPLEMENTAL IRRIGATION IN TROPICAL AND SUB-TROPICAL CLIMATE
- SALASSIER BERNARDO
- ROBERT W. HILL

23 - VIABILIDADE DE PRODUÇÃO DE SEMENTES DE HORTALIÇAS NAS CONDIÇÕES IRRIGADAS NO SUBMÉDIO SÃO FRANCISCO.
- MANOEL ABILIO DE QUEIROZ
- PAULO CESAR TAVARES DE MELO
- LUIZ JORGE DA GAMA WANDERLEY
- JOSÉ PESSOA DE MELO SOUTO
- CYRO PAULINO DA COSTA

24 - MICROMETEOROLOGIA DA VIDEIRA SOB CONDIÇÕES DE DEFICIÊNCIA HÍDRICA.
- SEVERINO C. DE QUEIROZ FILHO
- AGUSTIN A. MILLAR
- PAULO DE TARSO ALVIN

25 - ÉPOCAS DE DRENAGEM FINAL EM CULTURA DE ARROZ IRRIGADO POR INUNDAÇÃO INTERMITENTE, NA BAIXADA FLUMINENSE.
- EVANDRO FERRAZ DUARTE
- RENATO LUIZ PEREIRA DE SOUZA

- DIRCE PINTO DE SOUZA BRITTO
- WALTER FRANCISCO DA COSTA

26 – IRRIGAÇÃO PELO SISTEMA DE GOTEJO COMPARADO COM O SISTEMA DE PEQUENAS BACIAS DE INUNDAÇÃO (TAÇAS) EM NECTARINAS.

- GERALDO B. BARRETO
- ORLANDO RIGITTANO
- MARIO OJIMA

27 – DADOS PRELIMINARES DE PRODUÇÃO DE CITRUS IRRIGADO POR GOTEJO E INUNDAÇÃO:

- EBIS DIAS SANTOS
- DÉCIO F. COSTA
- ROBERVAL BEZERRA SANTOS

28 – GERMINAÇÃO DO ARROZ, FEIJÃO E MILHO EM SOLOS COM DIFERENTES CONCENTRAÇÕES DE SAIS SOLÚVEIS.

- EDUARDO ANTONIO GURGEL
- JOSÉ RIBAMAR PEREIRA

29 – EFICIÊNCIA DE DIFERENTES FONTES E EFEITO RESIDUAL DE FOSFORO NA PRODUÇÃO DE ALFAFA EM VERTISSOLO IRRIGADO

- JOSÉ RIBAMAR PEREIRA
- LUCIO O. BASTOS D'OLIVEIRA

30 – INTEGRAÇÃO ENTRE UMIDADE DE SOLO, NITROGÊNIO E DENSIDADE DE POPULAÇÃO NA PRODUÇÃO DE TOMATES.

- FRANCISCO GANZER NETO
- MOACIR ALVES DE SOUZA
- FRANCISCO DE SOUZA
- DON C. KIDMAN
- REGINA F. MELLO NUNES

31 – COMPORTAMENTO DA CULTURA DO MORANGO IRRIGADO POR GOTEJO E COM COBERTURA DE PLÁSTICO.

- ANTONIO FERNANDO OLITTA

32 – EFEITOS DA IRRIGAÇÃO E ADUBAÇÃO SOBRE POMAR DE LARANJA PERA NA BAIXADA FLUMINENSE.

- EVANDRO FERRAZ DUARTE
- RENATO LUIS PEREIRA DE SOUZA
- HÉLIO DE OLIVEIRA VASCONCELOS
- DIRCE PINTO P. DE SOUZA BRITTO

33 – ASPECTOS TÉCNICOS-ECONÔMICOS DE IRRIGAÇÃO DA CEBOLA.

- GERSON AKIRA YOSHINO
- PAULICIO K. KADERARÚ

34 – ENSAIO DE NÍVEL DE ADUBAÇÃO ORGÂNICA MINERAL EM BATATINHA SOB IRRIGAÇÃO.

- J.P. DE ARAÚJO
- L. O.B. D'OLIVEIRA

35 – ESTUDOS PRELIMINARES SOBRE O TEOR DE SÓLIDOS SOLÚVEIS DE ALGUNS CULTIVARES DE CEBOLA NO SUB-MÉDIO SÃO FRANCISCO.

- PAULO CESAR TAVARES DE MELO
- LUIZ JORGE DA GAMA WANDERLEY
- MANOEL ABILIO DE QUEIROZ
- JOSÉ PESSOA DE MELO SOUTO
- NÚCIO DE BARROS WANDERLEY

36 – IDENTIFICAÇÃO DE CULTIVARES DE TOMATE SOB CONDIÇÃO DE IRRIGAÇÃO NO SUB-MÉDIO SÃO FRANCISCO.

- EQUIPE TÉCNICA: IPA/ESALQ-USP
- BRASCAN/UNIV. PURDUE-EEUU/SUDENE

37 – COMPORTAMENTO DE QUATRO CULTIVARES DE MILHO, EM DIVERSAS ÉPOCAS DO ANO IRRIGADOS POR ASPERSÃO, NO SUB-MÉDIO SÃO FRANCISCO E SUA IMPLIGAÇÃO NA PRODUÇÃO DE SEMENTES.

- QUEIROZ, M.A.
- SABINO. E.M.
- LOPES, L.H.
- COSTA, S.N.
- SOUTO, J.P.M.
- TIMOTEO, S.A.
- LISBOA, J.S.

38 – ENSAIO DE CULTIVARES DE CEBOLA NO SUB-MÉDIO SÃO FRANCISCO
- LUIZ JORGE DA GAMA WANDERLEY
- PAULO CESAR TAVARES DE MELO
- MANUEL ABILIO DE QUEIROZ
- JOSÉ PESSOA DE MELO SOUTO
- MÚCIO DE BARROS WANDERLEY

39 – INTERAÇÃO ENTRE UMIDADE DE SOLO NITROGÊNIO E DENSIDADE DE POPULAÇÃO NA PRODUÇÃO DE MILHO.
- ADERSON SOUZA SILVA
- MOACIR ALVES DA SILVA
- FRANCISCO DE SOUZA
- DON C. KIDMAN
- REGINA F. MELLO NUMES

COMPARAÇÃO TÉCNICA ECONÔMICA DOS SISTEMAS DE IRRIGAÇÃO POR ASPERSÃO

Carlos Pereira Blois *
Dirceu D'Alkimin Telles **

APRESENTAÇÃO

O Departamento de Águas e Energia Elétrica, órgão controlador do aproveitamento dos recursos hídricos no Estado de São Paulo, tem dado especial atenção à utilização da água para fins agrícolas.

Um dos aspectos da Irrigação que chamou a atenção de técnicos do DAEE foi o da aspersão por se tratar de técnica bastante difundida no Estado. O número de indústrias que se dedicam à produção de equipamentos para irrigação por aspersão é bem grande e o volume de vendas é realmente animador.

Presentemente os próprios fabricantes é que elaboram o projeto para o interessando e esta prática nos parece sujeita a críticas.

Os autores deste, pretendendo colaborar com o III Seminário Nacional de Irrigação e Drenagem e sem a intenção de ditar normas, procuram apresentar uma explicação dos sistemas de irrigação por aspersão, com suas características dos equipamentos utilizados e seus acessórios, e dos materiais de fabricação fazendo também uma comparação técnica e econômica dos diversos componentes. Este trabalho baseia-se fundamentalmente nos dados e elementos exaustivamente levantados junto aos grandes fabricantes e comerciantes da aspersão e na bibliografia citada.

I SISTEMAS DE ASPERSÃO

Os sistemas ou conjuntos se classificam de 3 modos diferentes, segundo o arranjo das linhas e redes:

1) Instalações Fixas ou Permanentes
2) Instalações Móveis ou Transportáveis
3) Instalações Semi-Móveis ou Semi-Transportáveis

A instalação é fixa ou permanente, quando todo o equipamento, compreendendo Moto-Bomba e Tubulação é estabelecido em uma única posição, sem ser removido. A tubulação em geral, é de aço galvanizado, podendo também ser de ferro fundido ou cimento amianto. Uma grande vantagem apresentada é a de não interferir nos trabalhos agrícolas. É de uso restrito por apresentar preços elevados, além do que, atende somente a área onde é instalado, como no caso de canais e sulcos, que são fixos e limitados. É mais usado em pomares, hortas, jardins e viveiros.

A instalação é semi-móvel ou semi-fixa, quando uma parte do equipamento for móvel e geralmente se usa quando a água se obtem dos poços, ou seja, água subterrânea, sendo a linha principal, fixa e enterrada, e as laterais distribuidoras móveis. Neste caso, toda área será coberta através de um só local de bombeamento. A linha principal, poderá ser preferivelmente de cimento amianto ou ferro fundido e as móveis de alumínio ou aço galvanizado.

A instalação é móvel, quando todo o equipamento é deslocado de um local para outro, da área irrigada, e se recomenda quando a água for aduzida de rio, canal ou de qualquer manacial superficial. Toda tubulação será de alumínio, aço leve ou de plástico, partindo de diversos pontos de bombeamento, tem grandes possibilidades da irrigação compensar as despesas.

O equipamento, é constituído por vários dispositivos e componentes específicos. A escolha dos componentes, peças e materiais empregados, deverá ser sempre de acordo com as exigências de boa técnica de irrigação, subordinada ao tipo de terreno a ser ocupado e a natureza da exploração. Um rendimento elevado só será obtido com um projeto correto, com a observância de requisitos específicos e das indicações técnicas, inerentes às operações dos sistemas, tais como, a capacidade de absorção d'água pelo solo, a disposição e organização do conjunto hidráulico e a uniformidade de distribuição d'água. Do ponto de vista econômico são muito diferenciados e diversificados os conjuntos e a técnica adotada, com aspectos particulares e próprios, tanto no projeto em si, como nas normas e especificações. De maneira geral, a avaliação dos projetos no aumento e melhoria da produção agrícola, reside na opção, entre sistemas fixos, móveis e semi-móveis, com deslocamento manual ou sobre rodas, que sofrem as limitações da utilização e preços, apresentando durações e vidas úteis diferentes, com maiores ou meno-

* Engenheiro Civil, Chefe de Seção Técnica (Departamento de Águas e Energia Elétrica).

**Engenheiro Civil, Coordenador do Plano de Irrigação para o Estado de São Paulo (Departamento de Águas e Energia Elétrica), Professor Assistente (Faculdade de Tecnologia de São Paulo).

res riscos de se tornarem insatisfatórios em poucos anos. A expansão contínua de "Irrigação por Aspersão" a procura e aceitação que vem tendo por parte dos irrigantes, mercê dos meios seguros e das reais vantagens proporcionadas, favorece e conduz a coexistência de processos diferentes, com tecnologia própria, facilitando o aparecimento de conjuntos diferenciados nas características e custos. Por outro lado, devemos nos lembrar e atentarmos para o número de meses, no ano, em que o serviço aumenta, em que o equipamento será mais solicitado e que irá implicar numa utilização mensal dupla ou tripla daquela que normalmente é exigida.

II CONSIDERAÇÕES TÉCNICAS

A escolha e a seleção de um sistema ótimo, se baseia na sua adaptabilidade e ajustamento às condições físicas da exploração agrícola, à perícia e conhecimento do agricultor, bem como à disponibilidade das peças de reposição. Torna-se necessário, que o agricultor tenha uma idéia precisa do custo operacional do equipamento que irá usar através da contabilização das despesas. Por outro lado, uma decisão correta acerca do equipamento, poderá definir maiores lucros, resultantes duma exploração bem conduzida. Considerando-se os gastos com energia e combustíveis, a força motriz para acionamento do conjunto, e os gastos adicionais com a mão-de-obra, estaremos dimensionando os custos variáveis dos projetos.

Nos custos totais se incluem, além dos já citados, os gastos fixos anuais, resultantes do funcionamento dos diversos sistemas e conjuntos, com vistas à importância da depreciação do equipamento. A estimativa correta da vida útil de cada componente, ou principalmente de um equipamento completo é geralmente difícil e complexa.

Como princípio geral se admite que, ao fim de 50 anos, qualquer equipamento considerado será obsoleto. Considerando todas as variáveis presentes são indicados abaixo, as vidas úteis estimadas para os diversos componentes, sendo que, a vida média para qualquer equipamento, situa-se em torno de 15 - 25 anos, e a depreciação se calcula em aproximadamente 8% da inversão total anual. Desse modo temos o seguinte quadro:

Devemos sempre atentar para o fato que, as condições locais influirão em maior ou menor intensidade, sobre a vida útil do equipamento, pelo que, é importante a qualidade do material empregado. Por outro lado, dever-se-á ter especial cuidado com a manipulação e o deslocamento do equipamento, uma vez que, no caso de haver atrito intenso com o solo, poderá ocorrer diminuição da vida útil. A redução pode atingir uns 30 ou 40%. Nestes casos as tubulações de ferro fundido, alumínio ou aço, serão evidentemente melhores que os de plástico ou cimento amianto, em virtude da resistência ao cizalhamento, de tensão de ruptura e das deformações unitárias.

Sobre os aspersores lembramos que, os mesmos deverão ser periodicamente submetidos à revisão, constante de inspeção e substituição de peças, pelo que, o material usado, bronze, metal anti-corrosivo, aço inoxidável (inox) deverá ser devidamente considerado. Aconselha-se de modo geral, que as revisões oscilem entre 1 a 5 anos.

Quanto ao trator, supomos que ele seja utilizado para outras finalidades além daquelas relativas à aspersão, o que, reduzirá grandemente os custos iniciais, uma vez que, na aspersão, ele não é considerado como componente obrigatório do equipamento. Para o deslocamento dos ramais laterais portáteis de alumínio, considera-se um valor da ordem de 0,25 horas/homem/ha irrigado, nos casos de deslocamentos sobre rodas é de 1,5 a 5 horas/homem/ha irrigado, nos deslocamentos manuais. Para ramais laterais portáteis de plástico consideramos de 2 a 2,5 horas/homem/ha irrigado.

Outrossim, como a resistência à passagem da água varia com a aspereza das paredes do tubo, o estudo das perdas por atrito são essenciais na escolha de um equipamento, de modo que, os tubos de fibro-cimento e os de plástico, apresentam-se com paredes bem lisas (coeficiente de aspereza, k = 0,02 mm). As tubulações de alumínio, as de aço galvanizado, e as de concreto de paredes lisas, apresentam depois de certo uso perdas de cargas maiores, (coeficiente de aspereza, k = 0,02 mm).

Observamos que, o grau de suscetibilidade à corrosão, reações com aplicação de fertilizantes temos que nas tubulações, o aço e o ferro fundido são os mais corrosíveis, exigindo sempre medidas especiais de proteção. O alumínio é um metal muito ativo, porém, forma-se na sua superfície uma película protetora de Óxido, que impede a corrosão. O plástico e o cimento amianto não são corrosíveis. Quanto mais lisa for a parede interna do tubo, melhor será a condução da água, e portanto, a condução de soluções fertilizantes e águas turvas e inseticidas, se fará com menores agressões ao material.

III – DA EXPLORAÇÃO E DA IMPLANTAÇÃO

O custo do equipamento será mais ou menos elevado, dependendo das condições locais e particulares, bem como de uma gama extremamente diversificada de fatores, de modo a termos sempre em mente, o que será mais conveniente para a área considerada. Poderá ser exigido, na ocorrência de anos secos, com fases críticas, de deficiência d'água, um serviço contínuo de fornecimento d'água, exigindo cuidados maiores de bombeamento com duas ou três unidades num mesmo local, ou pelo contrário, ocorrer a existência de períodos muito úmidos, com irregular distribuição das chuvas, devendo portanto o equipamento possuir grande flexibilidade e versatilidade.

Tem-se generalizado a idéia de se simplificar, modernizar e racionalizar o trabalho, usando-se equipamento mais sofisticado com todas as suas vantagens, com serviços de montagem e operação mais fáceis e rápidos. Embora resultando num maior investimento por hectare, tais equipamentos apresentam-se com componentes específicos, técnica e economicamente adaptados ao tipo de serviço que se tem em vista e com maior eficiência no funcionamento e operação.

O equipamento sobressalente se inclui neste tipo de serviço, sobretudo nas áreas Piloto, com aproveitamentos

Componentes	Vida útil	Vida útil recomendada
	Nº de anos	
1) Tubulação portátil de alumínio	10 a 20	15
2) Tubulação portátil de aço galvanizado	5 a 15	10
3) Tubulação enterrada de ferro fundido	20 a 30	20
4) Tubulação exposta de fibro-cimento	20 a 30	20
5) Tubulação de alumínio com revestimento	10 a 30	15
6) Tubulação enterrada de plástico	10 a 30	15
7) Tubulação de plástico a céu aberto	1 a 20	10
8) Tubulação enterrada - de concreto	20 a 40	25
9) Tubulação enterrada de aço	20 a 30	20
10) Tubulação enterrada de cimento amianto	20 a 40	20
11) Aspersores	1 a 10	5
12) Dispositivos para os aspersores	5 a 20	10

Componentes	Vida útil	Vida útil recomendada
	Nº de anos	
13) Bombas em geral	5 a 20	10
14) Bombas centrífugas	8 a 20	15
15) Moto-bomba sobre carreta	5 a 10	7
16) Motores elétricos	10 a 30	20
17) Motores Diesel	10 a 20	15
18) Motores refrigerados a ar	2 a 10	5
19) Motores refrigerados a água	4 a 20	10
20) Motores a gazolina	4 a 15	8
21) Motores para trator	4 a 15	8
Casas de Bomba		
a) Construção	30 a 40	30
b) Equipamentos	15 a 20	20

hidro-agrícolas em que coexistem os diversos métodos e de grandes possibilidades agrícolas. Nos casos em que se dispõe de água e energia em quantidade suficiente, a Aspersão Coletiva poderá ser a de melhor solução, no entanto, quando se apresentarem alternativas diversificadas com perímetros de configuração diferentes, a escolha do conjunto certo para a exploração visada, é mais difícil de se equacionar.

Nas condições de serviço mais pesadas, em terrenos ascendentes, onde as posições relativas dos mananciais é desfavorável em que as épocas de níveis de águas baixas são freqüentes, torna-se necessário lançarmos mão de recursos extras como uma bombagem especial ou então recorrendo-se à Bomba-Trator, com ligação na tomada de potência do trator.

As necessidades que surgirem serão satisfeitas por equipamentos continuamente aperfeiçoados, a fim de atenderem à complexidade cada vez maior dos diferentes problemas. A apreciação econômica de qualquer projeto não será correta se se assentar em hipóteses simplificadoras divorciadas da realidade local, onde irá atuar e operar o projeto, tornando-se para tanto obrigatória a explicitação das modernas técnicas.

A avaliação de um projeto para ser correta, exige um bom conhecimento da exploração da área, e do conjunto, portanto, nos casos mais simples de sistemas constituídos por componentes iguais em que a rede seja só de Alumínio ou só de Aço, usando-se a mesma água e o mesmo manancial, temos de nos preocupar somente com a quantidade e a qualidade da água consumida, porém, quando estiverem trabalhando conjuntamente, redes de Alumínio, com as de Aço galvanizado ou Plástico, o Rendimento oscila e difere variando com a potência do bombeamento. Torna-se necessário, portanto, compararmos os rendimentos obtidos com os custos dos equipamentos de modo a obtermos uma correta utilização, procurando-se uma distribuição ótima da carga, em virtude dos efeitos abrasivos e corrosivos da água, em cada uma das diferentes tubulações.

O problema se complica, quando aparecem sistemas interligados, com a existência de diversos reservatórios e mananciais, a fim de reforçarmos o valor da vazão aduzida. Desde que consideramos como principal objetivo, a melhoria da produção agrícola, distinguindo-se os rendimentos obtidos pelos diversos equipamentos, podemos atribuir a cada aproveitamento, de conformidade com o equipamento nele empregado, um parâmetro que será expresso pelo custo, que lhe for devido por hectare cultivado, ou seja, em Cr$/ha, nos fornecendo desse modo, uma série de relações benefícios/custos.

Obviamente, um equipamento de vida mais longa, propiciando melhores condições de funcionamento, com condução e distribuição adequadas da água, irá valorizar enormemente o empreendimento, e embora sejam maiores os custos iniciais, também serão maiores e aumentados os benefícios. A cada projeto, corresponde uma taxa de rentabilidade e nos casos de uma exploração intensiva, a vida útil e o desempenho de um equipamento, torna-se de fundamental importância, a fim de não haver quebras e atrasos nas produções. Acontece que, geralmente em empreendimentos com menores custos iniciais, haja posteriormente um desperdício ponderável de recursos, de material e de mão-de-obra.

Por outro lado, citam-se projetos e alguns de especial funcionamento, em que, a concentração inicial de custos foi elevada, mas com receitas e lucros crescentes ao longo do tempo.

Baseando-se nos preços vigentes, no mercado, podemos ponderar os custos intervenientes nas instalações, com os valores das produções, para a obtenção das quantidades desejadas. De modo geral, a água no aproveitamento dos diversos mananciais, será destinada a suprir os projetos de maiores relações benefício/custo.

Nos casos comumente surgidos, o critério mais adequado é o de compararmos economicamente os tubos de Alumínio, Aço zincado ou Plástico para as linhas portáteis e os de Cimento amianto, os de P.V.C. para as fixas, (utilizados principalmente em viveiros, hortas e jardins) ou eventualmente nas tubulações de maiores diâmetros e mais pesadas, (diâmetros acima de 200 mm), lembrando-se sempre da duração e da depreciação atribuídas aos mesmos. De modo que, para termos um total aproveitamento dos sistemas, torna-se necessária uma comparação minuciosa dos diversos componentes dos equipamentos, em termos de custos por hectare e dos valores das produções obtidas, lembrando-se da vida útil, da depreciação e do desempenho do conjunto escolhido.

Outrossim, haverá sempre a possibilidade da ocorrência de anos mais secos e de geadas, exigindo-se um desempenho do conjunto elegido capaz de enfrentar a duração destas restrições e nestes casos adversos a resistência dos diversos equipamentos às intempéries é fundamental.

Os custos dos materiais, tanto nos valores como em seus efeitos não podem ser ignorados, sobretudo, quando considerarmos os pequenos agricultores sempre dependentes de auxílios e financiamentos, exigindo atenção especial e orientação permanente. Outrossim, quando os irrigantes estiverem capacitados mediante cursos rápidos e assistência técnica, os problemas dos custos se tornam mais fáceis, uma vez que, estando mais conscientizados, irão operar e explorar melhor os conjuntos, resultando portanto uma maior rentabilidade.

O custo de um determinado equipamento está muito relacionado com o manancial, sendo extremamente conveniente que a escolha do material esteja subordinada à utilização da água, sob os aspectos da qualidade, dos sedimentos transportados, e dos efeitos corrosivos.

Quanto à quantidade, salientamos que para grandes ou pequenas demandas, o equipamento empregado igualmente será distinto, conforme o caso que se considere, uma vez que o equipamento deverá sempre preencher as exigências das Pressões, Perdas de Carga e demais características hidráulicas.

Para efeito de planejamento, devemos classificar os possíveis projetos de acordo com os preços dos equipamentos, tendo-se em conta os recursos disponíveis e a orientação técnica dos agricultores, a fim de que, através de

um critério adequado, sejam fixados e elegidos os equipamentos mais rentáveis, e que melhor se adaptem às condições da área. Para tanto se faz necessário a confecção de um quadro, onde seja avaliado o comportamento do equipamento e a evolução da exploração, enclusive da produção, durante toda existência do projeto.

Uma decisão considerada ótima na ocasião da implantação poderá se revelar inadequada anos depois, como tem ocorrido em diversas ocasiões.

IV – COMPONENTES DO EQUIPAMENTO

Distinguimos num equipamento convencional os seguintes componentes, cada um com finalidade e atribuição, bem caracterizados, e de importância fundamental para um bom funcionamento.

1) Bombas
2) Motores
3) Tubulações
4) Conexões – Acessórios e aclopamentos
5) Aspersores

Além destes existem e contamos com outros materiais complementares, para os aproveitamentos de maiores recursos, e resultantes das inovações tecnológicas introduzidas:

6) Tubulação "Sobre rodas"
   a) Rolamento (Power – Roll)
   b) Translação (Power – Pull)
7) Tubulação sobre patins: Deslocamento longitudinal (arraste)
8) Máquinas regadoras (Auto-propulsão)
9) Bomba-trator
10) Aparelhos e material subterrâneo (Underground)
11) Bornes de Irrigação
12) Aparelhos de automatização
13) Filtros

Sobre o funcionamento e a performance de cada um deles, há muito que se considerar, porém citaremos os aspectos principais e mais relevantes. Os dois primeiros itens são agrupados num único, ou seja, as Moto-bombas ou melhor os conjuntos Motor-bomba.

1) Conjuntos Motor-bomba. As Moto-bombas serão sempre escolhidas e selecionadas de acordo com o trabalho que irão executar, sendo de máxima importância o estudo das características para ser escolhido de acordo com o projeto. No caso específico da "Aspersão" elas deverão fornecer aquela quantidade certa, ótima de água, bem adequada ao projeto, devendo para tanto, produzir ou gerar a pressão correta tanto para o recalque como para o esguicho nos aspersores e para o tipo de cultura que se considera.

Segundo as necessidades, serão de baixa, média ou alta pressão, o que redunda em baixa, média ou alta Aspersão. Um jato satisfatório só será conseguido por uma moto-bomba que nos ofereça condições de pressão satisfatória. Geralmente o conjunto de recalque deve ter grande mobilidade (conjunto sobre rodas) e é constituído de uma bomba centrífuga de altura manométrica média, acionada por um motor diesel ou a gasolina, sendo que, onde houver energia disponível e barata, principalmente em instalações fixas, é da maior conveniência a utilização de motores elétricos, porquanto as vantagens oferecidas de manutenção e reposição são compensadoras.

Do ponto de vista do suprimento de energia, constatamos certos inconvenientes e restrições, como é o caso da região de Alta-Paulista, no Estado de São Paulo, onde a irrigação por Aspersão é processada por meio de energia a partir de motores Diesel, uma vez que a energia elétrica, embora abundante, possui taxas que, economicamente são totalmente desfavoráveis à Irrigação. Neste caso, e em outros em condições análogas, quando o equipamento tem operação intermitente com longas interrupções, é desfavorável um sistema tarifário com elevado custo de demanda, uma vez que a potência instalada é apreciável.

De maneira geral, principalmente em se tratanto de sistemas móveis devemos optar por conjuntos de bombeamento de fácil transporte, ou seja, Moto-bombas móveis.

Podemos agrupar e classificar as bombas, atentando para os vários tipos disponíveis e atendendo a todas as condições de trabalho nas seguintes classes:

a) Centrífugas
b) Rotativas
c) De êmbolo ou de pistão
d) De poço profundo
e) Axiais ou helicoidais

O propósito que almejamos, na aspersão é de sempre obtermos água sob pressão elevada e se fixar na maioria dos casos, no emprego de bombas centrífugas, fabricadas e disponíveis numa gama extremamente diversificada.

2) Motores. Os motores usados no acionamento deverão sempre ser escolhidos de modo a se ter um máximo de eficiência no seu funcionamento. Os motores utilizados podem ser classificados sob as seguintes classes:

1) Elétricas
2) Combustão interna
3) A vapor

Para cada classe há uma série de fatores limitantes, que os indicam ou contra-indicam, para o uso que se tem em mira e cada tipo apresenta-se disponível em larga escala, no mercado e com características de funcionamento e performance bem determinadas. Cumpre-nos dar maior atenção aos tipos 1 e 2, porquanto melhor se enquadram nos propósitos que temos em vista, ou seja, nos bombeamentos por Aspersão. A escolha e seleção, que deve ser extremamente correta sob pena de ocasionar os maiores danos onerando os custos da produção e exploração, é sobretudo influenciado por:

a) Energia disponível (eletricidade ou combustível)
b) Potência exigida
c) Custo inicial e de operação
d) Instalação (fixa ou móvel)

3) Tubulação de Aspersão. Na aspersão a tubulação desempenha papel importantíssimo; é de vital importância para o bom funcionamento do sistema, uma vez que é o meio apto para se conduzir e transportar a água dos mananciais onde se encontra armazenada, aos locais onde será utilizada, na quantidade necessária ao suprimento e no momento certo.

Nas tubulações destinadas à Aspersão, devemos observar e respeitar as exigências relativamente ao material, de modo que, os componentes são construídos de maneira a resistirem às pressões de serviço exigidas de modo que, são capazes de suportar e resistir às maiores pressões com um mínimo de peso e com as menores perdas e gastos. Analogamente aos demais sistemas hidráulicos, distinguimos e consideramos na Aspersão:

a) Tubos e respectivos acoplamentos
b) Acessórios mormais (válvulas, registros, curvas, tês, reduções, cotovelos, adaptadores e demais peças)

Geralmente os tubos utilizados são de Alumínio, Aço leve, zincado ou galvanizado, de plástico.

Os tubos de aço leve, são geralmente mais baratos apesar de serem mais pesados, por outro lado, existe o perigo de oxidação, caso não sejam convenientemente protegidos. Um tubo para Aspersão, para ser econômico e rentável, deve resistir aproximadamente a 15 anos de trabalho, havendo casos de tubulações resistirem até 20 ou 30 anos de uso ininterrupto.

A vida útil dependerá das condições de trabalho a que estarão submetidos, sobretudo no que diz respeito à qualidade da água que será transportada (natureza química, presença ou não de sólidos e detritos) e ao manejo dos mesmos no campo. Devemos, portanto, salientar que de modo algum deve ser o preço o custo, o único fator a justificar a compra ou a condicionar a escolha de um determinado método ou equipamento, uma vez que dever-se-á fazer uma Irrigação correta, técnica e racionalmente planejada. As linhas laterais ou de irrigação são sempre constituídas por tubos leves com juntas de acoplamento rápido, onde estão computados e inseridos os Aspersores. Utilizamos cada vez mais na Aspersão os tubos portáteis, de engate rápido, com enormes possibilidades de expansão, dada a sua grande mobilidade e versatilidade.

Atualmente, juntamente com o Alumínio vem se impondo e intensificando as redes de PVC, com características diferentes, porém com resultados satisfatórios e igualmente eficazes e de custos menores. Os tubos de aço leve, são de paredes delgadas e são recobertas por uma película de zinco aplicada a fogo. Os de Alumínio são fabricados por extrusão, isto é, há necessidade de serem eliminadas as impurezas, para não se aderirem às paredes do tubo.

Nas tubulações móveis a ligação é do tipo "ponta e bolsa". com anel de vedação de borracha, contra o qual a ponta é premiada por ação das alavancas de ligação, ou de rosca. Quanto às características e aspectos revelados há uma grande diversidade de modelos e de fabricantes, porquanto, cada um tem sua maneira própria e particular de apresentar o produto, todos são igualmente seguros e de boa qualidade, cada qual com suas vantagens bem determinadas e com resultados satisfatórios quando bem utilizados.

4) Conexões, Acessórios e Acoplamentos. A Aspersão tem seu uso e expansão condicionados à existência no mercado especializado, das peças especiais exigidas pelo equipamento, com preços razoáveis e compensadores. O fato de se permitir a montagem e desmontagem rápidas, a transferência de um local para outro permitindo um aproveitamento total da área, lhe confere uma indiscutível vantagem, uma vez que temos uma mudança de um local para outro, com nova montagem das linhas, e com diferentes pontos de bombeamento. Esta característica deve-se principalmente aos engates de união instantânea, com boa vedação, e sem perdas apreciáveis, sendo que a tendência é de se diminuir continuamente as perdas nas juntas. As peças são as luvas, as curvas, os tês de derivação, as válvulas de tomada e de registro, etc., todas patenteadas e com designação particular do respectivo fabricante e feitos especialmente para a parte do equipamento onde serão inseridas, de modo que, são peças típicas do equipamento e visando primordialmente apresentarem-se com um mínimo de peso.

5) Os Aspersores. Existem centenas de Aspersores, desde os tipos mais simples até os mais complexos e especiais, variando numa ampla gama de características. A escolha de cada tipo deve-se adequar ao tipo e às particularidades da Irrigação. São classificados de acordo com a Pressão de Serviço, a Posição do jato e a Amplitude do ângulo de rotação.

Quanto à Pressão de Serviço:

– De 5 a 15 1b/pol^2, são feitos com molas espirais especiais ou braços de reação apropriados, indicados para pequenas áreas, variando o diâmetro de cobertura de 6 a 15 m.

– De 15 a 30 1b/pol^2, geralmente se apresentam com um só bocal ou com 2 bocais e braços longos, de jato simples ou duplo, sendo que o diâmetro do círuclo molhado varia: de 18 a 24 m.

– De 30 a 60 1b/pol^2, geralmente são de jato duplo, com dois bocais de diâmetros diferentes e permitindo dois diâmetros de cobertura superpostos, sendo que o diâmetro de cobertura varia de 22 a 36 m.

– De 60 a 100 1b/pol^2, em geral são de jato duplo, tendo um "nozzle", de diâmetro menor que o outro e com 2 diâmetros de cobertura superpostos, sendo que o diâmetro de (P.V.C., ou Polietileno). O comportamento de cada um é condicionado pela disposição do conjunto e pelas normas de um bom funcionamento. Os de Aço leve são para iguais diâmetros e bitolas, mas pesados que os de Alumínio.

Os usos e as aplicações para cada tipo que se considere irão depender de uma série de fatores, mas principalmente do custo total e das pressões necessárias para o serviço que se tem em vista.

Os tubos de Alumínio são geralmente fabricados com diâmetros de 2 a 10 polegadas e com 3,5 a 6m de comprimento, sendo que o comprimento comum é de 6m, e trabalhando a pressões superiores a 200 1b/pol^2 ou 140 m.c.a, sendo a pressão de ruptura (T_r) = 400 1b/pol^2 ou 280 m.c.a.

Os de Aço leve permitem maiores diâmetros e são fabricados com comprimentos de até 9 m. Desse modo, podemos enumerar e destacar as principais características para cada tipo. De maneira geral, eles se apresentam sob determinadas condições que comparativa e resumidamente são: os tubos de Alumínio são bastante leves e não se oxidam mesmo com muitos anos de uso. Os de Aço leve, zincados ou galvanizados, resistem a pressões maiores, estão menos sujeitos a estragos, defeitos e perfurações ou trincas, sendo portanto mais resitentes, porém mais pesados. Os de plástico são mais novos e usados cada vez com maior freqüência, em pequenos conjuntos, e suportando pressões de serviço de 8 até 17 kg/cm^2, sendo que para pressões mais altas "não são indicados".

Além das instalações normais, mais comuns e freqüentes, são encontrados sobretudo em locais com características particulares de uso e de funcionamento; outros tipos, principalmente em linhas e redes enterradas ou semi-móveis. Nestes casos a tubulação deverá ser de ferro fundido, cimento amianto, aço soldado, com ou sem costura, sendo preferíveis os de cimento-amianto ou ferro fundido. Os índices orientadores, a que deve estar subordinada a escolha dos tubos são principalmente:

a) carga de trabalho ou a pressão sob a qual a tubulação vai ser operada
b) custo do material
c) duração ou vida útil do material

– De 80 a 200 1b/pol^2 – geralmente de jato duplo, tendo um bocal menor que aciona o aspersor e molha a parte central. Diâmetro de cobertura variando de 60 a 120 m.

Quanto à posição do jato em relação às culturas:

– De jato baixo, sob as copas (under-tree), lançam o jato por debaixo da copa, através de uma diminuição do ângulo de inclinação, sendo o diâmetro de cobertura variável de 12 a 27 m, com baixa trajetória do jato, obtida por variação do ângulo.

– De jato alto, ou over-tree, quando o ângulo de inclinação do bocal é 20º, operam sob pressão mais elevada e recomenda-se para o lançamento sobre a copa. Além destes são disponíveis e usuais os tubos perfurados (Perf - o - rain), dispostos em fileiras, sobre forquilhas, bocais fixos (Skinner).

– De cabeça rotativa, permite o uso de águas impuras. As persores setoriais, cujo ângulo de rotação varia de 0 a 360º.

Os aspersores são constituídos de engrenagens diversas e apresentam um período de vida útil dilatado e de pouca manutenção, são metálicos, geralmente de bronze ou de ligas especiais.

A lubrificação é feita com graxa, ou com a própria água e os aspersores permitem uma aplicação com boa distribuição e com amplas variações de pressão.

A manutenção será maior ou menor, de conformidade com o tipo usado, sendo que, geralmente os de maior pressão requerem períodos mais dilatados de manutenção ou de reparos.

Cumpre-nos lembrar, que todo Aspersor tem uma faixa ampla de operação e serviço trabalhando sob diferentes pressões e diferentes bocais, atendendo a várias culturas e tipos de solo. A grande variedade de aspersores, desde os mais simples até os maiores, de bocal múltiplo, operando a altas pressões permite o atendimento de todas as exigências das culturas, e às taxas de aplicação da água para padrões de cobertura satisfatórios. Os tubos perfurados usuais são de aço galvanizado e mais usados em hortas e são suportados por postes metálicos, outros são portáteis, leves, com juntas rápidas, sendo que a parcela molhada varia de 6 a 15m com pressões na faixa de 0,2 - 2 kg/cm^2.

6) Sistemas sobre rodas. São sistemas modernos e aperfeiçoados, formados por tubos de Alumínio mais resistentes e com juntas rígidas e montados sobre rodas, grandes ou pequenas. As rodas geralmente são de 1,00 m de diâmetro e espaçadas de 9 a 12 m. O sistema é movido manualmente ou com auxílio de motor à gasolina. Podemos ainda utilizar os de deslocamento longitudinal, nos quais as laterais são deslocadas sem se utilizar os aspersores. A linha principal é enterrada e a lateral é situada num dos lados e posteriormente puxada para o outro lado, em linha com a primeira posição.

Os sistemas pequenos são puxados e os grandes rebocados por trator. Outros sistemas apresentam eixos pivotantes e são deslocados em diagonal.

7) Longitudinalmente, sobre patins. Quando os patins são colocados sob os aspersores e como estabilizadores substituindo as rodas.

8) Máquinas regadoras. Quando são auto-móveis ou auto-propulsadas por meio de motor, e possuem um mecanismo para o deslocamento dos aspersores e dos ramais laterais portáties de aço galvanizado ou alumínio e atingem elevados diâmetros de cobertura, de 100 a 120 m.

9) Bomba-Trator. Trata-se do caso em que a bomba se acha acoplada ao motor do trator, devendo-se especificar quais os tipos de tratores que se adaptam às características da Bomba. A bomba é acionada pela tomada de potenciais do trator. Experimentou um grande desenvolvimento na prática da Irrigação, sendo que as bombas podem ser diretamente montadas sobre as barras do trator.

São acionadas por intermédio da tomada de força do trator. — Observando-se as instruções de instalação o funcionamento será satisfatório por muitos anos.

10) Aparelhos e Material subterrâneo (Underground). Consideramos os componentes que se acham enterrados juntamente com a tubulação, tubos verticais, de aço galvanizado, ou ainda de plástico de alta resistência ao choque. Ordinariamente, a instalação e operação apresentam fortes inversões e custos de mão-de-obra relativamente baixos. São considerados diversos dispositivos que permitem a eliminação dos obstáculos sobre a superfície, tais como: chaves de passo, chaves de abertura das válvulas, tensiômetros enterrados, válvulas elétricas do tipo Selenóide para sistemas automáticos, válvulas conversoras, para converter sistemas manuais em automáticos e válvulas anti-sifônicas, tipo Manifold.

11) Por Bornes de Irrigação. Entende-se um conjunto de registros, munidos de estabilizador de pressão e de hidrômetro, a fim de regular a pressão de saída e a vazão, a valores pré-determinados.

12) Por aparelhos de automatização. São considerados os dispositivos cronometradores que regulam o sistema, de modo a funcionarem durante períodos de tempo previamente determinados, e dispositivos que detectam a umidade quando a mesma cai a valores previamente considerados. São principalmente usados para comando a distância, elétrico ou hidráulico e sobretudo em sistemas permanentes.

13) Filtros. São assim considerados os tanques de sedimentação, as câmaras de limpeza, telas e peneiras, usados para reterem as impurezas sólidas, a fim de se evitar a obstrução do equipamento. Contamos com filtragem sob pressão ou gravidade e com diversos tipos de câmaras de limpeza.

V — EQUIPAMENTOS DISPONÍVEIS

São encontrados disponíveis equipamentos bem diversificados, quer quanto às características técnicas, aos processos de fabricação, quer quanto às normas técnicas obedecidas. Todos se apresentam com elevados índices de qualidade, seguros na manutenção e operação e similares aos produtos estrangeiros. Os diferentes sistemas, vistos sob um prisma de funcionamento e desempenho, revelam-se diferentes e distintos, nos aspectos técnicos e econômicos. Examinaremos e descrevemos pormenorizadamente os tipos existentes e mais empregados, com as características principais e agrupados segundo a procedência e a especificação. Os equipamentos se distinguem pela forma com que são instalados, pelos acoplamentos que os acompanham e pelos deslocamentos sofridos na mudança local, sendo extremamente desinteressante se descrever as centenas de materiais e componentes que se fabricam. Desse modo, são disponíveis no "Mercado Brasileiro" os equipamentos convencionais, com algumas inovações e no estrangeiro, equipamentos mais sofiticados e aperfeiçoados, principalmente nos Estados Unidos, Alemanha, França, Itália, Inglaterra e Israel.

a) EMPRESA — A

XO: especificados	De acordo com os materiais abaixo especificados:		
	Ø	Peso kg	Preço Cr$
1) Tubo de Alumínio com engate rápido, liso, 6 m de comprimento e ponta de aço.	2"	3	140,00
	3"	5	170,00
	4"	7	200,00
	5"	9	275,00
	6"	14	425,00
	7"	16	600,00
2) Tubo de Alumínio de 6 m de comprimento com engate rápido e com saída para aspersor e ponta de aço.	3"	3/4"	180,00
	4"	1"	220,00
	5"	1 1/2"	290,00

	Ø	Preço Cr$
3) Inicial macho com rosca e trava (engate rápido)	2" 3" 4" 5" 6" 7"	40,00 50,00 60,00 70,00 85,00 100,00
4) Inicial fêmea com rosca e trava - Ø : 2" - 3" - 4" - 5" - 6" - 7" Preços : os mesmos		
5) Válvula de derivação de linha mestre com engate rápido	3" 4" 5" 6" 7"	250,00 360,00 350,00 400,00 450,00
6) Curva de derivação com engate rápido	3" 4" 5" 6"	200,00 230,00 250,00 300,00
7) Saída para aspersor, com engate rápido	3" 4" 5"	60,00 70,00 80,00
8) Tripé, com tubo de subida - até 3 m de altura	1" 1 1/2" 2" 3"	120,00 180,00 220,00 250,00
9) Redução macho/fêmea, com engate rápido	3x2" 4x3" 5x4" 6x5" 7x6"	50,00 70,00 80,00 100,00 120,00
10) Cruzeta com engate rápido	2" 3" 4" 5" 6" 7"	110,00 150,00 200,00 240,00 280,00 340,00
11) Curva 45º com engate rápido	2" 3" 4" 5" 6" 7"	50,00 80,00 110,00 150,00 180,00 210,00

	Ø	Preço Cr$
12) Curva de 90º com engate rápido	2" 3" 4" 5" 6" 7"	80,00 100,00 150,00 180,00 210,00 230,00
13) Ypsilon de 30º com engate rápido	2" 3" 4" 5" 6" 7"	100,00 120,00 160,00 200,00 250,00 300,00
14) Peça Tê com engate rápido	2" 3" 4" 5" 6" 7"	100,00 120,00 160,00 200,00 250,00 300,00
15) Tampão final com engate - rápido	2" 3" 4" 5" 6" 7"	25,00 40,00 50,00 60,00 70,00 80,00
16) Tampão final com válvula de segurança e engate rápido	3" 4" 5" 6" 7"	100,00 150,00 170,00 200,00 220,00
17) Válvula de retenção com - engate rápido tipo Bypass	3" 4" 5" 6" 7"	450,00 550,00 750,00 1.200,00 1.300,00
18) Válvula de segurança de - linha mestra com engate - rápido		
19) Aspersor 3/4" - 2 saídas bocal : 3 a 4 mm ø vazão : 2 a 3,5 m^3/h pressão : 1,5 a 2,5 atm. ø irrigado : 12 a 15 m		50,00
20) Aspersor 1/2" - 1 saída com ou sem reversão - bocal : 3-4-5 m ø vazão : 0,6 a 1,8 m^3/h pressão : 2 a 4 atm. ø irrigado : 18 a 28 m		45,00

	Preço Cr$
21) Aspersor 3/4" - 2 saídas bocal : 5 - 6 - 7 mm vazão : 1,5 - 3,5 m^3/h pressão : 2,5 - 2 atm ø irrigado _ 30 - 38 m	55,00
22) Aspersor 1" - 2 saídas bocal : 6 - 7 - 8 m vazão : 3,5 a 6 m^3/h pressão : 2,5 a 4 atm ø irrigado : 30 a 40 m	65,00
23) Aspersor : 1 1/2" - 2 saídas bocal : 8 - 9 - 10 m vazão : 7 - 10 m^3/h pressão : 3 a 4 atm. ø irrigado : 36 a 50 m	120,00
24) Aspersor 3" - 2 saídas bocal : 12-14-16-18 m vazão : 11 - 25 m^3/h pressão : 3,5 - 5 atm. ø irrigado : 43 a 70 m	2.200,00
25) Moto-bomba - Diesel com motor Mercedes Benz, 4 cilindros, 60 CV, partida elétrica, 12 volts, acoplado por luva - elástica a bomba KSB. Conjunto montado 11 carreta de 2 rodas, com cobertura	40.000,00
26) Moto-bomba, Diesel, 6 cilindros, 90 CV, com motor Mercedes Benz, partida elétrica, 12 V, acoplado por luva elástica a bomba KSB. Conjunto montado sobre carreta de 4 rodas, com cobertura	52.000,00
27) Moto-bomba, Diesel, motor Mercedes Benz, 6 cilindros 180 CV, partida elétrica, 24 V, acoplado por luva elástica à bomba KSB, conjunto montado sobre carreta de 4 rodas, com cobertura	100.000,00

b) EMPRESA "B"

Equipamento de acordo com os materiais abaixo especificados:

I - Material : AÇO ZINCADO

	Ø	Peso kg	Preço Cr$ Abril/75
1) Tubos de engate rápido, 6 m de comprimento, engate simples	2"	7,8	175,00
	2 3/4"	10,8	246,00
	3 1/2"	14,4	298,00
	4 1/4"	18,0	425,00
2) Idem, idem, de engate duplo	5 1/4"	27,00	524,00
	6 1/4"	33,00	724,00
3) Idem, idem, 3 m de comprimento e engate duplo	2"	3,5	118,00
	2 3/4"	6,000	151,00
	3 1/2"	8,00	188,00
	4 1/4"	10,00	267,00
	5 1/4"	16,00	332,00
	6 1/4"	20,00	434,00
4) Idem, idem, 2 metros de comprimento e engate duplo	2"	2,7	93,00
	2 3/4"	4,5	114,00
	3 1/2"	6,00	129,00
	4 1/4"	7,3	213,00
	5 1/4"	11,8	270,00
	6 1/4"	14,8	337,00
5) Idem, idem, 1 metro de comprimento e engate duplo	2"	1,7	53,00
	2 3/4"	3,0	87,00
	3 1/2"	3,8	106,00
	4 1/4"	5,0	162,00
	5 1/4"	8,0	186,00
	6 1/4"	10,3	236,00
6) Tubulação de sucção, completa de aço leve, galvanizado com engate rápido e vedação de borracha, observando-se as seguintes capacidades:			
Ø — vazão			
50 mm — até 10 m^3/h			
70 mm — até 25 m^3/h			
89 mm — até 35 m^3/h			
108 mm — até 50 m^3/h			
133 mm — até 70 m^3/h			
159 mm — até 125 m^3/h			
* Para vazões maiores sob consulta			

	ø	Peso kg	Preço Cr$ Abril/75
cont. com 5 m de comprimento: 1 ralo com válvula, 1 curva de 30º, - 1 curva de 60º, 1 tubo 1 m, e 1 de 3 m	50 mm 70 mm 89 mm 108 mm 133 mm 159 mm	16 21 27 46 58 77	- - - - - -
7) Idem, idem, com 10 m de comprimento: 1 ralo com válvula, 1 curva de 30º, 1 de 60º 2 tubos de 1m, 2 de 3 m e 1 macho com flange	50 mm 70 mm 89 mm 108 mm 133 mm 159 mm	24 32 42 67 87 111	- - - - - -
8) Conexões e acessórios - Ligação de pressão com registro, flange e vedações, engate rápido, fêmea com 2 alavancas	1 1/2" 2" 2 1/2" 3 1/2" 4" 5"	3,0 5,0 6,4 10,9 35,9 46,5	- - - - - -
9) Curva de saída de bomba zincada, 90º com rôsca e luva de enchimento com bujão para escorva da Bomba	1 1/2" 2" 2 1/2" 3" 4" 5"	0,8 1,4 2,1 3,1 5,2 7,5	- - - - - -
10) Curva dupla para ligação de bomba à linha mestra, na altura do solo	50x50 70x70 70x89 70x108 89x89 89x108 89x133 108x108 108x133 108x159 133x133 133x159 159x159	2,6 4,4 5,8 7,1 8,3 12,6 12,8 13,1 15,0 14,7 18,0 19,1 24,0	197,00 260,00 269,00 350,00 296,00 370,00 423,00 467,00 533,00 569,00 602,00 633,00 648,00
11) Nipel de rosca com engate - rápido macho	1 1/2" 2" 2 1/2" 3" 4" 5"	0,7 1,0 1,5 2,3 2,7 4,4	39,00 53,00 76,00 152,00 190,00 240,00

	ø	Peso kg	Preço Cr$ Abril/75
12) Nipel de rosca com engate rápido fêmea, tipo NRF	1 1/2"	1,8	50,00
	2"	2,4	68,00
	2 1/2"	2,8	91,00
	3"	5,4	184,00
	4"	6,9	244,00
	5"	8,6	273,00
13) Nipel para mangueira com engate rápido macho (indicando diâmetro interno da mangueira)	2"	1,5	39,00
	2 1/2"	1,9	62,00
	3"	2,4	85,00
	4"	4,1	178,00
	5"	6,2	224,00
	6"	7,9	284,00
14) Idem, idem, fêmea	2"	1,8	60,00
	2 1/2"	2,3	79,00
	3"	2,5	108,00
	4"	4,1	217,00
	5"	6,4	260,00
	6"	8,1	319,00
15) Curva de 30º, 45º, 60º e 90º	50 mm	1,9	107,00
	70 mm	2,9	133,00
	89 mm	4,0	170,00
	108 mm	7,7	259,00
	133 mm	8,8	350,00
	159 mm	12,8	511,00
16) Tampão final engate macho	50 mm	0,8	35,00
	70 mm	1,1	48,00
	89 mm	1,6	58,00
	108 mm	2,8	76,00
	133 mm	2,2	85,00
	159 mm	3,3	146,00
17) Derivação T 1 registro, um engate mecho e um fêmea - Derivação fêmea	50x50	4,0	151,00
	70x50	4,7	183,00
	70x70	6,1	207,00
	89x70	6,2	234,00
	89x89	6,7	245,00
	108x89	11,5	331,00
	108x108	12,8	374,00
	133x108	13,5	434,00
	133x133	15,4	461,00
	159x133	18,0	530,00
	159x159	20,4	561,00

	ø	Peso kg	Preço Cr$ Abril/75
18) Peça bifurcada com um engate macho e dois fêmeas	50x50	3,4	167,00
	70x50	4,5	195,00
	70x70	5,0	207,00
	89x70	5,8	226,00
	89x89	6,1	253,00
	108x89	8,2	281,00
	108x108	9,8	379,00
	133x108	12,8	417,00
	133x133	14,1	459,00
	159x133	14,6	506,00
	159x159	19,8	564,00
19) Redução com macho maior e - fêmea menor	70x50	2,2	132,00
	89x70	3,6	150,00
	108x89	5,1	193,00
	133x108	6,7	277,00
	159x133	7,5	337,00
20) Aumento com fêmea maior e macho menor	70x50	2,6	115,00
	89x70	4,2	118,00
	108x89	6,9	208,00
	133x108	8,1	291,00
	159x133	9,0	333,00
21) Cruzeta 1 registro com um engate macho e um fêmea - Derivações com 2 fêmeas	50x50	5,2	221,00
	70x70	6,5	273,00
	89x89	9,7	319,00
	108x108	13,8	520,00
	133x133	21,2	613,00
	159x159	29,0	744,00
	70x50	5,0	245,00
	89x70	7,9	291,00
	108x89	12,8	396,00
	108x70	11,2	372,00
	133x108	22,5	546,00
	159x133	25,5	669,00
22) Inversão 2 machos	50	2,3	59,00
	70	2,6	77,00
	89	3,7	90,00
	108	6,4	146,00
	133	10,1	188,00
	159	12,4	230,00
23) Inversão 2 fêmeas	50	3,3	82,00
	70	3,5	103,00
	89	6,0	149,00
	108	9,7	230,00
	133	14,1	267,00
	159	16,2	326,00

	ø	Peso kg	Preço Cr$ Abril/75
24) Registro de linha com engates rápidos	1 1/2"	3,8	275,00
	2"	6,0	504,00
	2 1/2"	7,9	813,00
	3"	13,2	1.209,00
	4"	38,6	1.816,00
	5"	50,9	2.329,00
25) Cotovelo de derivação com chave p/ válvulas	2 1/2"x50	3,1	282,00
	70	3,6	291,00
	89	3,8	316,00
	3"x89	5,8	437,00
	108	6,3	543,00
26) Válvula de derivação com braçadeiras e nipel	2 1/2" x89	2,53	247,00
	108	2,84	255,00
	133	3,05	257,00
	159	3,40	277,00
	3" x 108	3,05	362,00
	133	3,22	364,00
	159	3,68	384,00
27) Válvula de derivação com rosca interna	2 1/2"	1,2	194,00
	3"	1,3	291,00
28) Braçadeira, com nipel de rosca p/ válvulas de derivação e registro	89x2"	1,18	43,00
	89x2 1/2"	1,33	52,00
	108x2"	1,45	50,00
	108x2 1/2"	1,64	60,00
	108x3"	1,75	70,00
	133x2"	1,75	52,00
	133x2 1/2"	1,85	62,00
	133x3"	1,92	72,00
	159x2"	2,06	73,00
	159x2 1/2"	2,20	83,00
	159x3"	2,38	93,00
29) Válvula de retenção com by-pass e engates rápidos	2"	4,3	
	2 1/2"	7,2	
	3"	12,2	Sob
	4"	38,7	consulta
	5"	57,7	
	6"	75,7	
30) Válvula de pé com ralo e engate rápido fêmea	2"	3,6	193,00
	2 1/2"	3,2	211,00
	3"	3,3	233,00
	4"	6,1	387,00
	5"	8,9	530,00
	6"	13,8	582,00

	ø	Peso kg	Preço Cr$ Abril/75
31) Derivação T com nipel de rosca. Um engate macho e um fêmea. Derivação nipel de rosca	1 1/2"x50 2"x70 2"x89 2"x108 2"x133 2"x159 2 1/2"x89 2 1/2"x108 2 1/2"x133 2 1/2"x159	2,6 3,9 4,8 8,2 10,5 12,4 5,0 8,3 11,1 12,7	65,00 103,00 122,00 177,00 202,00 251,00 133,00 190,00 213,00 263,00
32) Cruzeta com nipel de rosca, um engate macho e um fêmea. Duas derivações de nipel de rosca	Desde 1 1/2" até 4"	De 2,9 a 13,2	De 75,00 a 328,00
33) Cruzeta com 2 registros, 1 engate macho, 1 engate fêmea Derivações - 2 fêmeas	Desde 1 1/2" até 4"	De 7,7 a 101	De 548,00 a 3.600,00
34) Registro de gaveta, bronze c/ rosca ou ferro c/ guia e válvula de bronze com flange	3/4" 1" 1 1/2" 2" 2 1/2" 3" 4" 5" 6"	0,75 1,15 1,3 2,6 3,7 5,6 29,0 38,0 47,0	- - 185,00 382,00 646,00 872,00 1.380,00 1.815,00 2.539,00
35) Pé de suporte p/ tubos de 50 a 159 mm	De 50 mm a 159 mm	De 0,50 a 2,80	De 17,00 a 58,00
36) Manômetro com torneira p/ bombas, ramais e aspersores	3" 4"	0,7 0,8	193,00 193,00
37) Vedação de borracha p/ tubos móveis	De 50 a 159	De 0,02 a 0,20	De 1,70 a 13,00
38) Argola e alavanca	De 50 a 159	De 0,35 a 1,35	De 6,90 a 17,80
39) Braçadeiras com parafusos	De 50 a 159	De 0,25 a 2,2	De 8,00 a 43,00

	ø	Peso kg	Preço Cr$ Abril/75
40) Parafusos c/ porca, zincados	3/8x3/4" 1/4" 1/2"xl" 2"	0,01 0,02 0,03 0,04	1,50 1,50 1,70 1,80
41) Bucha zincada para alavanca	3/8" 1/2"	0,01 0,01	0,35 0,45
ASPERSORES E ACESSÓRIOS			
42) Aspersor Canhão, rosca interna, 2 1/2" bocal : 14 x 6 mm até 22 x 7 mm pêso : 5,00 kg			Sob Consulta
43) Bocal principal p/ aspersor 14-16-18-20-22 mm, c/ 0,07 kg			Sob Consulta
44) Bocal auxiliar p/ aspersor, ø 6 e 7 mm peso : 0,05 kg			Sob Consulta
45) Braçadeira c/ pé de suporte, registro e engate p/ aspersor	De 70 a 159 mm	De 4,60 a 7,10	De 490,00 a 525,00
46) Tubo de subida c/ tripé e engate p/ aspersor de 2 e 3 m	2 m 3 m	12,00 17,00	357,00 503,00
47) Aspersor de 1 bocal, rosca interna 1" - Bocais de 4,5 - 5 - 6 mm		0,55	101,00
48) Aspersor de dois bocais, rosca interna 1" - Bocais de 4,5 x 4,8 mm até 6,0 x 9,5 mm		0,59	104,00
49) Bocal propulsor p/ aspersor			4,50
50) Bocal ejetor p/ aspersor 4,8 - 5,5 até 9,5 mm			3,90
51) Aspersor de um bocal, rosca externa 1/2" - bocal: 3,8 mm			82,00
52) Aspersor de 2 bocais, rosca externa 1/2"e 2 bocais : 3,8 x 3,8 mm			86,20
53) Aspersor de 1 bocal c/ dispositivo p/ irrigação de setores, rosca externa 1/2",bocal 3,8			151,00

54) Aspersor de um bocal, rosca externa 1/2" Angulo de elevação 6 graus	Cr$ 98,00
55) Aspersor de um bocal, escamoteável, rosca interna 1" bocal : 3,8 mm	Cr$ 342,00
56) Aspersor de um bocal com dispositivo p/ irrigação de setores, escamoteável e rosca interna 1"	Cr$ 405,00
57) Bocal propulsor p/ aspersor bocal : 3,8 mm	Cr$ 3,90
58) Bocal ejetor p/ aspersor	Cr$ 3,90
59) Aspersor escamoteável de um e dois bocais	Cr$ 70,60
60) Aspersor de "Baixa-Pressão" Sub-Copa, c/ braçadeira 70 mm e pé de suporte	Cr$ 42,40
61) Aspersor de "Baixa-Pressão" Sub-Copa c/ nipel de mangueira 3/4" e com espeto	Cr$ 42,40
62) Braçadeira c/ pé de suporte, rosca interna p/ engate rápido - BPSR de tamanho variando entre 2 a 4"	De Cr$ 15,80 a Cr$ 22,00/
63) Engate rápido c/ válvula automática p/ asperssores c/ vazão até 10 m^3/h	Cr$ 41,00
64) Válvula automática subterrânea, c/ tampa	Cr$ 50,40
65) Engate rápido, c/ braçadeira e pé de suporte p/ aspersores c/ vazão até 10 m^3/h Tamanho : 2" a 4"	De Cr$ 37,00 a Cr$ 42,00
66) Engate rápido p/ aspersores c/ vazão até 10 m^3/h rosca 1"	Cr$ 25,00
67) Tubo de subida, c/ rosca externa 1"	Cr$ 28,00
68) Tubo de subida c/ tripé	Cr$ 203,00
69) Cavalete c/ nipel de mangueira p/ aspersor	Cr$ 46,50

70) Vedação de borracha p/ engate rápido	Cr$ 2,20
71) Vedação de borracha p/ braçadeira de 1"	Cr$ 1,20
72) Válvula sobressalente	Cr$ 20,00

II - RÊDE DE ALUMÍNIO

	ø	Peso kg	Preço Cr$
73)a) Tubo de Alumínio, 6 m de comprimento, engate rápido e vedações	3"	6,50	221,00
	4"	8,70	281,00
	5"	11,20	356,00
b) Idem, idem, c/ luva de rosca 1" e pé de suporte	3"	7,00	229,00
	4"	9,00	289,00
	5"	14,00	364,00
74) Acoplamento completo, com luva, braçadeira, gancho, parafusos e vedações	3"	-	48,00
	4"	-	61,00
	5"	-	85,00
	6"	-	-
75) Acoplamento completo c/ pé de suporte e saída p/ aspersor	3"	-	57,00
	4"	-	69,00
	5"	-	92,00
	6"	-	-
76) Inicial macho c/ rosca	3"	-	63,00
	4"	-	77,00
	5"	-	106,00
	6"	-	-
77) Tampão final	3"	-	42,00
	4"	-	68,00
	5"	-	96,00
	6"	-	-
78) Curva com acoplamento, reversível de 30º - 45º - 60º e 90º	3"	-	116,00
	4"	-	162,00
	5"	-	240,00
	6"	-	-
79) Peça bifurcada, entrada macho e 2 saídas fêmeas	3"x3"x3"	-	184,00
	4"x3"x3"	-	230,00
	4"x4"x4"	-	258,00
	5"x4"x4"	-	320,00
	5"x5"x5"	-	382,00
	6"x5"x5"	-	-
	6"x6"x6"	-	-

	ø	Peso kg	Preço Cr$
80) Acoplamento completo com válvula de derivação e pé de suporte de 2 1/2" e 3"		2,90	De 296,00 a 449,00
81) Derivação p/ ramal c/ chave	2" 3" 4"	4,25 - -	De 291,00 a 543,00
82) Registro de linha	3" 4" 5" 6"		751,00 1.000,00 1.600,00 -
83) Peça de redução	4"x3" 5"x4" 6"x5"		106,00 106,00 -
84) Peça de aumento (A)	3"x4" 4"x5" 5"x6"	0,15 - -	126,00 192,00 -
85) Vedação lado móvel	3" 4" 5" 6"	- - - -	12,60 13,70 14,90 -
86) Vedação lado fixo	2" 3" 4" 5" 6"	0,10 - - - -	- sob consulta
III - RÊDE DE P.V.C. - RÍGIDO			
87) Tubo de engate rápido, - pressão de serviço, 8 kg/cm^2 de 6 m de comprimento	2" 3"	3,14 5,50	97,40 187,50
88) Idem, idem, 3 m de comprimento	2" 3"	1,70 3,10	51,90 103,60
89) Idem, idem, 2 m de comprimento	2" 3"	1,20 2,30	40,70 75,60
90)a)Idem, idem, de 1 m de comprimento	2" 3"	0,75 1,50	26,50 47,60
b)Tubos leve p/ pressão de serviço: 5 kg/cm^2 - 6 m de comprimento	3"	-	132,50

	ø	Peso kg	Preço Cr$
91) Conexões e acessórios: Tubulação de sucção completa, de aço galvanizado, engates rápidos, 5 m de comprimento	50 mm 70 mm 89 mm	15,0 21,0 30,0	619,00 771,00 946,00
92) Ligação de pressão c/ registro, curva 90º e engate fêmea	1 1/2"x2" 2 1/2"x3"	3,58 6,97	307,90 839,30
93) Nipel de rosca c/ engate - rápido fêmea	1 1/2"x2" 2 1/2"x3"	0,32 0,72	12,70 27,80
94) Nipel de rosca com engate rápido, macho	1 1/2"x2" 2 1/2"x3"	0,23 0,47	8,30 18,60
95) Curva c/ engate rápido 45º e 90º	2" 3"	0,45 1,10	19,20 47,00
96) Tampão final, engate macho	2" 3"	0,23 0,52	13,50 26,40
97) Redução - macho maior, fêmea menor	3"x2"	0,64	26,30
98) Redução - fêmea maior, macho menor	3"x2"	0,80	31,10
99) Derivação T c/ saída fêmea	2"x2" 3"x2" 3"x3"	0,72 1,20 1,60	34,50 95,00 121,70
100) a) Derivação T c/ saída de - rosca	2"x1 1/2" 3"x1 1/2"	0,47 1,00	27,60 88,00
b) Derivação p/ aspersor c/ pé de suporte	3"x2 1/2" MF 50x1"	1,10	105,00 29,00
101) Derivação T, c/ válvula e pé de suporte	3"	2,90	319,00
102) Cotovelo de derivação c/ chave	2" 3"	2,00 2,30	255,00 263,00
103) Luva de União	2" 3"	0,12 0,20	1,60 3,80
104) Ponta macho	2" 3"	0,16 0,46	5,20 12,90
105) Ponta fêmea	2" 3"	0,19 0,67	9,40 22,00
106) Anel de vedação	2" 3"	0,01 0,04	2,20 3,20

Obs.: A firma pode fabricar todas as peças para Irrigação, desde que devidanente especificadas. Os preços são sempre calculados com base nos custos da matéria-prima e mão-de-obra, e submetidos a constantes revisões. O fornecimento é dependente da confirmação do pedido ou de aprovação bancária.

materiais permanentes encontram-se disponíveis na fábrica, em lotes ou avulsos, e estoques bem acondicionado, e devidamente separados. Além destes, outras peças, componentes especiais, e conjuntos, inclusive um conjunto moto-bomba, auto-propulsor de grande capacidade são fabricados.

	ø	Peso kg	Preço Cr$
107) Engate rápido p/ aspersores c/ pé de suporte e braçadeiras	2" 3"	0,90 1,15	37,20 39,10
108) Engate rápido p/ aspersores c/ válvula automática c/ rosca	1"	0,45	40,60
109) Braçadeira c/ pé de suporte e rosca interna 1" e peça Tê	2" 3"	0,85 1,60	15,80 17,30
110) Tubo de subida c/ rosca - 1" e ponta p/ engate 1 - altura do bocal: 0,5 m e 1,00 m	-	0,40 1,30	18,90 28,10
111) Tubo de subida c/ tripé rosca 1" e ponta p/ engates Altura do bocal: 2,0 m 3,0 m	-	8,00 11,00	155,90 203,00

Obs.: O equipamento de aço zincado é completo, incluindo engates e vedações p/ pressão de serviço de 15 kg/cm^2
Os de Alumínio idem, porém para pressão de serviço de 12 kg/cm^2, e os de P.V.C., idem, idem, porém p/ pressão de serviço de 8 kg/cm^2.
Além dos materiais mencionados, acham-se disponíveis outros equipamentos específicos.

c) EMPRESA – C

Do mesmo modo que as demais se apresenta com equipamento completo e diversificado, constante dos mamateriais abaixo especificados e de primeira qualidade.

1) Moto-bombas, conjunto completo, c/ motor elétrico ou diesel.
2) Tubulação leve, de aço galvanizado ou de alumínio em comprimento padrão de 6 m e bitolas de 2" a 6".
3) Engates rápidos de aço ou de alumínio.
4) Válvulas e acessórios tubulares completos.
5) Aspersores diversificados, para quaisquer aplicações, tanto de pequena capacidade com 1 ou 2 bocais, diferentes diâmetros (3,2 a 4,5) ou (3x5x2,5 a (4x2,5 mm), como para usos gerais, subcopa e de longo alcance, para grandes áreas (Canhão).

d) EMPRESA - D

De acordo com os materiais abaixo especificados:

	Preços (Cr$) (Setembro/75)
1) Tubo de Alumínio de 6 m de comprimento, c/ engate rápido completo ø : 2" - 3" - 4" - 5" - 6" peso (kg) - 6 - 10 - 12	De 113,00 a 415,00
2) Luva inicial de 2" a 6"	De 23,00 a 145,00
3) Tampão de 2" a 6"	De 32,00 a 80,00
4) Saída de aspersor c/ engate rápido completo p/ 1" e - 1/2" de 2" a 5"	De 84,00 a 192,00
5) Curva 45º, 60º, 90º c/ engate rápido completo. De 2" a 6"	De 42,00 a 210,00
6) Válvula de linha c/ engate rápido completo De 3" a 6"	De 190,00 a 400,00
7) Curva de derivação de linha c/ engate rápido completo De 3" a 6"	De 165,00 a 230,00
8) Derivação T, c/ engate rápido, completo De 6" x6" x6" a 2" x2" x2"	De 285,00 a 140,00
9) Redução macho-fêmea, c/ engate rápido, completo De 6" x 5" a 3" x 2"	De 165,00 a 60,00
10) Derivação T, c/ saída p/ - tubo PVC e engate rápido, completo de 6" x 5" a 3" x 2"	De 200,00 a 190,00
11) Redução p/ tubo PVC e engate rápido macho de 4" x 3" e 3" x 2"	De 110,00 a 80,00

e) EMPRESA - E

De P.V.C. rígido, engate rápido e rosca de grande passo.

	Preços (Cr$) (Setembro/75)
a) Engate rápido de P.V.C.	
1) Tubo c/ pontas lisas ou c/ engate rápido, de 6 m, passo largo. ø : 2 e 3" peso : de 2,7 a 5,6 kg	De 65,00 a 127,00
2) Adaptadores, macho-fêmea - c/ reduções	De 7,70 a 17,00
3) Cap. macho e fêmea	De 7,70 a 19,00
4) Curvas 45º e 90º ø : 2 e 3"	De 15,00 a 30,00
5) Derivações c/ saída e com redução	De 45,00 a 50,00
6) Inversão macho e fêmea ø : 2 e 3"	De 16,00 a 26,00
7) Luva de união soldável, ø : 2 e 3"	De 1,70 a 3,50
8) Pé p/ saída de aspersor	De 1,20 a 2,40
9) Ponto - macho-fêmea ø : 2 e 3"	De 5,20 a 9,90
10) Redução fêmea-macho ø : 3" x 2"	De 18,50 a 19,50
11) Saída p/ aspersores ø : 2 x 3/4" a 3 x 2 1/2"	De 20,00 a 38,00

	Preços (Cr$) (Setembro/75)
12) Cruzeta p/ ramais, em adaptação c/ qualquer tubo, - sob encomenda	Sob encomenda
13) Tubo de subida p/ aspersor de 0,5 m a 2 m	De 18,00 a 69,00
14) Tripé p/ tubo de subida - de aspersor de 1, 1,5 e 2m	De 69,00 a 115,00
15) Aspersor de 1" e 1 1/2" c/ bocal : 6" x 5", 7" x 5" e 8" x 5"	De 65,00 a 120,00
16) Sucção e ligação de pressão de 2" a 6"	1) De 245,00 a 1.700,00 2) De 619,00 a 2.500,00
17) Ligação de pressão, curva-galvanizada, luva e plug de enchimento, registro de bronze e reduções, com ou sem válvula de retenção De 2" a 4", simples ou c/ "by-pass"	De 220,00 a 2.400,00
18) Conjunto Moto-bomba, c/ base de ferro fixa, c/ motor Yanmar, partida manual, acoplado por luva elástica, polias e correias a bomba centrífuga K.S.B.	De 7.200,00 a 12.800,00
19) Conjunto Moto-bomba, c/ carreto de 2 rodas, c/ motor Yanmar, Perkins ou MWM, partida elétrica, acoplamento por luva elástica a bomba - centrífuga, m. SULZER, - WEISE ou K.S.B.	De 26.900,00 a 36.100,00
20) Idem, idem, c/ carreta de 4 rodas	Acrescentar 1.100,00 aos preços acima

VI – COMPARAÇÃO DAS TUBULAÇÕES

Consideramos 5, os tipos de tubos apropriados e indicados para a Aspersão:

1) Aço – galvanizado ou zincado
2) Ferro fundido
3) Alumínio
4) Plástico (PVC e Polietileno)
5) Cimento-amianto

Quanto às características técnicas reveladas, podemos analisá-las do ponto de vista das perdas de carga, da resistência, duração e dos vazamentos. Desse modo, do ponto de vista prático consideramos o comportamento de

cada tipo frente às condições apresentadas. Duas tubulações são equivalentes quando transportam a mesma vazão, de um mesmo líquido e com a mesma perda de carga total, entre suas extremidades, sendo raríssimo materiais diversos se comportarem equivalentemente, uma vez que as variáveis intervenientes levam-nos sempre a tubulações de mesmo diâmetro com coeficientes de rugosidade diferentes ou a tubulações de mesma rugosidade mas com diâmetros diferentes.

Conforme o material usado, podemos considerá-los e descrevê-los sob vários aspectos:

1) Aço galvanizado e aço zincado – são utilizados tubos para pressões de serviço até 15 kg/cm^2 e em tubulações de acoplamento rápido.

Os tubos de aço leve, para iguais diâmetros são mais pesados que os de alumínio, permitem maiores diâmetros e conduzem maiores vazões, sendo fabricados com comprimentos de até 9,00 m. Resistem a maiores pressões e são menos sujeitos a estragos, defeitos, trincas, falhas ou perfurações, sendo porém mais pesados. No entanto, são sujeitos à oxidação, caso não tenham tratamento e proteção adequados. Os tubos, zincado a fogo para diâmetros de 2" a 6" pesam de 7,8 até 33 kg, trabalham até 20 kg/cm^2 de pressão e apresentam resistência até 70 kg/cm^2 (Carga de ruptura), para tubos de 6m de comprimento. Têm maior resistência para qualquer tipo de esforço, a tração ou compressão, e boa vedação nas juntas, suportando bem os recalques, porventura incidentes no terreno.

Por outro lado, sendo menos permeáveis, causam menor absorção d'água, e sendo mais resistentes às intempéries, e aos esforços internos e externos, se comportam melhor ao longo do tempo. Do ponto de vista de operação e manutenção a tubulação de aço apresenta enormes vantagens, face à menor incidência de vazamentos e trincas ou fraturas.

Nos casos de travessia de vãos livres, para vencer vãos de maiores comprimentos, (Córregos, Vossorocas, Cursos d'água pequenos), apresentam maior resistência à flexão. Sendo o coeficiente de dilatação do aço 0,0000012 cm/0^{o}C, as contínuas variações provocam menores variações nas tensões, e se dilatando menos, os vazamentos nas juntas serão menores.

O aço soldado é mais aplicável a uma instalação permanente, é também o mais adaptável, sendo utilizável comercialmente em qualquer tamanho, o que lhe permite satisfazer qualquer requisito de pressão ou capacidade. A tubulação pode ser cortada ou soldada no campo, o peso é leve, o tubo tem alta elasticidade e é fácil de ser instalado.

Quanto à corrosão existem meios para recobrimento e revestimentos que aumentam sua duração e proporcionam proteção. Muitas instalações com 15 anos de uso estão em bom estado de conservação. A tubulação antes de ser enterrada será protegida com cobertura de fibra de vidro ou de zinco.

2) Ferro fundido – Os condutores de abastecimento enterrados, podem compreender tubos construídos de ferro fundido, cinzento e centrifugado, porém atualmente são raros os casos de aplicação nas modernas redes, principalmente por causa dos preços. No entanto, para certos casos, como terrenos altos, muito inclinados, rochosos, onde a tubulação será enterrada, o seu uso poderá ser indicado, principalmente em redes permanentes, onde as linhas tronco e laterais são enterradas, como em viveiros, hortas e jardins, onde o maior custo da instalação, se justifica pelas vantagens oferecidas. A durabilidade das canalizações com tubo de ferro fundido é grande, além do que revelam as instalações resistência aos esforços, apresentam boa flexibilidade nas juntas e menores perdas de carga quando cimentados ou pixados internamente, ou revestimento interno com argamassa de cimento.

Nos casos de solos agressivos, argilas com baixa resistividade pode ocorrer a corrosão eletroquímica, como se pode ver nas fotografias locais, em que, os tubos atingidos por corrosão datam de aproximadamente 10 anos. A baixa resistividade do solo, contribui e acelera o fenomeno da corrosão, juntamente com a salinidade.

A proteção contra a corrosão é feita com revestimentos e coberturas especiais. No entanto, em sistemas adutores os tubos de ferro fundido são comumente empregados, tanto os de junta de chumbo como os de junta elétrica. A pressão de prova, independente dos diâmetros é da ordem de 25 a 30 kg/cm2, segundo as diversas classes de tubos.

As pressões de ruptura dos tubos de ferro fundido são extremamente altas em relação às pressões de serviço empregadas, sendo que um tubo de 50 mm de diâmetro se rompe a uma tensão: TR = 499 kg/cm^2, ou com uma altura de coluna d'água de 4.990 m.

Um tubo de ferro fundido de 100 mm de diâmetro se rompe a uma tensão de: TR = 282 kg/cm^2 e um de 200mm de diâmetro, com TR = 173 kg/cm^2.

Desse modo, os tubos de ferro fundido são mais resistentes aos choques que sempre ocorrem nas diversas fases de carga, descarga e assentamento e a alteração da seção de escoamento no correr do tempo é pequena. Atualmente, emprega-se o ferro ductil, com resistência à ruptura, pela pressão interna, de aproximadamente três vezes maior, e apresentando:

a) a durabilidade do ferro fundido;
b) a resistência do aço.

Por outro lado, o ferro ductil, se acomoda ao terreno, ou seja, flexiona sem se deformar, e sua capacidade de resistência à pressão interna pode chegar a até 50 kg/cm^2.

Outra aplicação comum dos tubos de ferro fundido é nas ligações feitas, dos mananciais às casas de bomba, pela tubulação principal do sistema adutor.

3) Alumínio — O alumínio é metal muito ativo, sendo que, na sua superfície forma-se uma película impermeável de óxido, que impede a corrosão. No entanto, águas subterrâneas com alto teor de anidrido carbônico atacam a tubulação.

A tubulação de alumínio, geralmente é aplicada nos sistemas portáteis, com acoplamento rápido, nos ramais laterais de deslocamento manual. A tubulação é construída de tal modo que, cada seção poderá acoplar-se ou desacoplar-se sucessivamente por uma só pessoa, que de pé, sustém o tubo por seu ponto médio, montando-o ou desmontando-o.

Os tubos de alumínio são insensíveis às influência climáticas, o que lhes permite ficarem expostos ao ar livre, porém é aconselhável colocá-los de forma tal, que estejam ao abrigo de golpes, uma vez que a tubulação de alumínio tendo menor resistência mecânica, não está livre de acidentes, sofrendo com mais freqüência esmagamentos pela maquinaria agrícola (lâminas dos tratores, máquinas de plantio, etc). No entanto, o tubo é de simples reparo, colocando-se a solda em poucos minutos os tubos sendo leves, são deslocados com facilidade e providos de acoplamento rápido, podem acoplar-se formando ângulo.

Para os tubos de 6m de comprimento, com engates rápidos, que são os comuns, os diâmetros variam de 2" a 6" com pesos correspondentes de 6,50 a 17,50 kg e para pressões de serviço de 12 kg/cm^2.

Os tubos se apresentam com diâmetros variando entre 2 a 10" (50 a 250 mm). Pesos variando de 3,4 a 36 kg e tensões de ruptura (Tr) variando de 119 a 50 kg/cm^2.

Para tubos de 6m de comprimento, que é o normal, no entanto, às vezes, se apresentam com 3,5m de comprimento nos mesmos diâmetros, operando a pressões de serviço de 200 lb/pol^2, sendo a tensão de ruptura acima de 400 1b/pol^2, (280 m.c.a.). Em razão do peso baixo permitem tubulações mais leves, mais fáceis de instalar e sem necessidade de acabamento especial.

Possui alto índice de refletibilidade do calor incidente para raios solares, o que os recomenda para qualquer latitude. Por outro lado, quando revestidos com plástico, ou seja, capeamento de plástico externamente, duram ainda mais, e apresentam barateamento da mão-de-obra, pela facilidade de manejo e colocação.

4) Plástico — As tubulações de plástico possuem paredes muito lisas, sendo o coeficiente de aspereza, k ≤ 0,02 m, o que indica aspereza mínima das paredes. São abrangidos os tubos de PVC, com rosca de grande passo e os de Polietileno.

Permitem grande rapidez na montagem-desmontagem e têm pressão de trabalho de até 80 m.c.a. Têm grande durabilidade permanecendo inalterados por longos períodos e podem ser soterrados. São leves e de fácil transporte. O comprimento dos tubos varia de 1 até 6m, os diâmetros de 2 a 3" e os pesos de 0,70 a 5,50 kg, para pressões de serviço de 8 kg/cm^2 ou 8 m.c.a. As linhas são inteiramente de plástico, no sistema em que é empregado tubos de plástico, e os materiais mais usuais são o P.V.C. e o Polietileno, sendo o P.V.C. mais barato, mais adaptável e de maior emprego.

O tubo de PVC pode ser soldado a ar quente, e dar-se forma para as juntas, sendo que p/ os tubos de Polietileno são necessários acessórios especiais e de maior preço. A tubulação de Polietileno é utilizada para sistemas soterrados, com diâmetros de até 80 mm, com tubos de densidade alta, e são unidos mediante acoplamentos de latão ou de plástico rígido, enxertados nas extremidades. Os tubos menores são competitivos e são mais baratos que qualquer outra tubulação, principalmente para pressões de trabalho até 60 1b/pol^2. Para tubos maiores de 6" de diâmetro e para pressões de trabalho mais elevados, o custo sobe rapidamente em relação aos demais tipos de tubulação. No entanto, os tubos de plástico estão se tornando mais baratos e melhores, com tendência de se tornarem peças importantes, para as grandes redes sob pressão.

Tanto o PVC rígido como o Polietileno, são materiais relativamente duráveis, inertes e imunes a grande número de substâncias químicas, encontradas comumente no solo. Os dois materiais têm paredes extremamente lisas e vêm com seções largas. Os tubos podem ser cortados e repostos facilmente.

Recentemente o emprego dos tubos de plástico aumentou, sendo comum, nos mais diversos sistemas. As

causas principais desse crescimento na condução d'água são os menores investimentos iniciais, facilidade de instalação e manutenção, boas características hidráulicas, e a não serem corrosíveis. As resinas plásticas mais usadas, o PVC e o Polietileno, sendo os de PVC mais difundidos. No entanto, devemos atentar para o fato de alguns engenheiros, mais conservadores, citarem o fato de alguns insucessos ocorridos, alguns anteriormente, e relativos a ocorrências de grandes e pequenas falhas na sua resistência mecânica, revelando tendências a se tornar quebradiço e a cristalizar-se com o tempo, ou então aos aspectos de gosto e odor da água, exigidos por alguns usuários.

Tais informações exigem pesquisas especiais e são esparsas. O sucesso ou o fracasso nas instalações é dependente de boa ou má qualidade do processo de fabricação, sendo que, a obediência às rígidas normas de fabricação garantirá o sucesso do emprego, em larga escala e cada vez maior.

Para pequenos diâmetros (3/4" e 1") prefere-se o Polietileno linear, devido à sua flexibilidade e compatibilidade do emprego de conexões de cobre, ou ainda, a constância de suas propriedades físicas e químicas após muitos anos de serviço, não se tornando quebradiços e nem perdendo a resistência aos impactos. Por outro lado, é sabido que para os tubos de diâmetros maiores que 1" o PVC é melhor, uma vez que, a espessura das paredes do Polietileno cresce proporcionalmente com o diâmetro, p/ uma mesma pressão de trabalho.

Um ponto a ser considerado é o do envelhecimento prematuro dos tubos de plástico, sendo que, alguns técnicos se preocupam com os efeitos adversos advindos pelo que os fabricantes tudo têm feito para inibir ou eliminar o envelhecimento precoce, recomendando e informando sobre os limites de dilatação sob altas pressões.

Salientamos sobretudo a mudança e a alteração da resistência aos impactos e aos esforços repetidos, provenientes do envelhecimento.

Os pontos principais a serem considerados pelos usuários são:

1 — aquisição de tubos de plástico, somente quando estiverem com a pressão determinada e indicada, e que exceda à pressão média de serviço;

2 — controlar e verificar cuidadosamente, a qualidade do material, ou por inspeção própria ou exigindo certificado;

3 — seguir à risca as práticas recomendadas para a instalação, manejo e operação.

Quanto ao Polietileno, lembramos a sua alta densidade e a sua estrutura molecular, o que, lhe confere ótima resistência às repetidas aplicações dos esforços (Tensões) e ao fato de poder ser enrolado sem se quebrar, no entanto é de preço mais elevado.

Quanto aos tubos de PVC, salientamos que:

a) são 10 (dez) vezes mais leves que os de barro vidrado, este peso muito leve acarreta economia direta no transporte, carga, descarga, empilhamento e manuseio. Indiretamente proporciona economia no assentamento, deslocamento em locais difíceis e no prazo de execução das obras;

b) os tubos de PVC são perfeitamente estanques juntamente com as juntas soldáveis, formando uma linha monolítica, livre de infiltrações e vazamentos, o que livra o solo da erosão;

c) os tubos de PVC são mais longos, porquanto a leveza e a flexibilidade permitem o fornecimento em tubos de 6,00 m úteis, com ponta e bolsa para soldar, podendo ser montados fora da vala, lances de 30, 50 ou até 100 metros, que depois são assentados de uma só vez;

d) os tubos de PVC são flexíveis; a flexibilidade dos tubos de PVC é bem maior que a dos demais, sendo que nos casos comuns de ondulações no terreno, a tubulação acompanha as irregularidades, com menos dificuldade. A tubulação suporta maiores recalques do terreno, sem sofrer ruptura ou entupimentos, devido à sua continuidade dada pelas juntas soldáveis, e que podem danificar seriamente as demais tubulações;

e) os tubos de PVC são muito lisos. A superfície interna é extremamente lisa, (coeficiente k = 0,02) de aspereza, e somando-se a isso, o pequeno número de juntas, (uma cada 6 metros), e a continuidade da junta o escoamento será grandemente facilitado, não havendo formação de depósitos e sedimentação, que provocam entupimentos;

f) os tubos de PVC têm grande resistência química. O PVC rígido é praticamente inerte à maioria dos áci-

dos, bases e sais, que normalmente existem no solo e água. A resistência às águas com altas concentrações de sais ou corrosivas está suficientemente comprovada;

g) Os tubos de PVC não sofrem "perdas" por quebra. Devido à grande elasticidade do material, as perdas por quebra e rachas, na carga, descarga, manuseio e manejo são praticamente nulas, podendo o pedaço danificado ser cortado e reposto em pouco tempo. Os demais materiais, sofrem perdas da ordem de 2 a 5%.

5) Cimento amianto — As tubulações de cimento amianto, têm se tornado muito popular nos sistemas de alde pressão: baixas, médias e altas; 50 a 100 e 100 a 150 1b/pol^2. O tubo mais comum para redes de aspersão é o da classe 100. Os da classe 50, são mais raros, devido à sua baixa pressão de serviço. Os da classe 150, são mais custosos, e portanto raras vezes são usados, só em casos particulares.

Onde as incrustações de cálcio são problema, as tubulações de cimento amianto se mostram mais susceptíveis que as de aço soldadas.

Os tubos vêm em unidade de 50 a 100mm de diâmetro, e pesos variando de 12,6 a 31,2 kg, em três classes de pressão: baixas, médias e altas; 50 a 100 e 100 a 150 1b/pl^2. O tubo mais comum para redes de aspersão é o da classe 100. Os da classe 50, são mais raros, devido à sua baixa pressão de serviço. Os da classe 150, são mais custosos, e portanto raras vezes são usados, só em casos particulares.

Para reduzirmos o custo e a vulnerabilidade do cimento amianto, usamos p/ acessórios, peças de aço soldadas, adaptando-as ao diâmetro, e devidamente soldadas nos extremos. A tubulação de cimento amianto deverá ser cuidadosamente protegida contra os impactos de regimes turbulentos da água e do golpe de aríete.

Os tubos de cimento amianto são usados nas partes enterradas da rede, ou seja, nos condutos enterrados, sendo que a camada de terra protetora, deve ter no mínimo 2,5 pés de espessura. Os tubos leves são produzidos em tamanhos variáveis de 4 a 18" de diâmetro resistindo a pressões de serviço de até 30 1b/pol^2.

Os tubos têm 4 e 3 m de comprimento e se unem com capas especiais de asfalto quente. Nas tubulações de cimento amianto, os resultados alcançados justificam plenamente seu uso, quer na facilidade de colocação, na durabilidade, quer na pouca assistência técnica requerida, em virtude da boa conservação dos tubos. São de instalação fácil e rápida, abreviando o andamento das obras de implantação. Tendo o tubo 4 m de comprimento, resultará num menor número de juntas, o que é mais um fator na aceleração do serviço e início de funcionamento. As medidas dos tubos são uniformes, favorecendo uma boa estanqueidade, que impede os vazamentos e infiltrações e a superfície interna é lisa, sem aspereza, com baixo coeficiente de rugosidade, o que permite bom escoamento, sem perdas da vazão inicial. Possui grande durabilidade, havendo redes com tubos em bom estado, contando 10 anos de funcionamento.

Nos tubos, a junção é feita com anel de borracha especial p/ garantia da estanqueidade. É empregado comumente nos sistemas permanentes, nas tubulações fixas e enterradas, ou em tubulações de maior diâmetro (acima de 200 mm), em linhas de suprimento, ou em redes com pressões de trabalho mais elevadas.

As paredes do tubo são super reforçadas, o que garante um bom desempenho e total impermeabilidade. Apresentam grande durabilidade, ficando inalteráveis por longos anos, apesar do emprego constante, perdas de cargas reduzidas, por serem as paredes extremamente lisas, o que impede a formação de limo e de outros depósitos, tornando-se fácil a limpeza.

São impermeáveis, dispensando todo e qualquer tratamento adicional, com impermeabilizantes, e são de alta resistência eliminando a possibilidade de rachaduras ou fendas, permitindo furação simples, em pouco tempo, e com rapidez pode ser furado, ou cortado, sem perigo de quebra ou estilhaçamento. A junção dos tubos é feita rapidamente, em qualquer terreno, sem ferramentas especiais. Através de anel de borracha especial, assegura-se a estanqueidade das juntas, o que reduz consideravelmente os vazamentos e perdas desnecessárias. O peso reduzido e a flexibilidade permitem a instalação de linhas com pequenas deflexões, economizando-se peças defletoras e o material nos casos de remanejamento das linhas, poderá ser reaproveitado.

VII — CARACTERÍSTICAS DAS TUBULAÇÕES

O engenheiro de irrigação deverá sempre escolher os tubos de características mais convenientes, estudando e analisando as seguintes condições:

1 — Carga, descarga, transporte, inclusive na área de serviço, em apreço.

2 – Montagem, pressão interna de serviço, vazão necessária, cargas, esforços externos e agressividade do terreno e da água.

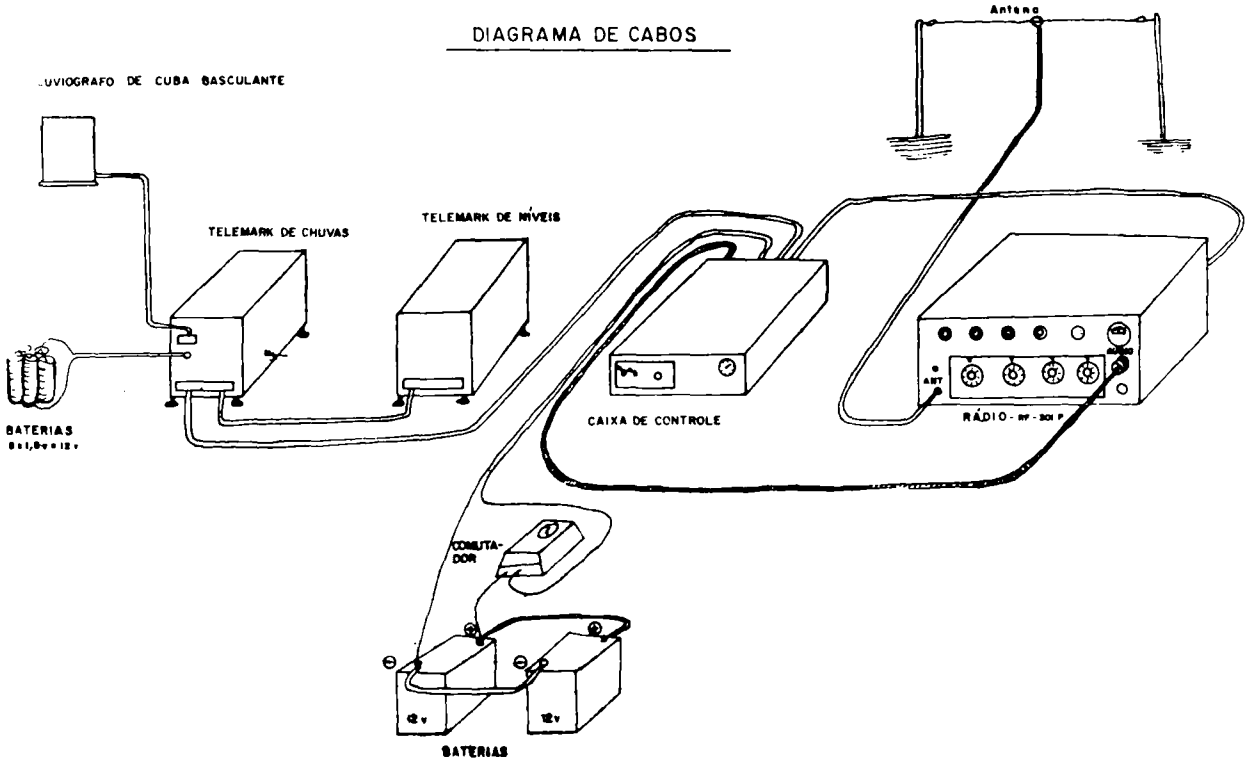
3 – Custos dos tubos.
4 – Custos de colocação e funcionamento.
5 – Durabilidade da tubulação (total).
6 – Custos da manutenção, operação e segurança.

Como os tubos empregados variam muito, conforme o material, nas características, no desempenho, e nos resultados, a escolha deverá ser sempre cuidadosamente considerada e condicionada aos fins que se tem em vista, e ao tipo de serviço requerido. Deverá o engenheiro civil ou agrônomo, indicar e escolher os tubos de características mais convenientes e adaptáveis, de acordo com os diversos materiais. Por outro lado, deverá ser estudada, escolhida e encomendada, somente a fabricação de tubos, que satisfaçam as necessidades da tubulação, a ser assentada no tipo de terreno que se apresenta, sendo que, em certos casos, o engenheiro deverá acompanhar e fiscalizar a construção e a colocação da tubulação. Desse modo, é conveniente, sempre que possível, o engenheiro (civil ou agrônomo), escolher os tubos de material ou de materiais, cujas características técnicas e econômicas satisfaçam às necessidades da tubulação, tendo em vista, não só os itens citados, mas examinando-os globalmente, sob os aspectos dos custos (manutenção, operação, desempenho, etc.) e da segurança da rede.

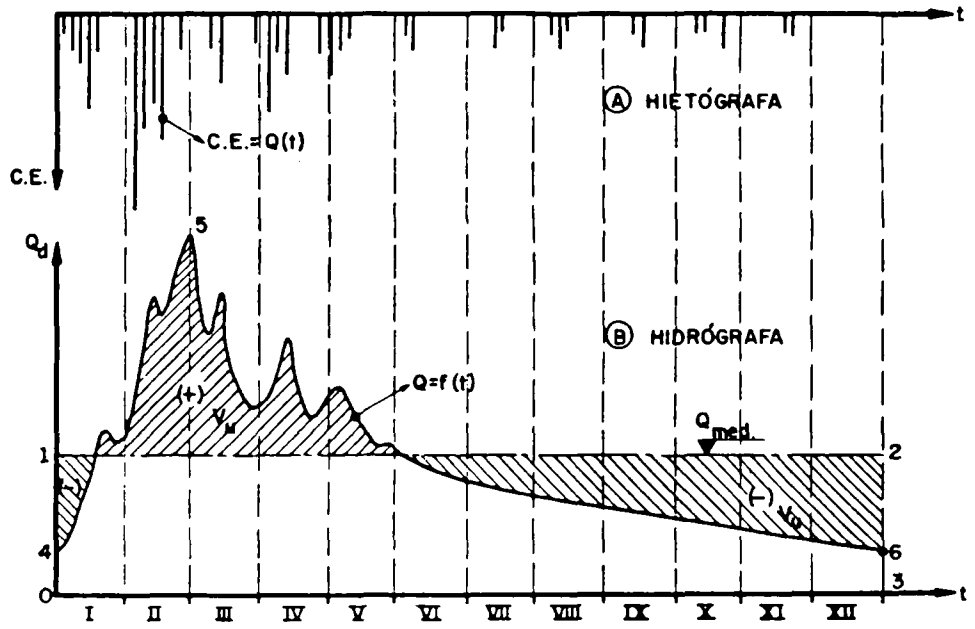
Desse modo, em ordem de prioridade e de importância temos:

1 – O custo dos tubos;
2 – O custo da construção e colocação;
3 – A durabilidade, depreciação e alteração;
4 – Os custos de manutenção, operação e segurança.

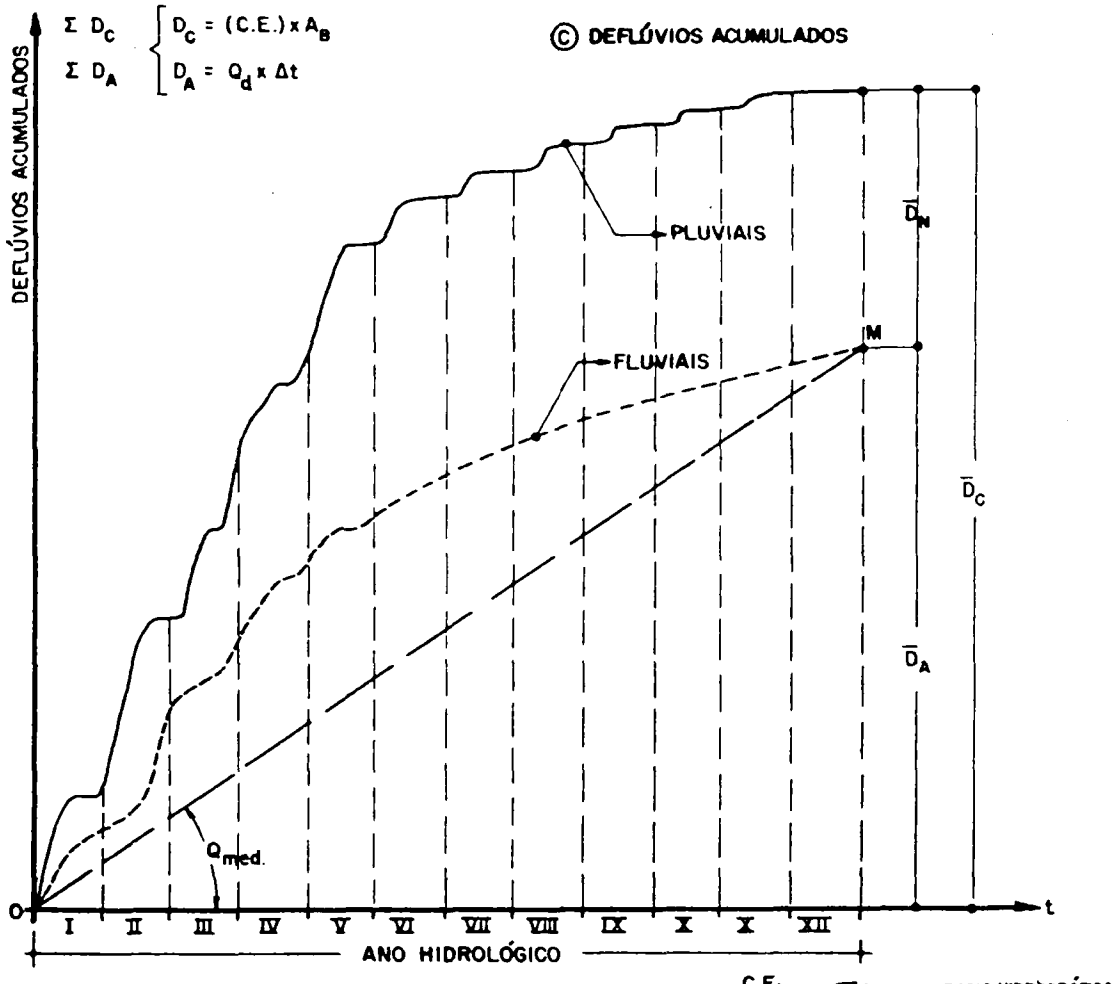
VIII – ANEXOS



ANEXO III



ΣD_C ΣD_A $\left\{ \begin{array}{l} D_C = (C.E.) \times A_B \\ D_A = Q_d \times \Delta t \end{array} \right.$

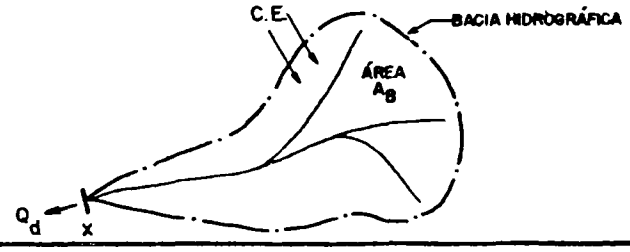


a — EQUAÇÃO DE CONTINUIDADE APROXIMADA

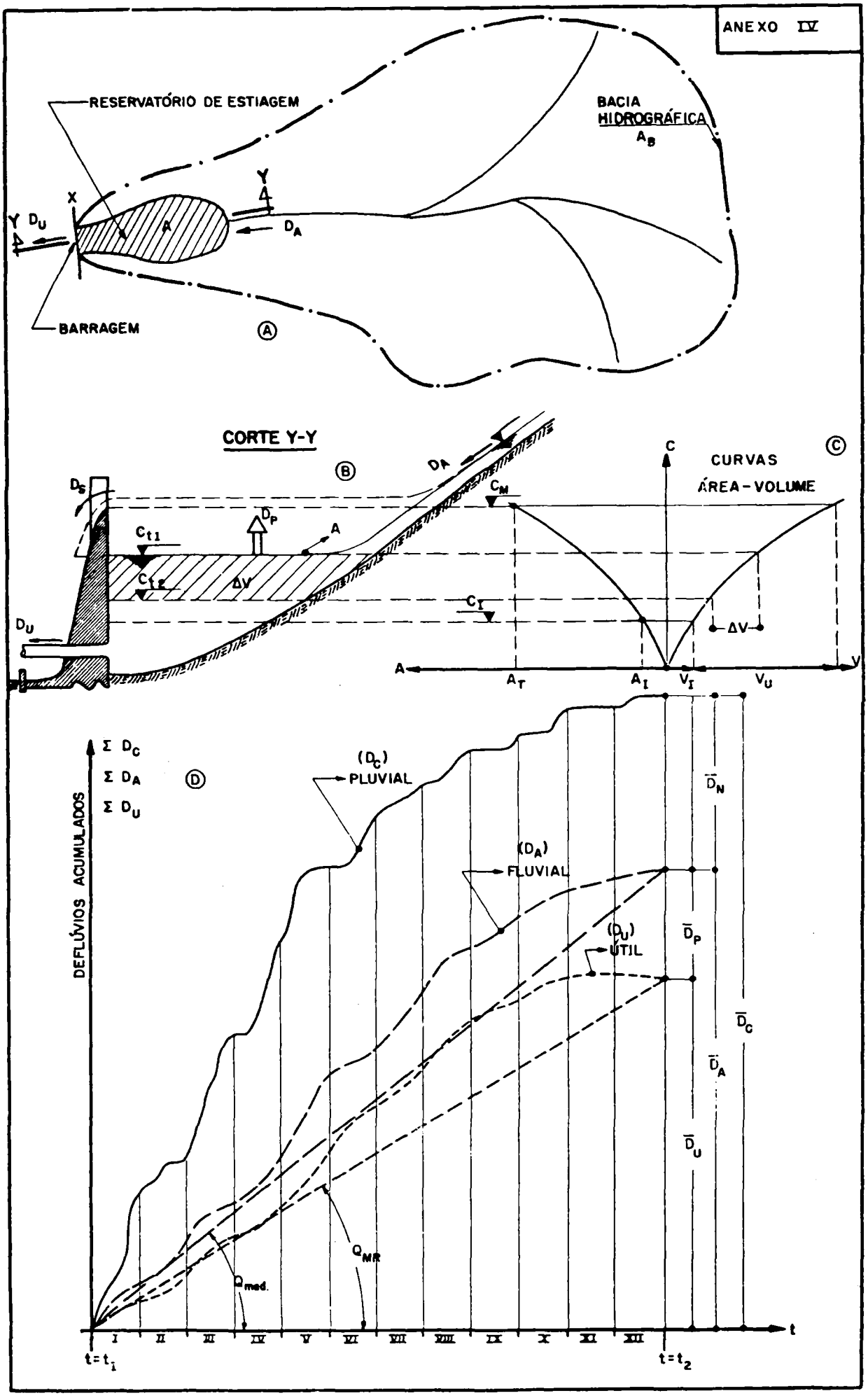
$$\overline{D}_A = \overline{D}_C - \overline{D}_N$$

b — RENDIMENTO HIDROLÓGICO

$$P_B = \frac{\overline{D}_N}{\overline{D}_A}$$



ANEXO IV


RESERVATÓRIO DE ESTIAGEM
BACIA HIDROGRÁFICA
A_B
X
Y
D_U
D_A
BARRAGEM
A
Ⓐ
CORTE Y-Y
Ⓑ
D_S
D_P
C_{t1}
C_{t2}
ΔV
C_M
C_I
D_U
C
CURVAS ÁREA-VOLUME
Ⓒ
ΔV
A
V
A_T
A_I
V_I
V_U
Ⓓ
Σ D_C
Σ D_A
Σ D_U
DEFLÚVIOS ACUMULADOS
(D_C) PLUVIAL
(D_A) FLUVIAL
(D_U) ÚTIL
$\bar{D}_N$
$\bar{D}_P$
$\bar{D}_C$
$\bar{D}_A$
$\bar{D}_U$
Q_{MR}
$Q_{méd.}$
I II III IV V VI VII VIII IX X XI XII
t
$t=t_i$
$t=t_2$

IX – CONCLUSÃO

A implantação de um sistema de irrigação por aspersão envolve diferentes fatores, que deverão ser criteriosamente analisados, uma vez que, da atuação recíproca dos mesmos é que resultará o bom rendimento. Uma ampla margem de condições e situações nos indica quando devemos escolher e empregar os sistemas de aspersão. Em todas as regiões existem situações e circunstâncias especiais, nas quais a irrigação de certas áreas será mais vantajosa por aspersão. Perguntas como onde, como, e quando? terão de ser devidamente esclarecidas. Inúmeros fatores são considerados, e influirão na escolha e adoção do sistema.

Como fatores determinantes de uma decisão certa, podemos citar:

1 – Fatores do meio ambiente;
2 – Natureza e proximidade do manancial;
3 – Natureza, situação e topografia do terreno e solo;
4 – Disponibilidade, qualidade e dotação de água;
5 – Dimensões e tipo da área;
6 – O tipo de cultura.

Da análise deste e de uma série de outros fatores, é que surgirão os resultados, indicando a escolha e a conveniência da Irrigação por Aspersão, dos sistemas que melhor se adaptem, e da forma como deverão ser instalados e acoplados.

Na base de resultados obtidos podemos seguramente dizer que o "Acréscimo Médio" da produção proporcionado pela "Irrigação por Aspersão" é de 50 a 100%, tudo dependendo das condições locais, das características da irrigação e do projeto, o que revela um grande campo e largas perspectivas para a crescente expansão deste método no País, a exemplo do que vem acontecendo no exterior.

A título de esclarecimento, exemplificamos que:

a) Para um projeto de irrigação em uma área de 1.900 ha, na Bacia do Baixo Tietê, Estado de São Paulo, incluindo casa de bombas, obras de tomada d'água, tubulação de ferro fundido, emprevistos – engenharia e administração – o custo total foi de Cr$ 5.250.000,00 o que resultou em Cr$ 2.700,00/ha em junho de 1973. Atualmente seria da ordem de Cr$ 5 a 6.000,00/ha.

b) Para um projeto de irrigação de um laranjal numa área de 35 ha, na Bacia do rio Pardo, Estado de São Paulo, incluindo tubulação de sucção, aspersores, tubulação de alumínio com engate rápido e conjunto eletro-bomba, com motor elétrico de 75 CV, sobre base fixa, o custo total foi de Cr$ 75.000,00 e o custo unitário de Cr$ 2.000,00/ha em outubro de 1973. Atualmente seria da ordem de Cr$ 5.000,00/hectare.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1 – PILLSBURY, A. F. –
El Empleo del Riego por Aspersion

2 – THORNE, D.W. Y PETERSON, H.B. –
Técnica Del Riego

3 – TRISOLDI, A. –
El Riego – Planificación Y Praticas

4 – SCARDUA, R. –
"Curso de Irrigação" –
Departamento de Engenharia Rural - E.S.A.L.Q.

5 – MISAWA, T. –
Sistemas de Abastecimento d'água
Tubulações
Revista – D.A.E. São Paulo - 1970

6 – DIAS DE MORAIS, Engº. –
Considerações sobre Tubos de Ferro Fundido

7 – FIRMAS DE IRRIGAÇÃO POR ASPERSÃO:
Catálogos e Boletins
1 – EDERER & CIA LTDA
Fabricante, projetista, assessoria e planejamento
Rua Marginal, 1200 - Via Anhanguera, Km 12,5
Tel.: 260-3280 e 260-3051

2 – INDÚSTRIAS PLUVIO-PLANAGUA
Fabricante, planejamento e assessoria
Rua Fernandes Moreira, 1253
Tel.: 246-6617 - São Paulo

3 – DANTAS – INDÚSTRIA & COMÉRCIO S/A
Rua General Osório, 493/509 - São Paulo
Escritórios em Recife, Rio de Janeiro, Brasília

4 – ASBRASIL – Aspersão do Brasil S/A
Fabricante, projetista, planejamento
Rua João Daprat, 431 – Rudge Ramos, São Bernardo do Campo – São Paulo
Tel.: 457-4399

5 – ALVENIUS – Equipamentos Tubulares
Fabricante e projetista
Rua da Fraternidade, 177 - Stº Amaro
Tel.: 247-1488 – São Paulo

6 – RAVIT – Sistemas de Irrigação Ltda.
Al. Gabriel Monteiro da Silva, 77
Tel.: 80-6786 – São Paulo.

METODOLOGIA PARA EXPERIMENTOS DE COMPARAÇÃO TÉCNICO-ECONÔMICA DOS MÉTODOS DE IRRIGAÇÃO POR GOTEJO E SULCOS

Antônio Fernando L. Olitta *
Francisco de Souza **

INTRODUÇÃO

Nos últimos 15 anos desenvolveu-se um novo método de aplicação de água aos cultivos (irrigação por gotejo), no qual a água é aplicada com reduzida vazão, através de pequenas estruturas mecânicas denominadas gotejadores. Este método têm recebido considerável interesse em diversos países de irrigação tradicional, principalmente, pelas vantagens que oferece no aumento da produção e melhoria da qualidade do produto, assim como na economia de água e mão-de-obra, resultando numa alta eficiência de uso da água pelas culturas.

Blass e Yeshayahun (citados por Rosales – 1972), obtiveram um incremento na produção de pimentão, melão e tomate da ordem de 50-60%, usando a irrigação por gotejo comparada a sulcos e aspersão. Goldberg e Shumueli (1968) estudando a produção de melão em condições de gotejo, sulco e aspersão, incrementaram sua prdução em 80% quando irrigado por gotejo.

Em outro trabalho, Goldberg e Shumueli (1968), observaram o efeito da freqüência de irrigação por gotejo nos cultivos de pepino, melão e tomate, encontrando que os rendimentos eram diminuídos para maiores intervalos de irrigação; os maiores rendimentos foram aqueles correspondentes a intervalos diários de irrigação.

Olitta (1975) apresenta um quadro resumindo resultados de pesquisa com o método de irrigação por gotejo obtidos em Israel, México, Austrália e África do Sul, no qual se observam as vantagens deste método quando comparado aos métodos tradicionais, nos aspectos de produtividade, qualidade do produto, eficiência no uso de água e fertilizantes.

Visando a introdução de uma agricultura intensiva e altamente produtiva na região do médio São Francisco, procurou-se delinear diversos experimentos para comparação em algumas culturas, do método de irrigação por gotejo. Estes experimentos serão desenvolvidos no Centro de Pesquisa Agropecuária do Trópico Semi-Árido, em Petrolina - PE.

Os experimentos visam em primeiro plano, uma comparação técnico-econômica em termos de uma produtividade máxima e ao mesmo tempo, a determinação dos diversos parâmetros necessários aos projetos de irrigação por gotejo. As culturas selecionadas para o estudo compreendem: uva, melão, tomate e cana-de-açúcar, que se situam entre as mais importantes, economicamente, na região.

O método de irrigação por gotejo apresenta-se ainda em fase de implantação no Brasil, o que nos levou a utilizar para cada um dos experimentos, equipamentos diversos de modo a possibilitar também observações quanto ao desempenho técnico do material disponível aos agricultores. A seleção do tipo de equipamento para cada uma das culturas, baseou-se nas características de fluxo do gotejador e sua adaptabilidade ao tipo de cultura escolhida. Os materiais utilizados englobam a totalidade do equipamento existente ou mesmo em fase de lançamento no mercado brasileiro.

MATERIAIS E MÉTODOS

1 – Delineamento Experimental

Os experimentos foram delineados em blocos casualizados, consistindo em oito tratamentos, com quatro repetições cada um para uma correta avaliação dos fatores envolvidos.

Os tratamentos de cada experimento foram estabelecidos de acordo com as particularidades de fatores relacionados a planta, solo, clima e método de irrigação empregado. Procurou-se, em cada experimento, estabelecer tratamentos em que os fatores mais importantes fossem analisados em cada caso particular. Deste modo, os experimentos apresentam-se em princípio como um estudo comparativo dos métodos de irrigação por gotejo e por sulcos. Assim, serão objetos de estudo as variações concernentes ao limite de extração da água disponível no solo (a porcentagem da água disponível será relacionada a valores de potencial da água no solo visando o controle da irrigação com tensiômetros), as variações quanto ao espaçamento dos gotejadores ou pontos de saída de água em relação ao espaçamento das culturas, as variações quanto ao número de gotejadores por planta, e também, as variações nas vazões dos gotejadores.

---

* Professor Assistente, Departemento de Engenharia Rural, ESALQ/USP

**Engenheiro Agrônomo, M.S., Especialista em Irrigação. Centro de Pesquisa Agropecuária do Trópico Semi-Árido EMBRAPA – Petrolina - PE.

Alguns tratamentos apresentam-se ainda com variações do sistema de plantio da cultura, objetivando uma adaptação ao método de irrigação por gotejo. Um resumo de todos os experimentos e seus respectivos tratamentos é apresentado no Quadro 1.

QUADRO 1 – Fatores envolvidos nos diversos tratamentos para cada experimento.

TRATAMENTO	EXPERIMENTOS			
	Uva (1)	Melão (2)	Tomate (3)	Cana de Açúcar (4)
1 G(10%)	(1m)(3,5 lph)	G(50%)(1)	G(25%)(20cm)	G(10%)(1.50m)
2 G(25%)	(1m)(3,5 lph)	G(50%)(2)	G(25%)(30cm)	G(50%)(1.50m)
3 G(50%)	(1m)(3,5 lph)	G(50%)(4)	G(25%)(60cm)	G(10%)(0,70/2,3)
4 G(10%)	(2m)(7 lph)	G(75%)(1)	G(50%)(20cm)	G(50%)(0,70/2,3)
5 G(25%)	(2m)(7 lph)	G(75%)(2)	G(50%)(30cm)	S(50%)(1.50m)
6 G(50%)	(2m)(7 lph)	G(75%)(4)	G(50%)(60cm)	S(75%)(1.50m)
7 S(50%)		S(50%)	S(50%)	S(50%)(0,70/2,3)
8 S(75%)		S(75%)	S(75%)	S(75%)(0,70/2,3)

OBSERVAÇÃO: As variações existentes nos diversos experimentos são identificadas como:

(1) G = gotejo (10%) = % de extração da umidade disponível
S = sulco (1 m) = espaçamento dos gotejadores na lateral
(3,5 lph) = vazão do gotejador em litros por hora

(2) G = gotejo (50%) = % de extração da umidade disponível
S = sulco (1) = número de gotejadores por cova

(3) G = gotejo (25%) = % de extração da umidade disponível
S = sulco (20 cm) = espaçamento das saídas de água na lateral

(4) G = gotejo (10%) = % de extração da umidade disponível
S = sulco (1,50m) = espaçamento das linhas da planta.

A análise estatística dos resultados deverá proporcionar um estudo comparativo entre os métodos de irrigação por gotejo e por sulcos, mostrando ainda os detalhes de aplicação de água e manejo da irrigação que conduzirão ao rendimento máximo das culturas estudadas. Pretende-se acompanhar o desenvolvimento vegetativo e características de qualidade da produção das culturas, durante todo o ciclo da planta, para uma melhor caracterização dos resultados obtidos.

2 – Detalhes do Projeto de Irrigação por Gotejo

Os cálculos do projeto de irrigação por gotejo foram feitos com base no trabalho de Keller e Karmeli (1975) utilizando as características físicas do solo e o vapor P da porcentagem de área molhada durante a irrigação. Este método apresenta-se mais específico em suas recomendações do que o processo empregado por Howel e Hiller (1972), que utiliza dados de evaporação do tanque classe A e um fator K de cobertura do solo pela vegetação. Ainda que este último processo apresenta-se mais difundido, vamos utilizar o primeiro pelas suas características mais técnicas na determinação da necessidade de irrigação, que futuramente poderão ser correlacionadas com os valores obtidos no tanque classe A.

Como os experimentos serão conduzidos em locais cujas características de solo diferem grandemente entre si, este foi um dos motivos pelas variações encontradas nos diversos tratamentos de cada experimento e apresenta-se como um fator positivo no contexto geral do projeto, pois possibilitará uma avaliação efetiva deste método de irrigação sob diversas condições de solo. Os dados referentes às características físicas dos solos são apresentados no Quadro 2, enquanto que os dados referentes às diversas culturas a serem estudadas estão no Quadro 3. Os solos são identificados pelos locais em que os experimentos serão conduzidos.

QUADRO 2 – Características Físicas dos Solos e Identificação dos locais dos experimentos.

Local	C.C. (% peso)	P.M.P. (% peso)	DA (gr/cm^3)	Textura	Cultura
Mandacaru-BA E.E.Sub-médio	28,70	16,00	1,65	Argilosa	Uva,Cana
S.Francisco-PE	8,48	2,20	1,53	Arenosa	Melão
Bebedouro-PE	11,00	3,70	1,56	Média	Tomate

QUADRO 3 – Características das culturas envolvidas.

Cultura	Variedade	Espaçamento (m)	Prof.raízes (m)	ETmax (mm/dia)
Uva	Pirovano 65	2,0 x 3,0	1,00	6,0
Melão	Valenciano	1,5 x 2,0	0,30	5,0
Tomate	Rossol	0,3 x 1,0	0,40	4,0
Cana de Açúcar	-	1,50x 2,30 e 0,70x 2,30	0,50	4,0

O equipamento utilizado nos experimentos compreende diversos tipos com características especiais que os adaptam às culturas escolhidas, sendo apresentadas resumidademente no Quadro 4.

QUADRO 4 – Características dos gotejadores utilizados

Cultura	Gotejador	Tipo	Vazão (l ph)	Pressão de serviço (m.c.a.)	Acoplamento na lateral	Ø da lateral recomendado
Uva	Dixel	vazão regulável	3,5 e 7,0	10	"on line"	1/2"
Melão	Gotasa	multipla saída (4)	14	10	"on line"	3/8"
Tomate	Chappin	paredes duplas	1,16	3	constitue a lateral	-
Cana	Dangotas	vazão fixa	4,0	10	"in line"	1/2"

Os gotejadores foram selecionados para cada cultura por suas características de adaptação ao tipo específico da planta. O gotejador Dixel apresenta características que o indica às culturas perenes de espaçamento grande e foi escolhido para a cultura da uva, visando testar a possibilidade de variação aliada a variação no espaçamento do gotejador. O gotejador Gotassa de múltipla saída também é indicado para culturas perenes e de espaçamento grande. A possibilidade de dividir o fluxo em 4 partes (cada ponto com uma vazão média de 3,5 lph) levou-nos a testar a variação do número de saídas de água por cova na cultura de melão. O gotejador Chappin de paredes duplas é específico de culturas em linha, com a vantagem de constituir a própria lateral. Devido a sua pouca durabilidade é empregado em culturas anuais, de alto rendimento como o tomate. O gotejador Dangotas pode ser utilizado em culturas perenes ou anuais, de grande espaçamento ou em linha, e com a vantagem de não apresentar saliências na lateral ("in lite") possibilitando, portanto, a retirada do equipamento por ocasião da colheira da cultura de cana.

O cálculo da dotação de água levou em consideração os fatores apresentados, com a particularidade que o valor da porcentagem da área molhada na irrigação (P) foi fixado em 40% para todas as culturas. Este valor foi considerado satisfatório com base no trabalho de Keller e Karmeli (1975), servindo como uma primeira aproximação, e deverá ser determinado exatamente quando da realização das irrigações. Outro fator adotado foi a uniformidade de vazão (UV) dos gotejadores igual a 100%, pois o pequeno comprimento das laterais permitem esta suposição. Também isto deverá ser determinado após a instalação do equipamento, quando se processará uma avaliação do sistema projetado, segundo o procedimento descrito por Merriam et al (1973).

As equações utilizadas nos cálculos podem ser apresentadas de uma maneira geral, como segue:

$$h = \frac{CC - PMP}{10} H\, d_{ap}\ y\ \frac{P}{100}$$

$$h_b = \frac{h}{0{,}9^{UV/100}}$$

$$I = \frac{h_b}{ET}$$

$$T = \frac{h_b\ E_g\ E_l}{q}$$

onde:

h = lâmina de irrigação (líquida) em mm
CC = capacidade de campo em % de peso
PMP = porcentagem de murchamento permanente em % de peso
H = profunfidade efetiva do sistema radicular em cm
d_{ap} = peso específico aparente em gr/cm^3
y = % da água disponível a ser utilizada
P = % da área molhada na irrigação
h_b = altura bruta de irrigação em mm
UV = uniformidade de vazão dos gotejadores em %
I = freqüência de irrigação em dias
ET = consumo de água máximo em mm/dia
T = tempo de irrigação em horas
E_g = espaçamento dos gotejadores em m
E_l = espaçamento das laterais em m
q = vazão do gotejador em lph

Os resultados obtidos do cálculo para cada um dos experimentos são apresentados no Quadro 5, salientando-se que os tempos de irrigação foram corrigidos por um fator de proporcionalidade, para compensar as aproximações no cálculo de modo a se obter um número inteiro de dias na freqüência de irrigação, e também pelo fato que o valor P deve variar significativamente em cada tratamento, pois os tempos de irrigação são bastante diferentes para cada experimento.

QUADRO 5 – Resultados obtidos nos cálculos de dotação de água para irrigação por gotejo.

Cultura	Tratamento	Lâmina (h)(mm)	Tempo de irrigação (T)(horas)	Frequência irrigação (I)(dias)	Quantidade de água aplicada (l/árvore/dia)
Uva	1	8,3	5,7	1	39,8
	2	20,9	17,1	3	39,8
	3	41,9	40,0	7	40,0
	4	8,3	5,7	1	39,9
	5	20,9	17,1	3	39,9
	6	41,9	40,0	7	40,0
Melão	1	5,7	4,8	1	16,8
	2	5,7	2,4	1	16,8
	3	5,7	1,2	1	16,8
	4	8,6	9,6	2	16,8
	5	8,6	4,8	2	16,8
	6	8,6	2,4	2	16,8
Tomate	1	11,4	2,1	2	1,8
	2	11,4	3,2	2	1,8
	3	11,4	6,4	2	1,8
	4	22,8	4,3	4	1,8
	5	22,8	6,4	4	1,8
	6	22,8	12,1	4	1,8
Cana	1	4,2	4,1	1	16,4
	2	20,9	20,8	5	16,6
	3	4,2	4,1	1	16,4
	4	20,9	20,8	5	16,6

3 – Detalhes do Projeto de Irrigação por Sulcos

Para os cálculos do projeto de irrigação por sulcos foram considerados dois casos particulares: sulcos clássicos ou abertos para as estações experimentais do submédio São Francisco e Bebedouro; sulcos fechados, utilizados na Estação de Mandacaru (ver Quadro 2).

Os parâmetros do método de irrigação por sulcos, para cada experimento, são apresentados no Quadro 6. A derivação da água aos sulcos será feita através de sifões de 3/4 de polegada.

QUADRO 6 – Resultados obtidos nos cálculos de dotação de água para a irrigação por sulcos.

Cultura	Tratamento	Espaçamento (m)	Comprimento (m)	Lâmina (mm)	Tempo de Irrigação (min)
Uva	7	3,0	16,0	105,0	32,0
	8			157,0	60,0
Melão	7	2,0	18,0	14,0	12,0
	8			22,0	20,0
Tomate	7	1,0	11,0	23,0	46,0
	8			34,0	76,0
Cana	5 e 7	2,3	30,0	52,0	10,0
	6 e 8			79,0	19,0

RESULTADOS ESPERADOS

De acordo com os objetivos propostos, espera-se, com a realização destes experimentos, promover um s tancial aumento da produtividade das culturas objetos do estudo, de modo que a prática da irrigação por gotejo na região, torne-se viável do ponto de vista técnico e econômico. Desse modo, apresentam-se no Quadro 7 as metas a serem alcançadas neste trabalho, tomando-se como parâmetro indicador, o índice de produtividade de cada cultura.

QUADRO 7 – Metas a serem alcançadas com a realização dos experimentos de comparação dos métodos de irrigação por sulcos e gotejamento.

Parâmetro indicador	Situação atual (ton/ha)	Situação esperada (meta)(ton/ha)
Produtividade		
Uva	8	22
Melão	10	20
Tomate	25	40
Cana-de-açúcar	-	200

LITERATURA CITADA

1. GOLDBERG, S. D. RINOT, M. e KARU, N. Efecto de los intervalos en el riego por goteo, sobre la distribución y utilización de la humedad del suelo en un viñedo. Mexico, Centro Regional de Ayuda Técnica, 1974. 8 p.

2. GOLDBERG, S. D. Evaluación agrotécnica de los metodos de riego. Mexico, Centro Regional de Ayuda Técnica, 1974. 7 p. (Informe presentado ante la Comisión Intergubernamental de Rumania e Israel en la conferencia sobre irrigación, agosto de 1970).

3. KAMER, D. L. 1971. Drip Irrigation Technical Manual Drup-Eze, El Cajon, California.

4. KELLER, J. e D. KARMELI. Trickle Irrigation Desing Rain Bird Sprinkler Mfg. Co., Glendora, Calif.

5. KELLER, J. e D. KARMELI. Trickle Irrigation Desing Parameters. ASAE Paper nº 73-234.

6. OLITTA, Antonio Fernando. O Método de Irrigação por gotejo. Piracicaba-SP, Universidade de São Paulo, Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz", 1975. 62 p.

7. ROSALES, JAIME, J. R. El riego por goteo del maiz en el delta del Rio Yaqui, Son. Mexico, SF., Secretaria de Recursos Hidráulicos, 1972. 91 p. (Memorandum).

8. SHMUELI, M. e GODBERG, D. Riego por aspersión por surcos y por goteo del Melon en una Zona Arida. Mexico, Centro Regional de Ayuda Técnica, 1974. 6 p.

9. VALENZUELA RUIZ, T. Princípios básicos del riego por goteo y experiencias de su aplicación en la República Mexicana. Mendoza, Argentina, Instituto Interamericano de Ciências Agrícolas de 1ª OEA, 1975. 99 p.

"ESTUDO DE NORMAS PARA AVALIAR O DESEMPENHO DE ASPERSORES NO CAMPO"

Francisco Cassiano Sobrinho*

1 – MEDIÇÃO DA VELOCIDADE ANGULAR.

CHRISTIANSEN, J.E. (1) foi quem primeiro se preocupou em medir a velocidade angular e estudar sua correlação com a uniformidade de distribuição da chuva. Para tal, adaptou o mecanismo registrador de um anemógrafo para receber os impulsos elétricos de um comutador devidamente instalado no aspersor, que esquematicamente ser conforme a figura abaixo.

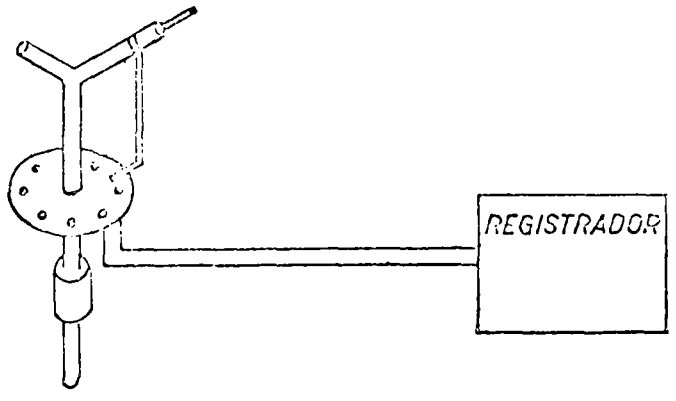


Figura 1 - Esquema do conjunto medidor da rotação idealizado por Christiansen.

Considerando-se que a água utilizada para se irrigar nem sempre é limpa, como é o nosso caso, quando se pensou em construir um registrador semelhante ao de Christiansen foram levados em conta três aspectos:

1º) Em se tratando de um comutador cujos contactos seriam expostos a uma umidade excessivamente alta (molhamento inclusive), haveria sempre a possibilidade de ocorrer um mau contacto entre os bornes do comutador e aquele ligado ao aspersor tendo, como conseqüência, falhas no registro da velocidade angular;

2º) A fim de se resolver o problema do mau contacto, haveria necessidade de aumentar a pressão entre os bornes. Isto logicamente acarretaria um erro na medição da velocidade angular devido ao maior atrito entre os contactos;

3º) Uma vez que a maioria dos aspersores nacionais se movimentam através do impacto do batente com o corpo do aspersor, julgamos que seria interessante determinar-se a freqüência das batidas a fim de melhor se estudar a variação da velocidade angular já anteriormente constatada por CHRISTIANSEN; J. E. (1).

Utilizando nossos rudimentares conhecimentos de Eletrônica, projetamos a construímos uma unidade foto-elétricas excitadas por feixes luminosos ambos instalados a cada 45º em torno do aspersor. (Figura 2).

1.1. Princípio de Funcionamento.

Sabe-se que os foto-resistores LDR (Light Dependent Resistance) variam a sua resistência em função da intensidade de luz a que são submetidos. Uma vez que se possa registrar ou detectar essa variação de resistência após um determinado período de tempo que é dado em função da distância entre os foto-resistores e a velocidade angular, pode-se calcular a rotação do aspersor em rpm.

A fim de provocar essa variação de resistência, foi acoplado ao bocal do aspersor uma chapa possível de ajustes através de parafusos cuja função é interromper o feixe de luz toda vez que passa em frente ao foto-resistor. Para se obter o pico de referência um dos foto-resistores foi colocado mais próximo da fonte de luz.

---

*Prof. Assistente Doutor do Dpto. de Engª Rural da FMVAJAR (SP)

Como dissemos essa variação pode ser detectada por um ohmímetro ou um potenciógrafo. Na hipótese da utilização do ohmímetro não há possibilidade de se determinar a freqüência dos impactos do batente. A utilização plena dessa unidade geradora de variação de resistência se dá quando ela está acoplada a um potenciógrafo. Para efeito de estudo deste processo de medição da velocidade angular, utilizamos um potenciógrafo HEWLLET-PACKARD 7100 EM, gentilmente cedido pela Escola de Engenharia de São Carlos, através do Departamento de Hidráulica e Saneamento. (Figura 3).

1.2. – Determinação da rotação.

Para a determinação da rotação (rpm) por minuto do aspersor foi empregada a seguinte fórmula (Figura 4)

$$rpm = \frac{L_i \cdot V_p}{8 \cdot L} \qquad (1)$$

Onde:

L_i = nº de distâncias entre os picos consecutivos abrangidos por L.

L = distância entre dois picos considerados em cm

V_p = Velocidade do papel em cm/min.

Para a determinação da freqüência dos impactos do batente, há necessidade de se exagerar na velocidade do papel do potenciógrafo. Isto se deve ao fato de que este estudo é feito através da contagem do número de quebras da linha ascendente e descendente ocorridos durante o traçado dos picos.

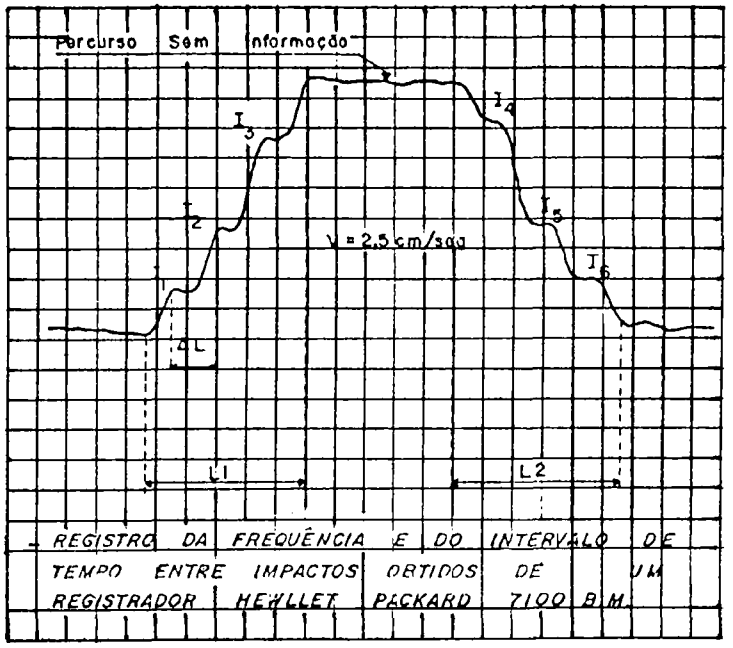


Fig. 5 – REGISTRO DA FREQUÊNCIA E DO INTERVALO DE TEMPO ENTRE IMPACTOS OBTIDOS DE UM REGISTRADOR HEWLLET PACKARD 7100 B M.

Os pontos I_1, I_2, I_3 representam os impactos I_n ocorridos no tempo $t'_1 = \frac{L_1}{V_p}$ e enquanto I_4, I_5, I_6 representam os impactos I_m ocorridos no $t'_2 = \frac{L_2}{V_p}$

A frequência pode ser dada por:

$$f\ I_1 = \frac{I_n}{t'_1} \qquad (2)$$

$$f\ I_2 = \frac{I_m}{t'_2} \qquad (3)$$

Onde L_1 e L_2 =distância percorrida em cm pelo papel do registrador na velocidade V_p.

t'_1 e t'_2 = tempo correspondente a I_n ou I_m impactos.

I_n = nº de impactos no tempo t_1

I_m = nº de impactos no tempo t_2

O intervalo de tempo entre cada impacto é dado por:

$$\Delta t' = \frac{\Delta L}{V_p}$$

ΔL = distância horizontal entre os inícios de dois impactos consecutivos.

A Figura 5 apresenta esse registro feito por um potenciógrafo HEWLLET-PACKARD 7100 BM com Vp – 2,5 cm/seg.

Finalmente, o autor informa que o nome dado a esta unidade geradora de variação de resistência em função da intensidade de luz foi "ROTATIONAL PERFORMANCE by LIGHT CONTROL", cuja sigla adotada foi "RoPeLiCo" Não se trata de um pedantismo mas, simplesmente de uma homenagem que o autor presta ao Prof. Dr. Ricardo Pereira Lima Carvalho cujo incentivo e total apoio deu à realização deste trabalho e à implantação da infra-estrutura de ensino e pesquisa na área de irrigação e drenagem, que hoje é uma realidade desfrutada por todos. Além disso, o referido nome ao nosso ver, explica muito bem a finalidade e o princípio de funcionamento do aparelho de maneira bastante concisa, o que era o nosso desejo.

3 – REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

1 – CHRISTIANSEN; J. E. – Irrigation by sprikling. Bulletin 670, Agric. Experiment Station. 77 – 110, 1942.

Quadro - Dados sobre a variação da velocidade de rotação de 0 a 360° dos apersores TOP A.

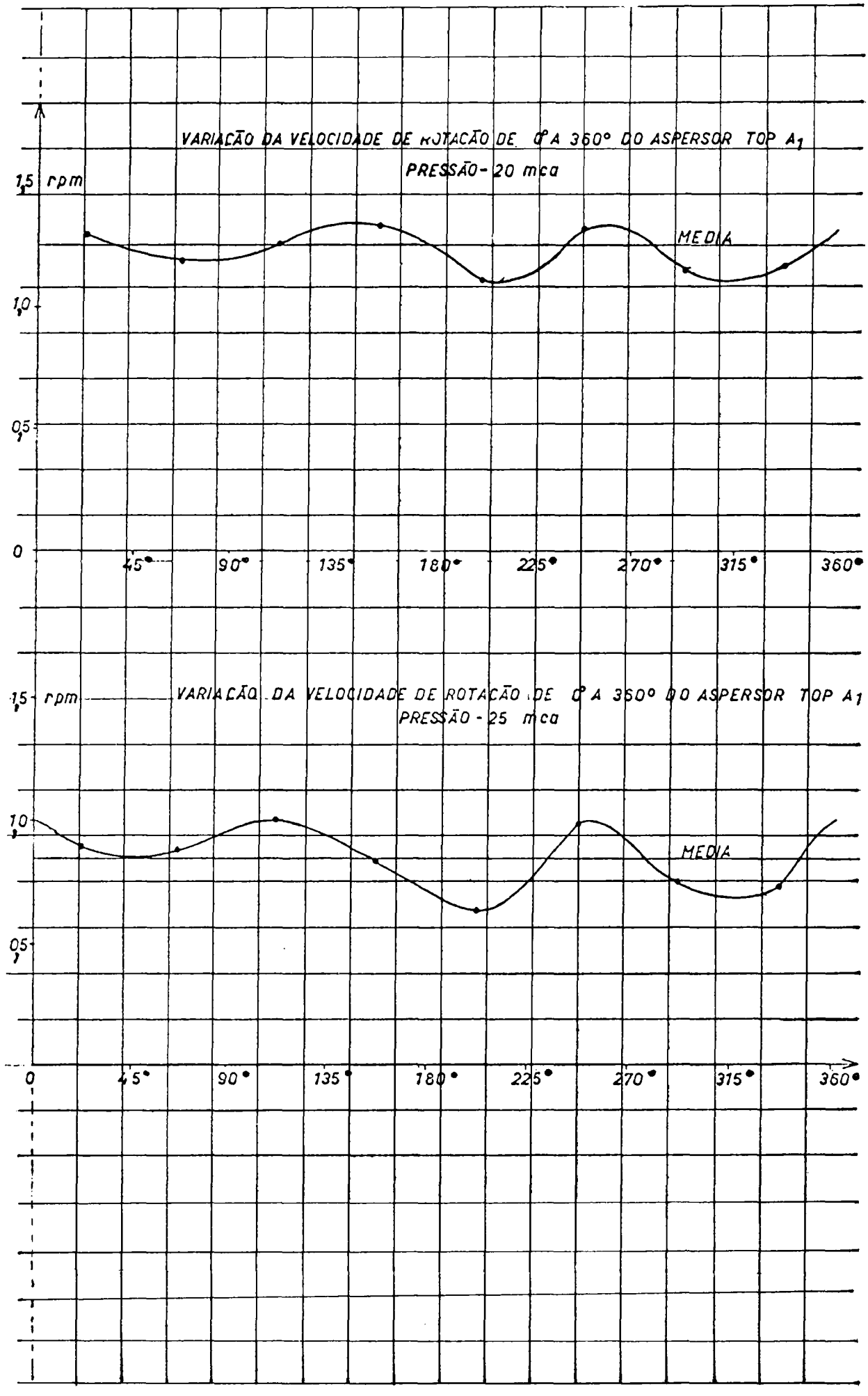
AS-PERSOR	PRESSÃO		**RPM = 1,875/L				*RPM = 0,625/L				
	PSI	m.c.a	0-45	45-90	90-135	135-180	180-225	225-270	270-315	315-360	média
A_1	15	10	1.136	1.250	1.293	1.171	1.171	1.209	1.041	1.136	1.175
	22	15	1.500	1.293	1.420	1.266	1.250	1.442	1.311	1.368	1.356
	30	20	1.293	1.194	1.266	1.339	1.102	1.339	1.250	1.171	1.244
	37	25	0.892	0.872	1.041	0.833	0.635	0.986	0.750	0.721	0.841
A_3	15	10	1.442	1.442	1.562	1.442	1.250	1.442	1.339	1.209	1.391
	22	15	1.616	1.704	1.500	1.562	1.704	1.562	1.562	1.442	1.581
	30	20	1.630	1.675	1.562	1.875	1.765	1.704	1.562	1.442	1.697
	37	25	1.630	1.795	1.795	1.785	1.704	1.704	1.704	1.442	1.692
A_5	15	10	1.704	1.704	1.875	1.500	1.500	1.659	1.752	1.736	1.678
	22	15	1.388	1.339	1.464	1.420	1.339	1.442	1.562	1.500	1.431
	30	20	1.250	1.339	1.293	1.209	1.171	1.250	1.388	1.293	1.274
	37	25	1.293	1.339	1.171	1.233	1.116	1.102	1.041	1.102	1.174
A_6	15	10	0.568	0.595	0.595	0.568	0.520	0.543	0.595	0.480	0.588*
	22	15	0.781	0.781	0.679	0.801	0.892	0.892	0.833	0.833	0.811*
	30	20	0.961	0.833	0.833	0.892	0.892	1.041	0.961	0.892	0.913*
	30	20	1.500	1.442	1.562	1.562	1.442	1.562	1.630	1.562	1.532
	37	25	0.961	0.892	0.961	0.961	0.961	0.961	0.961	0.961	0.952*

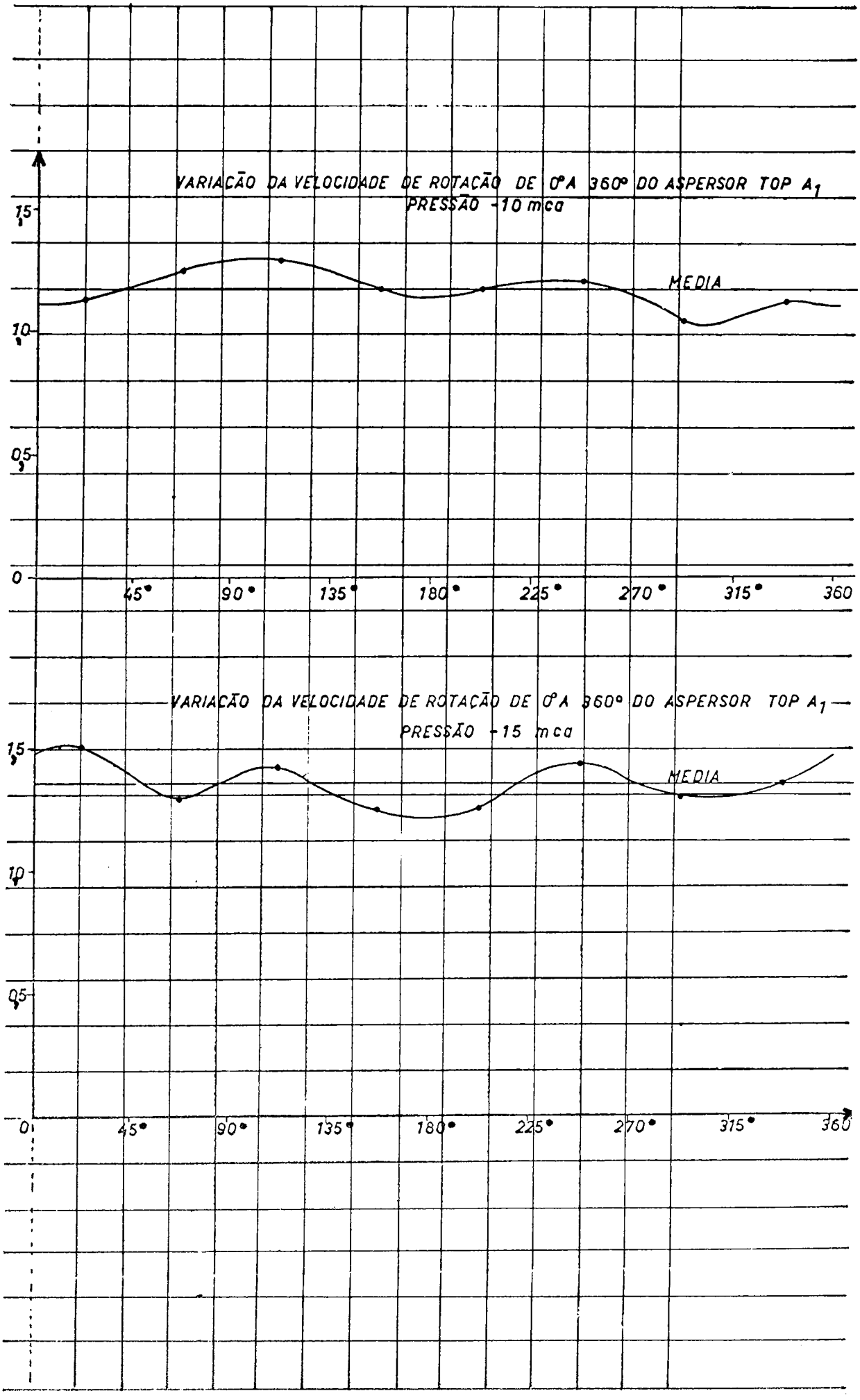
Velocidade do papel * 5 cm/min

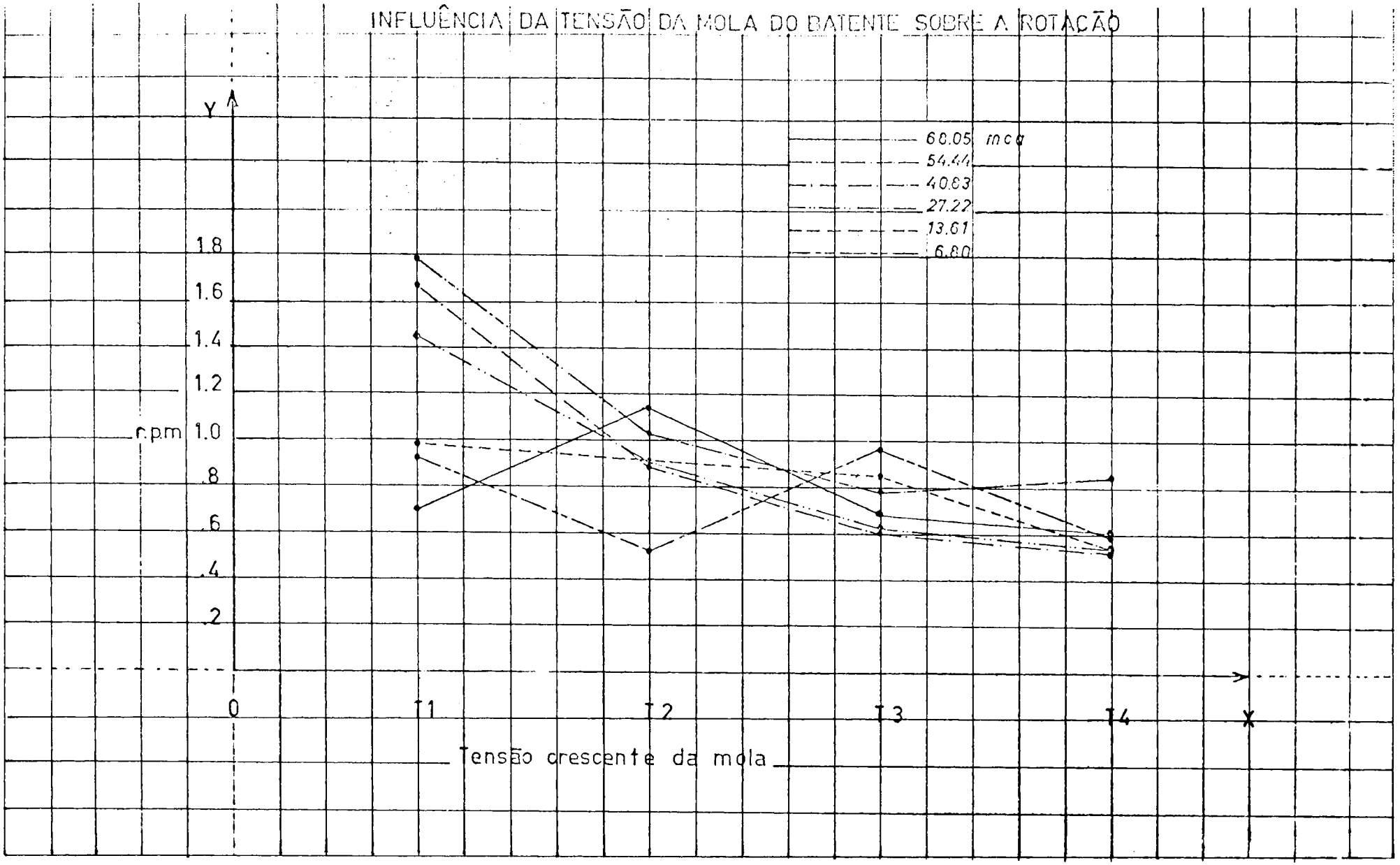
** 15 cm/min

L = comprimento em cm, entre dois picos consecutivos nos gráficos

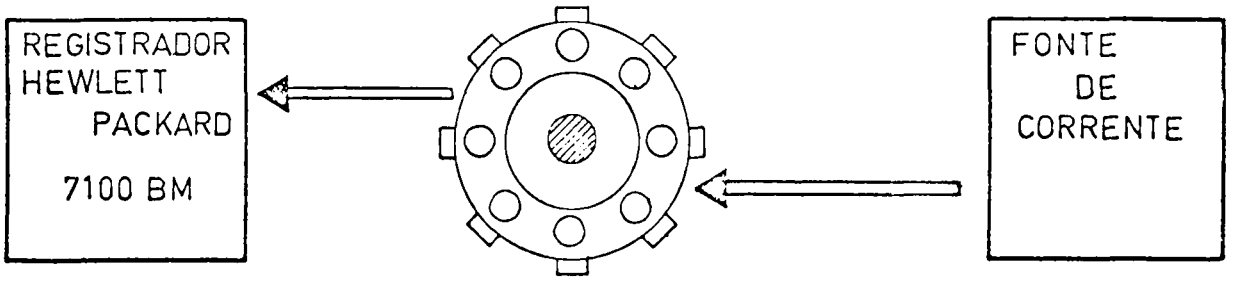
1,875 e 0,625 = constantes determinadas para transformar a velocidade angular em RPM.


VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE ROTAÇÃO DE 0° A 360° DO ASPERSOR TOP A1
PRESSÃO - 20 mca
1,5 rpm
1,0
0,5
0
MEDIA
45°
90°
135°
180°
225°
270°
315°
360°
1,5 rpm
VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE ROTAÇÃO DE 0° A 360° DO ASPERSOR TOP A1
PRESSÃO - 25 mca
1,0
0,5
0
MEDIA
45°
90°
135°
180°
225°
270°
315°
360°


VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE ROTAÇÃO DE 0°A 360° DO ASPERSOR TOP A1
PRESSÃO -10 mca
MEDIA
15
10
05
0
45°
90°
135°
180°
225°
270°
315°
360
VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE ROTAÇÃO DE 0°A 360° DO ASPERSOR TOP A1
PRESSÃO -15 mca
MEDIA
15
10
05
0
45°
90°
135°
180°
225°
270°
315°
360

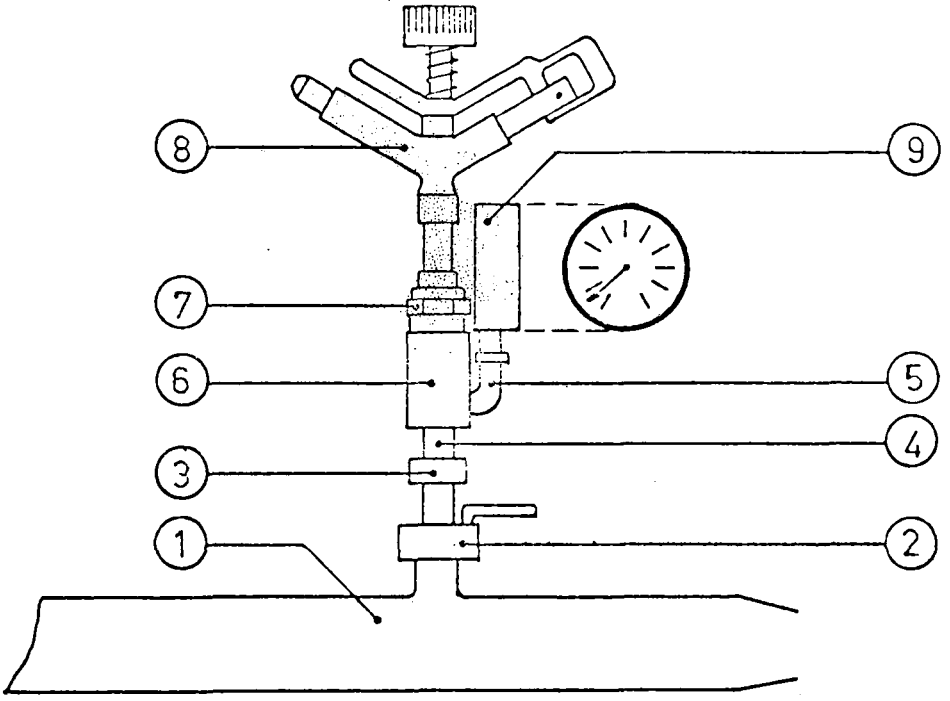

INFLUÊNCIA DA TENSÃO DA MOLA DO BATENTE SOBRE A ROTAÇÃO
Y
68.05 mca
54.44
40.83
27.22
13.61
6.80
1.8
1.6
1.4
1.2
r.p.m 1.0
.8
.6
.4
.2
0
T1
T2
T3
T4
X
Tensão crescente da mola

ESQUEMA GERAL DE FUNCIONAMENTO



RoPeLiCo

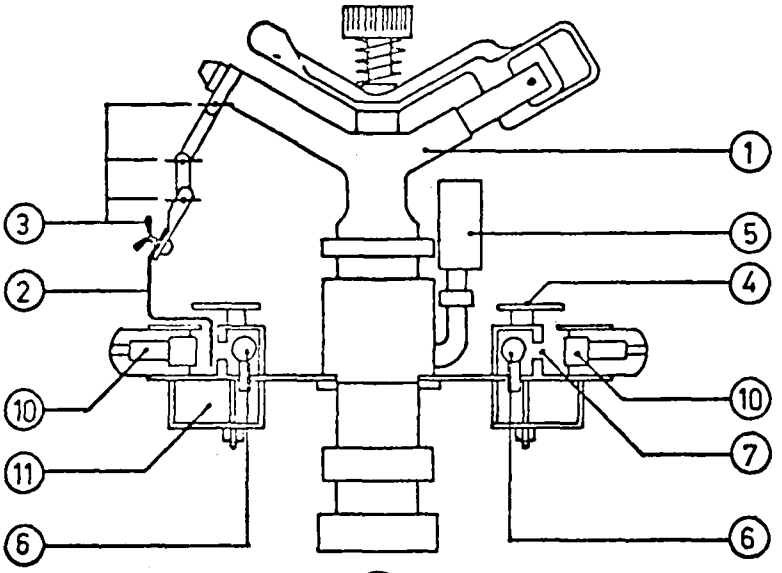
ESQUEMA DO ACOPLAMENTO HIDRÁULICO

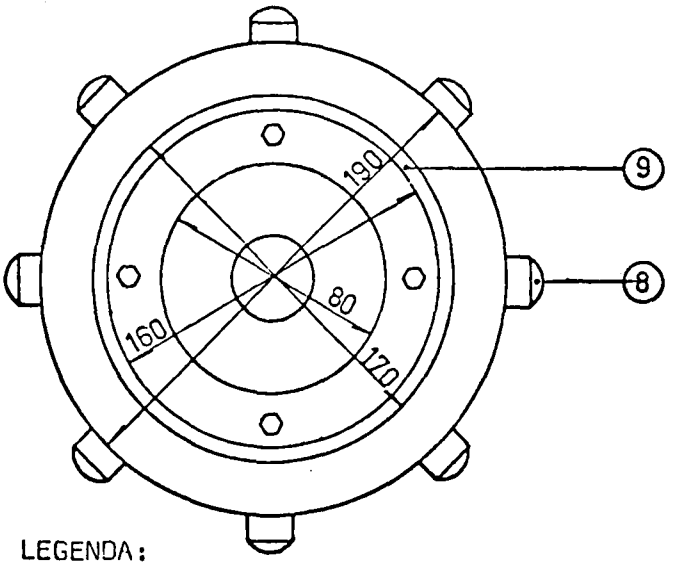


LEGENDA:

1 – TUBO COM SAÍDA	Ø 25 mm
2 – VÁLVULA DE AÇÃO RÁPIDA	Ø 25 mm
3 – UNIÃO	Ø 25 mm
4 – NIPLE	Ø 25 mm
5 – COTOVELO DE ACOPLAMENTO DO MANÔMETRO	Ø 9 mm
6 – LUVA PARA O ACOPLAMENTO DO ASPERSOR	Ø 25 mm
7 – CONJUNTO DE REDUÇÕES	
8 – ASPERSOR	
9 – MANÔMETRO (0 a 68,8 mca)	

VISTA EM CORTE DO RoPeLiCo

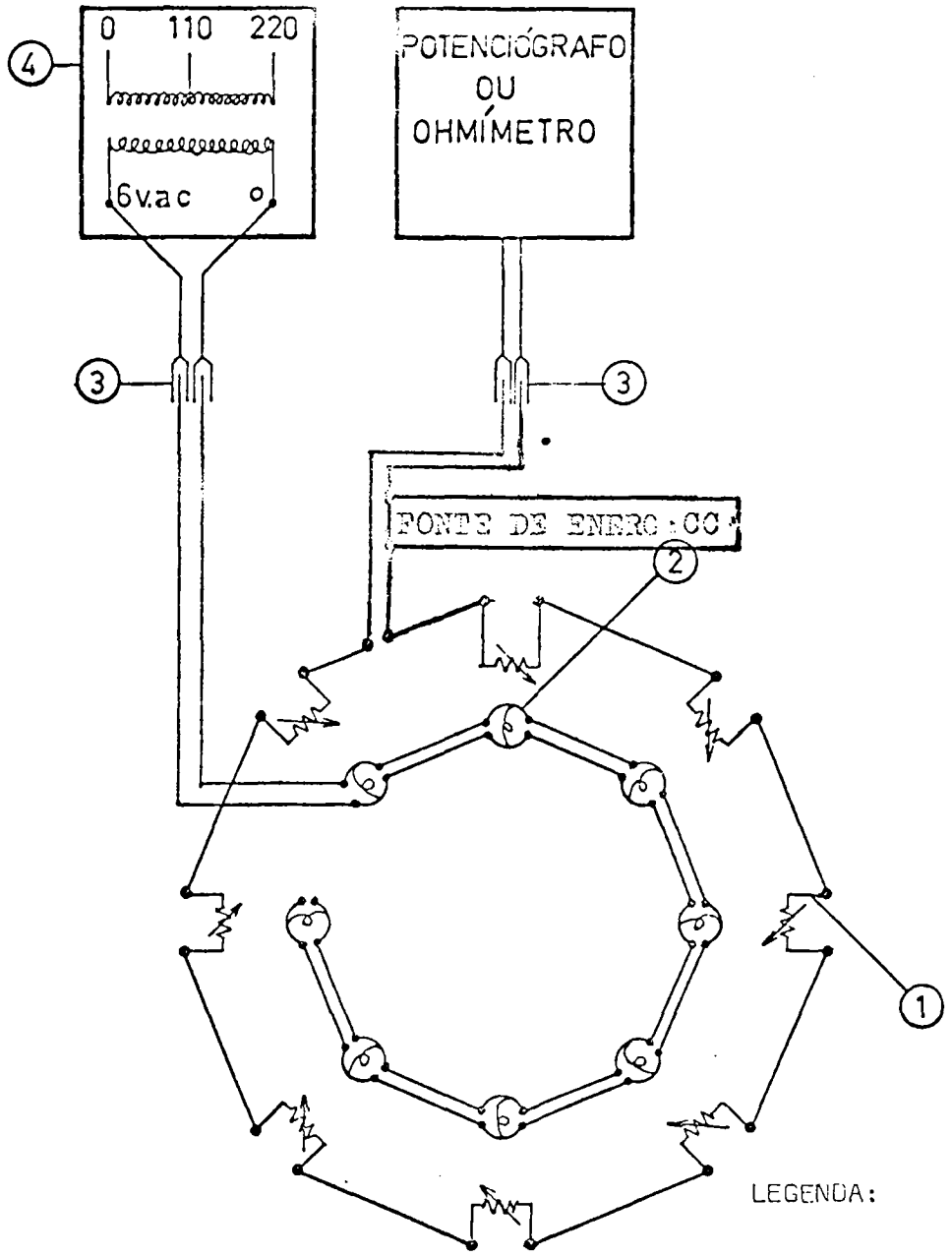




LEGENDA:

1 -ASPERSOR
2 -OBTURADOR
3 -MECANISMO DE AJUSTE DO OBTURADOR
4 -PARA-SOL
5 -MANÔMETRO (0 a 68,8 mca)
6 -LAMPADAS
7 -ORIFICIO DE PASSAGEM DE LUZ Ø 4,7 mm
8 -CÁPSULA DOS FOTOS-RESISTORES
9 -FRESTA DE TRABALHO DO OBTURADOR
10- FOTO-RESISTORES
11- PROTEÇÃO PARA FIOS E LÂMPADAS

ESQUEMA ELETRICO DO RoPeLiCo



LEGENDA:

1-FOTORESISTOR (LDR)
2-LAMPADAS
3-TOMADAS PARA EXTENSÃO
4-FONTE DE ENERGIA

ESTUDO DOS EFEITOS DA NÃO UNIFORMIDADE DE IRRIGAÇÃO POR ASPERSÃO SOBRE A COLHEITA

Fazal H. Chaudhry *

INTRODUÇÃO

Nos projetos de sistema de irrigação, dá-se bastante ênfase à uniformidade da distribuição de água a fim de evitar perdas por irregularidades na colheita. Contudo, existem vários fatores que tendem a reduzir a uniformidade como, por exemplo, variações de pressão, velocidade de rotação, ventos etc. Alguma não-uniformidade, deste modo, está sempre presente nos sistemas de irrigação. A questão é determinar qual a perda, em termos de colheita, que se pode esperar em conseqüência desta não-uniformidade na irrigação. Esta determinação também pode servir para garantir o uso eficiente da água disponível e para maximizar a colheita.

Existem poucos estudos visando expressar o montante da colheita em termos de parâmetros de distribuição de precipitação por aspersão. Os modelos teóricos atuais como resultado destes estudos utilizam certas simplificações que invalidam sua aplicação para altas não-uniformidades.

O propósito deste trabalho é de examinar a influência das características de distribuição da aplicação de água sobre colheitas utilizando diretamente a curva da colheita em função da água aplicada, procedimento este que não necessita de nenhuma simplificação.

É mostrado neste trabalho que o comportamento dos modelos de colheita é inconsistente para calcular o efeito da não-uniformidade. Este trabalho apresenta uma discussão das aproximações existentes, comparando-os com os resultados deste estudo.

Modelos Matemáticos de Colheita

Ensaios de campo tem demonstrado que a colheita cresce progressivamente com a quantidade de água de irrigação até um valor máximo Y_m, correspondente ao consumo ótimo X_m e decresce em seguida com o contínuo aumento da quantidade de água. Num campo irrigado não-uniformemente, cada subárea i recebe uma quantidade diferente d'água x_i, produzindo uma colheita Y_i conforme curva de colheita estabelecida.

Howell (1964) mostrou que se a colheita de uma cultura para precipitação x_i pudesse ser expressa na forma de um polinômio de ordem r como

$$y_i = a_o + a_1 x_i + a_2 x_i^2 + a_3 x_i^3 + \ldots + a_r x_i^r \qquad i=1,2\ldots N, \quad (1)$$

então a produção total Y, devido a todas as x_i, seria obtida pela

$$Y = \sum_{i=1}^{N} Y_i$$

$$= (a_o + a_1\bar{x} + a_2\bar{x}^2 + \ldots + a_r\bar{x}^r) + a_2\mu_2 + a_3(\mu_3 + 3\bar{x}\,\mu_2) +$$

$$+ a_4(\mu_4 + 4\bar{x}\,\mu_3 + 6\bar{x}^2\mu_2) + \ldots + a_r\left[\mu_r + \binom{r}{1}\bar{x}\,\mu_{r-1} + \right.$$

$$\left. + \binom{r}{2}\bar{x}^2\mu_{r-2} + \ldots\ldots + \binom{r}{r-2}\bar{x}^{r-2}\mu_2\right] \qquad (2)$$

$\mu_2, \mu_3 \ldots \mu_r$ são os 2º, 3º e r^{o} momento da distribuição das precipitações x_i sobre a média $\bar{x}$, definidos como

$$\mu_r = \frac{1}{N}\sum(x_i - \bar{x})^r$$

---

* Professor, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

e representam o grau de não-uniformidade da precipitação.

Howell tratou o caso simples de uma curva de colheita parabólica e conjecturou que casos mais complexos poderiam ser explorados de modo semelhante. A expressão para colheita total relativa $\bar{Y}_r$ $(= \frac{Y}{Y_m})$ dada por ele para caso parabólico (r =2) é

$$\bar{Y}_R = \left[A_o + 2(1 - A_o)\,\bar{x}_R + (A_o - 1)\,\bar{x}_R^2\right] + (A_o - 1)\,\bar{x}_R^2\,C_v^2 \qquad (4)$$

onde μ_2 é substituido por seu equivalente $\bar{x}_R^2\,C_v^2$. $\bar{x}_R$ $(= \frac{\bar{x}}{x_m})$ é a precipitação média relativa, C_v é o coeficiente de variação definido como

$$C_v = \frac{\mu_2^{1/2}}{\bar{x}_R} = \frac{\sigma}{\bar{x}_R} \quad , \qquad (5)$$

o coeficiente A_o representando a colheita relativa na ausência da irrigação. Adotando a altura média aplicada $\bar{x}$ igual a altura ótima x_m, ou $\bar{x}_R = 1$, a equação (4) se reduz a

$$\bar{Y}_R = 1 - (1 - A_o)\,C_V^2 \qquad (6)$$

Para o caso da curva parabólica, a equação (4) mostra que a colheita depende do coeficiente de variação C_V e da altura média da precipitação, não importando os momentos elevados da distribuição.

A inclusão de momentos, de ordem superior exigiria funções cúbicas (ou maior) para as curvas de colheita.

A desvantagem desse procedimento consiste em usar um polinômio de ordem superior o qual impõe máximos e mínimos que não são compatíveis com dados da colheita.

Zaslavsky e Buras (1967) propuseram um procedimento alternativo para relacionar a colheita com parâmetros de distribuição. Utilizando a série de Taylor para expandir a colheita Y na vizinhança da altura média de aplicação x, expressaram a colheita total pela expressão:

$$Y = y(\bar{x}) + \frac{1}{2}\frac{d^2y}{dx^2}\bigg|_{x=\bar{x}}\mu_2 + \frac{1}{6}\frac{d^3y}{dx^3}\bigg|_{x=\bar{x}}\mu_3 + \cdots \qquad (7)$$

Verifica-se facilmente que a equação (7) é uma réplica da equação (2), se se substituir suas derivadas pelas derivadas do polinômio na equação.

Limitar a ordem do polinômio que descreve a colheita no método de Howell (1964) equivale a limitar a ordem das derivadas no método de Zaslavsky e Buras. Embora com uma formulação de mais recursos que a de Howell, Zaslavsky e Buras trataram apenas de um caso simples de segunda ordem, como Howell.

Método Proposto

Se as flutuações da precipitação sobre a média fossem verdadeiramente pequenas, os erros introduzidos tanto pelo ajustamento de um polinômio como pela exclusão das derivadas de ordem mais alta, seriam pequenos também. Este trabalho propõe-se a explorar a colheita média não necessariamente devida a pequena dispersão da média e pequenas assimetrias. A fim de tratar de não-uniformidades mais elevadas, é melhor fazer a média diretamente sem introdução de quaisquer aproximações quanto à forma da curva de colheita ou, a ordem das derivadas ou mesmo a forma da distribuição de precipitação.

Se f(x) é a função freqüência da altura da precipitação x então o valor esperado da produção Y é dado por

$$Y = \int_0^{\infty} y(x)\ f(x)\ dx \qquad (8)$$

onde y(x) é a produção observada da cultura. A vantagem em se usar a função freqüência observada é que a colheita é apropriadamente determinada para todas as alturas de precipitações, não só para aquelas situadas perto da precipitação média x.

Método de Análise

Para avaliar a colheita pela equação (8) é preciso utilizar dados experimentais sobre distribuições observadas de precipitação por aspersão e curvas de colheita. Há 176 distribuições disponíveis para este propósito. A descrição destes experimentos é dada em Chaudhry e Satto (1975). Três curvas de colheita foram escolhidas de Linsley e Franzini (1964) para trigo, batata e beterraba e são mostardas na figura 1. Como os dados aparecem de forma discreta, a colheita média na equação (8) pode ser expressa da seguinte maneira.

$$Y = \sum_{i=1}^{N} y(x_i)\ \ f(x_i) \qquad (9)$$

As distribuições observadas são expressas em termos de intensidade de precipitação, P_i, em mm/h. Para ter distribuições de altura x_i (mm), P_i é multiplicado por $\frac{\bar{x}}{\bar{p}}$ (horas). P é a precipitação média do aspersor. Para este estudo,

$$\bar{x} = x_m$$

Com x_i determinado, as distribuições são expressas como função discreta de freqüência $f(x_i)$ e o somatório na equação (9) é calculado e expresso adimensionalmente como a colheita média relativa

$$\bar{Y}_R = \frac{Y}{Y_m}$$

Estes cálculos foram feitos para cada uma das 176 distribuições para as três culturas mencionadas.

Resultados e Discussão

De todos os parâmetros de uma distribuição estatística, sem dúvida o coeficiente de variação explica a maior parte da não-uniformidade. A colheita média calculada sob condições de não-uniformidade é deste modo plotada contra o coeficiente de variação para trigo, batata e beterraba nas figuras 2, 3 e 4. O valor do coeficiente de assimetria C_s definido como

$$C_s = \frac{\mu_3}{3}$$

para os pontos colocados na periferia são indicados para ajudar na avaliação da sua função. Cada ponto represen - ta uma distribuição.

A colheita média para trigo e batata, diminui rapidamente no começo, e depois ($C_v > 0{,}5$) diminui com taxa mais lenta. Este efeito é menos pronunciado no caso da beterraba cuja colheita não cai tão rapidamente e não se estabiliza.

À medida em que a colheita começa a se estabilizar (isto é, diminui lentamente) as ditribuições com diferentes assimetrias começam a se separar. Com pequena dispersão a assimetria parace não desempenhar função importante, exceto para seus altos valores negativos.

Duas distribuições com coeficientes de assimetria de $-0{,}8$ e $-0{,}23$ em todas as respostas de produção, sempre caem abaixo do grupo com alta uniformidade. Em geral, o efeito da assimetria positiva é de aumentar a colheita e da assimetria negativa é de diminuir.

As curvas representando os modelos de Howell (1964) (equação 2) e de Zalavsky e Buras (equação 7) também são mostradas nas figuras 2, 3 e 4.

O ajustamento destas curvas com dados experimentais é bom em face a pequena não-uniformidade para batata e beterraba, mas não para trigo.

Como os coeficientes de assimetria geralmente estão entre 0 e 3, estas curvas são avaliadas com estes valores de C_s. A aproximação da forma de segunda ordem do modelo de Zaslavsky e Buras (isto é $C_s = 0$) com pontos plotados de pequena dispersão é melhor do que o modelo de segunda ordem de Howell. Para grande dispersão, onde a assimetria se torna importante, a resposta da cultura não tem o comportamento anterior. Já se notou acima que o efeito da assimetria positiva é aumentar a produção em todos os casos.

O modelo de Zaslavsky e Buras diz o oposto em se tratando de trigo (figura 2). Nos outros dois casos, onde a tendência é correta (figuras 3 e 4) o ajustamento não é bom, sendo razoável em se tratando de batata. Não há praticamente boa aproximação entre a teoria e o comportamento real da produção representado pelos pontos plotados de onde se conclui que a aproximação no caso de batata pode ser apenas fortuita.

A principal razão pela falta do modelo de Zaslavsky e Buras consiste do mesmo levar em conta apenas a informação no ponto de consumo médio de água e é, portanto, útil no caso de pequenas flutuações. Para não-uniformidades maiores informações precisam ser usadas. Este modelo não aceita informações extras como por exemplo, a produção na ausência de irrigação, ou o nível de inundação.

Agradecimento

O autor deseja expressar seus sinceros agradecimentos ao Professor Swami Marcondes Villela pela assistência na realização deste trabalho e ao Ministério do Interior pela ajuda financeira.

BIBLIOGRAFIA

– CHAUDHRY, F. H. e SATTO, J. (1975) "Os parâmetros de desempenho de um sistema de aspersão" Trabalho apresentado no V Congresso Nacional de Engenharia Agrícola em Lavras (MG) 16-19 julho, 1975.

– HOWELL, D. T. (1964) "Non Uniformity Characteristics and Yield" ASCE Proceedings, Jl. Irrigation and Drainage. vol. 90 nº IR 3, Setembro, 1964 pp. 55-67.

– LINSLEY, R. K., e FRANZINI, J. B. (1964) "Water Resources Engineering" McGraw-Hill Book Company New York, p. 382.

– ZASLAVSKY, D., e BURAS, N. (1967) "Crop Yield Response to Non-Uniform Aplication of Irrigation Water" ASAE Transactions, vol. 10, Nº 2, Março-Abril 1967, pp. 196-198 e 200.

METODOLOGIA PARA ESTIMATIVA DA CHUVA EFETIVA

Osvaldo Kazumi Asanuma *
José Geanini Peres **
Hélio Catsumi Matsucuma ***

1 -- INTRODUÇÃO

O solo pode ser considerado como um reservatório de água disponível a satisfazer as necessidades hídricas das plantas e podendo ser abastecido através das precipitações pluviométricas ou de irrigação.

As precipitações pluviométricas são consideradas efetivas quando permanecem disponíveis na zona das raízes durante o período vegetativo da cultura.

Nas condições sem irrigação, a umidade disponível no solo, proveniente só da chuva, é completamente diferente daquelas em condições de irrigação, ou seja, essa umidade agora é parte da chuva e parte da irrigação. Tendo isso em vista, torna-se necessário saber quanto da chuva é realmente efetiva nas condições com irrigação.

Por outro lado, a necessidade líquida de irrigação é aquela porção do uso consuntivo que deve ser fornecida por meio artificial sendo decorrente da subtração da chuva efetiva do uso consuntivo.

O presente trabalho apresenta uma metodologia para o cálculo da chuva efetiva através do balanço hídrico do solo agrícola nas condições com irrigação, cujos resultados podem ser utilizados na determinação da quantidade de água a ser aplicada para dimensionamento econômico de obras de irrigação.

2 -- MÉTODO DE CÁLCULO

2.1 -- DADOS NECESSÁRIOS PARA O CÁLCULO

Devem ser conhecidos:

a) da bacia hidrográfica, onde se localiza a gleba em estudo:
- tipo de solo
- taxa de infiltração
- cobertura vegetal
- topografia
- práticas de cultivo

b) na área de estudo:
- a cultura a ser plantada ou padrão de cultivo
- registros pluviométricos
- registros fluviométricos
- registros climatológicos

c) da cultura ou culturas:
- profundidade efetiva das raízes
- capacidade de campo
- ponto de murchamento permanente

2.2. -- DIAGRAMA DE BLOCOS

O diagrama de blocos (Figura 1) mostra a seqüência de cálculos adotada.

O significado dos símbolos são:

-- $\underline{CN}_1$, $\underline{CN}_2$, $\underline{CN}_3$: são as curvas-número que dependem do acúmulo de chuvas de cinco dias anteriores que precedem ao dia considerado. O valor de CN_2 depende das características da bacia hidrográfica sendo que CN_1 e CN_3 são valores correspondentes respectivamente situação seca e chuvosa. (adimencionais).

-- D_i: é o deficit inicial de umidade do solo tomado igual a $\frac{AD}{4}$, arbitrariamente, somente para início de cálculo (mm).

-- ET: valor de evapotranspiração potencial mensal média que pode ser calculado por diversos métodos, recomendando-se o de Penman. (mm/dia).

---

* Engenheiro
** Engenheiro Agrônomo
*** Engenheiro Agrônomo

– **P**: valor da precipitação pluviométrica diária. (mm)

– P_{n-5}, P_{n-4}, P_{n-3}, P_{n-2}, P_{n-1}, são os cinco valores de chuva diária que precedem ao de P. (mm)

– **S**: $P_{n-5} + P_{n-4} + P_{n-3} + P_{n-2} + P_{n-1}$

– **a, b**: situação sazonal de cobertura vegetal considerando-se a durante o inverno e b durante o verão, ou seja, dormência e desenvolvimento, respectivamente.

– **ES**: escoamento superficial direto dependendo do valor de CN (mm).

– **PA**: precipitação absorvida pelo solo. (mm)

– **D**: deficit de umidade do solo (mm).

– **PP**: percolação profunda ou excesso. (mm)

– **AD**: água disponível (AD = CC – PMP). (mm)

– **I**: taxa de aplicação de irrigação ($I = \frac{AD}{2}$) adicionada ao solo cada vez que o deficit atingir o valor superior à metade da água disponível. (mm)

– **CE**: chuva efetiva. (mm)

$$CE = P - ES - PP$$

2.3 – METODOLOGIA PROPOSTA

Basicamente, a determinação da chuva efetiva pode ser feita por meio de um balanço hídrico obedecendo a seguinte equação da continuidade:

$$CE = P - ES$$

$$CE = P - ES - PP$$

onde: CE = chuva efetiva.

P = precipitação pluviométrica
ES = escoamento superficial direto
PP = percolação profunda.

O primeiro passo a ser seguido é a determinação do escoamento superficial diário a partir da precipitação diária utilizando-se parâmetros denominados curvas-números (CN) que os relacionam. Estes parâmetros refletem as características da bacia hidrográfica e portanto devem ser procurados por meio de tentativas ajustando-se progressivamente até que os valores de escoamento superficial obtidos por fórmula matemática envolvendo CN correspondam o mais próximo possível dos valores medidos a partir das hidrógrafas resultantes de medições de descargas fluviais. Estas hidrógrafas, criteriosamente divididas fornecem as contribuições devido ao escoamento superficial direto e devido ao escoamento subterrâneo de base.

Uma vez determinadas as curvas-número de acordo com os critérios estabelecidos pelo Serviço de Conservação do Solo (1) dos Estados Unidos, estas podem ser utilizadas no programa de uma forma geral para a área em estudo.

A parte da chuva que não escoou denominaremos precipitação absorvida (PA).

O deficit de umidade do solo foi no início dos cálculos, adotado arbitrariamente D = AD/4 pois esse valor não é conhecido. Porém, esta aumenta com a evapotranspiração diária (ET) atingindo valores que necessariamente exige uma irrigação levando o solo à capacidade de campo. Desse modo considerou-se que quando o deficit atingisse a metade da água disponível (AD/2), a fim de que a deficiência não atingisse níveis críticos, haveria uma irrigação a uma taxa equivalente também a AD/2. Quando há precipitação absorvida pelo solo, esta diminui o deficit então este é considerado para o dia seguinte. Porém se for maior que o deficit então ocorrerá percolação profunda e esta é perdida em favor dos aquíferos subterrâneos e o deficit é considerado nulo.

A evapotranspiração considerada é a potencial que pode ser calculada pelos muitos métodos que existem, sendo que a recomendada pela Organização Meteorológica Mundial é o de Penman. Entretanto, no Brasil o método de Thorntwaite é o mais utilizado pela absoluta inexistência de dados suficientes de climatologia.

A chuva efetiva é determinada subtraindo-se da precipitação absorvida a percolação profunda.

Quando há várias culturas, recomenda-se que sejam separadas em culturas de raízes rasas e culturas de raízes profundas a fim de evitar que se faça cálculos excessivos envolvendo cultura por cultura.

3 – CONCLUSÃO

Os resultados do balanço hídrico do solo fornece o deficit hipotético de umidade diária do mesmo, o escoa-

mento superficial, a percolação profunda, a chuva efetiva e as necessidades da irrigação para uma determinada cultura com uma dada profundidade efetiva de raízes considerando-se a evapotranspiração potencial.

As necessidades da irrigação determinadas são aquelas que seriam precisas se já houvesse irrigação, sendo esses resultados não significantes. Entretanto, os valores de chuva efetiva são mais consistentes da mesma forma que são usados os valores da precipitação registrada no cálculo de, por exemplo uma galeria de águas pluviais.

Se subtrairmos do uso consuntivo a chuva efetiva teremos a necessidade de água por irrigação, cujo valor pode ser usado no dimensionamento das obras de irrigação.

4 – BIBLIOGRAFIA

(1) – "Hidrology Guide for use in Watershed Planning"
National Engineering Handbook
Section 4, Hydrology, Supplement A
U.S. Department of Agriculture Soil Conservation Service

(2) – "Estimating Rainfall Runoff from Soil and Cover Data"
Design of Small Danis
Appendix A
Bureau of Reclamation

(3) – Método de Ven Te Chow para cálculo das vazões de projeto em bacias pequenas
Paulo Sampaio Wilken
São Paulo - 1968

(4) – Minuta de Engenharia
Plano Diretor de Irrigação para a Bacia do rio Pardo
Anexo 5
Departamento de Águas e Energia Elétrica
São Paulo

(5) – Water – Resources Engineering
Linsley – Franzini
Mac Graw Hill Book Company

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75

PLANILHA DE CÁLCULO — CALCULADO:

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA

POSTO: GUAIRA B 5 - 06 — ANO: 1959

MES: Janeiro

PERÍODO	C N	$S = \frac{25400}{CN} - 254$ P
DORMÊNCIA (a)	/	S ≤ 12,5
	/	12,5 < S ≤ 28
	/	28 < S
DESENVOLVIMENTO (b)	71	S ≤ 35,6
	70	35,6 < S ≤ 53,4
	65	53,4 < S

CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA I	
Pn-5	0
Pn-4	0
Pn-3	0
Pn-2	0
Pn-1	0

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	4,21 mm/dia
DEFICIT INICIAL	46 mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	0		0	0	44,21	0	0	0
2	0		0	0	48,42	0	0	0
3	4,8		0	4,80	43,62	0	4,80	0
4	0		0	0	47,83	0	0	0
5	41,9	91	37,71	4,19	13,43	0	38,90	0
6	3,1		0	3,10	16,53	0	3,10	0
7	16,4	76	4,10	12,31	4,22	0	12,91	0
8	4,7	72	0,79	3,91	0,31	0	4,70	0
9	0		0	0	4,52	0	0	0
10	0		0	0	4,52	0	0	0
11	0		0	0	4,52	0	0	0
12	29,0	91	26,10	2,90	1,62	0	26,40	0
13	4,7	65	0,79	3,91	0	2,20	4,21	0
14	11,3	85	7,75	12,05	0	0,44	4,21	0
15	15,0	85	9,11	11,89	0	1,23	4,21	0
16	0		0	0	4,21	0	0	0
17	0		0	0	8,42	0	0	0
18	41,2	91	37,71	3,49	0	2,56	12,63	0
19	29,9	70	17,11	12,79	0	3,79	4,21	0
20	4,5	85	0,07	4,43	0	0,22	4,21	0
21	0		0	0	4,21	0	0	0
22	0		0	0	8,42	0	0	0
23	74,8	85	25,79	49,01	0	36,39	12,63	0
24	38,9	85	17,43	30,47	0	30,26	4,21	0
25	4,4	85	0,06	4,34	0	0,13	4,21	0
26	2,3		0	2,30	1,91	0	2,30	0
27	2,4		0	2,40	3,72	0	2,40	0
28	0		0	0	7,93	0	0	0
29	0		0	0	12,14	0	0	0
30	2,9		0	2,90	13,45	0	2,90	0
31	0		0	0	17,66	0	0	0
TOTAL	377,0		74,54	302,46		149,61	152,65	0,0

OBS. UNIDADES EM mm.

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75

PLANILHA DE CÁLCULO

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA — CALCULADO:

POSTO: GUAIRA B 5 - 06 — ANO: 1959

MES: Fevereiro

PERÍODO	C N	$S = \sum P$
DORMÊNCIA (a)	/	$S \leq 12,5$
	/	$12,5 < S \leq 28$
	/	$28 < S$
DESENVOLVIMENTO (b)	51	$S \leq 35,6$
	70	$35,6 < S \leq 53,4$
	85	$53,4 < S$

CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA 1	
Pn-5	2,4
Pn-4	0
Pn-3	0
Pn-2	2,9
Pn-1	0

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	3,56 mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	0		0	0	21,22	0	0	0
2	20,3	51	0,79	19,41	5,37	0	19,41	0
3	24,4	51	1,21	23,19	0	14,26	8,93	0
4	6,2		0	6,20	0	2,64	3,56	0
5	0		0	0	3,56	0	0	0
6	0		0	0	7,12	0	0	0
7	0		0	0	10,68	0	0	0
8	0		0	0	14,24	0	0	0
9	0		0	0	17,80	0	0	0
10	0		0	0	21,36	0	0	0
11	0		0	0	24,92	0	0	0
12	0		0	0	28,48	0	0	0
13	7,3		0	7,30	24,74	0	7,30	0
14	0		0	0	28,30	0	0	0
15	0		0	0	31,86	0	0	0
16	0		0	0	35,42	0	0	0
17	1,2		0	1,20	37,78	0	1,20	0
18	0,4		0	0,40	40,94	0	0,40	0
19	0		0	0	44,50	0	0	0
20	1,6		0	1,60	46,46	0	1,60	0
21	0		0	0	50,02	0	0	0
22	0		0	0	53,58	0	0	0
23	3,1		0	3,10	54,04	0	3,10	0
24	0		0	0	57,60	0	0	0
25	0		0	0	61,16	0	0	0
26	45,50	51	5,42	40,08	24,64	0	40,08	0
27	0		0	0	28,20	0	0	0
28	4,5		0	4,50	27,26	0	4,50	0
29								
30								
31								
TOTAL	114,4	X	7,42	106,98	X	16,90	90,08	0,0

OBS. UNIDADES EM mm.

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75

PLANILHA DE CÁLCULO

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA — CALCULADO:

POSTO: GUAIRA B 5 - 06 — ANO: 1959

MES: Março

PERÍODO	C N	S = Σ P
DORMÊNCIA (a)		S ≤ 12,5
		12,5 < S ≤ 28
		28 < S
DESENVOLVIMENTO (b)	51	S ≤ 35,6
	70	35,6 < S ≤ 53,4
	85	53,4 < S

CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA 1	
Pn-5	0
Pn-4	0
Pn-3	5,5
Pn-2	0
Pn-1	4,5

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	3,32 mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	0		0	5,40	25,18	0	5,40	0
2	0		0	0	29,50	0	0	0
3	0		0	0	32,82	0	0	0
4	0		0	0	36,14	0	0	0
5	0		0	0	39,46	0	0	0
6	0		0	0	42,78	0	0	0
7	0		0	0	46,10	0	0	0
8	5,8		0	5,80	43,12	0	5,80	0
9	16,1	51	0,39	15,72	31,71	0	15,72	0
10	9,4			9,40	26,64	0	9,40	0
11	0		0	0	29,96	0	0	0
12	0		0	0	33,28	0	0	0
13	0		0	0	36,60	0	0	0
14	0		0	0	39,92	0	0	0
15	0		0	0	43,24	0	0	0
16	0		0	0	46,56	0	0	0
17	0		0	0	49,88	0	0	0
18	23,5	51	1,12	22,38	27,50	0	22,38	0
19	24,7	51	1,26	23,44	4,06	0	23,44	0
20	1,5		0	1,50	2,56	0	1,50	0
21	35,6	70	5,99	29,61	0	13,77	15,84	0
22	9,8	85	0,53	9,27	0	5,95	3,32	0
23	6,5	85	0,27	6,23	0	2,91	3,32	0
24	8,4	85	0,56	7,85	0	4,53	3,32	0
25	11,1	85	1,09	10,01	0	6,69	3,32	0
26	0		0	0	3,32	0	0	0
27	10,2	70	0,27	9,93	0	3,29	6,64	0
28	0		0	0	3,32	0	0	0
29	0		0	0	6,64	0	0	0
30	0,9		0	0,90	9,06	0	0,90	0
31	1,4		0	1,40	10,98	0	1,40	0
TOTAL	167,8		11,76	156,04		36,84	119,20	0,0

OBS. UNIDADES EM mm.

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75

PLANILHA DE CÁLCULO — CALCULADO:

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA

POSTO: GUAIRA B 5 - 06 — ANO: 1959

MES: Abril

PERÍODO	C N	S = Σ P
DORMÊNCIA (a)	51	S ≤ 12,5
	70	12,6 < S ≤ 28
	85	28 < S
DESENVOLVIMENTO (b)		S ≤ 35,6
		35,6 < S ≤ 53,4
		53,4 < S

CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA 1	
Pn-5	10,2
Pn-4	0
Pn-3	0
Pn-2	0,9
Pn-1	1,4

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	3,06 mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	0		0	0	14,04	0	0	0
2	0		0	0	17,10	0	0	0
3	0		0	0	20,16	0	0	0
4	0		0	0	23,22	0	0	0
5	0		0	0	26,28	0	0	0
6	0		0	0	29,34	0	0	0
7	0		0	0	32,40	0	0	0
8	0		0	0	35,46	0	0	0
9	0		0	0	38,52	0	0	0
10	0		0	0	41,58	0	0	0
11	0		0	0	44,64	0	0	0
12	0		0	0	47,70	0	0	0
13	0		0	0	50,76	0	0	0
14	0		0	0	53,82	0	0	0
15	0		0	0	56,88	0	0	0
16	0		0	0	59,94	0	0	0
17	0		0	0	63,00	0	0	0
18	0		0	0	66,06	0	0	0
19	0		0	0	69,12	0	0	0
20	0		0	0	72,18	0	0	0
21	0		0	0	75,24	0	0	0
22	0		0	0	78,30	0	0	0
23	15,2	51	0,29	14,91	66,45	0	14,91	0
24	0		0	0	69,51	0	0	0
25	1,2		0	1,20	71,37	0	1,20	0
26	0		0	0	74,43	0	0	0
27	3,5		0	3,50	73,99	0	3,50	0
28	0		0	0	77,05	0	0	0
29	0		0	0	80,11	0	0	0
30	0		0	0	0,67	0	0	82,50
31								
TOTAL	19,9		0,29	19,61		0,0	19,61	82,50

OBS. UNIDADES EM mm.

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75
PLANILHA DE CÁLCULO — CALCULADO:
ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA

POSTO: GUAIRA B 5 - 06 — ANO: 1959 — MES: Março

PERÍODO	C N	S = Σ P
DORMÊNCIA (a)	51	S ≤ 12,5
	70	12,5 < S ≤ 28
	85	28 < S
DESENVOLVIMENTO (b)	/	S ≤ 35,6
	/	35,6 < S ≤ 53,4
	/	53,4 < S

CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA I	
Pn-5	0
Pn-4	3,5
Pn-3	0
Pn-2	0
Pn-1	0

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	2,77 mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	0		0	0	34,1	0	0	0
2	0		0	0	0	0	0	0
3	0		0	0	5,5	0	0	0
4	0		0	0	11,7	0	0	0
5	0		0	0	19,3	0	0	0
6	0		0	0	27,1	0	0	0
7	0		0	0	34,9	0	0	0
8	0		0	0	42,8	0	0	0
9	0		0	0	50,6	0	0	0
10	0		0	0	58,4	0	0	0
11	0		0	0	66,2	0	0	0
12	0		0	0	74,1	0	0	0
13	0		0	0	81,9	0	0	0
14	0		0	0	89,7	0	0	0
15	0		0	0	97,5	0	0	0
16	0		0	0	105,4	0	0	0
17	0		0	0	113,2	0	0	0
18	0		0	0	121,0	0	0	0
19	4,6		0	4,60	118,4	0	4,60	0
20	2,2		0	2,20	118,4	0	2,20	0
21	0,1		0	0,10	118,4	0	0,10	0
22	0,1		0	0,10	118,4	0	0,10	0
23	0		0	0	118,4	0	0	0
24	0		0	0	118,4	0	0	0
25	0		0	0	118,4	0	0	0
26	0		0	0	118,4	0	0	0
27	0		0	0	118,4	0	0	0
28	0		0	0	118,4	0	0	0
29	0		0	0	118,4	0	0	0
30	0		0	0	118,4	0	0	0
31	0		0	0	118,4	0	0	0
TOTAL	13,0	X	0,0	13,0	X	0,0	13,0	0,0

OBS. UNIDADES EM mm

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75 — 817 | 13

PLANILHA DE CÁLCULO

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA — CALCULADO:

POSTO: GUAIRA B 5 - 06 — ANO: 1959 (1b)

MES: Junho

PERÍODO	C N	S = Σ P
DORMÊNCIA (a)	51	S ≤ 12,5
	70	12,5 < S ≤ 28
	85	28 < S
DESENVOLVIMENTO (b)	/	S ≤ 35,6
	/	35,6 < S ≤ 53,4
	/	53,4 < S

CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA I	
Pn-5	0
Pn-4	0
Pn-3	0
Pn-2	0
Pn-1	0

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	2,21 mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	0		0	0	75,75	0	0	0
2	0		0	0	77,96	0	0	0
3	0		0	0	80,17	0	0	0
4	0		0	0	82,38	0	0	0
5	0		0	0	2,09	0	0	82,50
6	15,1	E.1	0,28	14,82	0,00	10,52	4,30	0
7	0		0	0	2,21	0	0	0
8	0		0	0	4,42	0	0	0
9	0		0	0	6,63	0	0	0
10	0		0	0	8,84	0	0	0
11	0		0	0	11,05	0	0	0
12	0		0	0	13,26	0	0	0
13	0		0	0	15,47	0	0	0
14	0		0	0	17,68	0	0	0
15	0		0	0	19,89	0	0	0
16	0		0	0	22,10	0	0	0
17	0		0	0	24,31	0	0	0
18	0		0	0	26,52	0	0	0
19	0		0	0	28,73	0	0	0
20	0		0	0	30,94	0	0	0
21	0		0	0	33,15	0	0	0
22	0		0	0	35,36	0	0	0
23	0		0	0	37,57	0	0	0
24	0		0	0	39,78	0	0	0
25	0		0	0	41,99	0	0	0
26	0		0	0	44,20	0	0	0
27	0		0	0	46,41	0	0	0
28	0		0	0	48,62	0	0	0
29	0		0	0	50,83	0	0	0
30	0		0	0	53,04	0	0	0
31								
TOTAL	15,1		0,28	14,82		10,52	4,30	82,50

OBS. UNIDADES EM mm.

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75

PLANILHA DE CÁLCULO — CALCULADO

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA

POSTO: GUAIRA - B 5 - 06 — ANO: 1959

MES: [illegible]

PERÍODO	C N	S = 25 P
DORMÊNCIA (a)	[illegible]	S ≤ 12,5
	[illegible]	12,5 < S ≤ 28
	[illegible]	28 < S
DESENVOLVIMENTO (b)		S ≤ 35,6
		35,6 < S ≤ 53,4
		53,4 < S

CHUVA REGISTRADA DA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA 1	
Pa-5	[illegible]
Pa-4	[illegible]
Pa-3	[illegible]
Pa-2	[illegible]
Pa-1	[illegible]

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	[illegible] mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
2	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
3	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
4	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
5	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
6	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
7	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
8	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
9	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
10	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
11	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
12	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
13	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
14	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
15	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
16	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
17	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
18	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
19	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
20	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
21	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
22	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
23	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
24	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
25	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
26	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
27	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
28	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
29	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
30	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
31	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
TOTAL	0,0		0,0	0,0		0,0	0,0	82,50

OBS. UNIDADES EM mm.

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75

PLANILHA DE CÁLCULO — CALCULADO:

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA

POSTO: GUAIRA B 5 - 06 — ANO: 1959

MES: Agosto

PERÍODO	C N	S = Σ P
DORMENCIA (a)	51	S ≤ 12,5
	70	12,5 < S ≤ 28
	85	28 < S
DESENVOLVIMENTO (b)	/	S ≤ 35,6
	/	35,6 < S ≤ 53,4
	/	53,4 < S

CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA I	
Pn-5	0
Pn-4	0
Pn-3	0
Pn-2	0
Pn-1	0

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	3,40 mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	10,0		0	10,0	42,37	0	10,00	0
2	4,1		0	4,1	41,67	0	4,10	0
3	0		0	0	45,07	0	0	0
4	0		0	0	48,47	0	0	0
5	0		0	0	51,87	0	0	0
6	0		0	0	55,27	0	0	0
7	0		0	0	58,67	0	0	0
8	2,3		0	2,30	59,77	0	2,30	0
9	9,6		0	9,60	53,87	0	9,60	0
10	2,1		0	2,10	54,87	0	2,10	0
11	0		0	0	58,27	0	0	0
12	0		0	0	61,67	0	0	0
13	0		0	0	65,07	0	0	0
14	0		0	0	68,47	0	0	0
15	6,3		0	6,30	65,57	0	6,30	0
16	0		0	0	68,97	0	0	0
17	0		0	0	72,37	0	0	0
18	0		0	0	75,77	0	0	0
19	0		0	0	79,17	0	0	0
20	0		0	0	0,07	0	0	82,50
21	0		0	0	3,47	0	0	0
22	0		0	0	6,87	0	0	0
23	0		0	0	10,27	0	0	0
24	0		0	0	13,67	0	0	0
25	0		0	0	17,07	0	0	0
26	0		0	0	20,47	0	0	0
27	0		0	0	23,87	0	0	0
28	0		0	0	27,27	0	0	0
29	0		0	0	30,67	0	0	0
30	0		0	0	34,07	0	0	0
31	0		0	0	37,47	0	0	0
TOTAL	34,4		0,0	34,40		0,0	34,40	82,50

OBS. UNIDADES EM mm.

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75
PLANILHA DE CÁLCULO
ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA — CALCULADO:

POSTO: GUAIRA * B 5 - 06 — ANO: 1959

MES:

PERÍODO	C N	S = (25400/CN) − 254
DORMÊNCIA (a)	51	S ≤ 12,5
	72	12,5 < S ≤ 26
	85	26 < S
DESENVOLVIMENTO (b)	/	S ≤ 35,6
	/	35,6 < S ≤ 53,4
	/	53,4 < S

CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA I	
Pn-5	0
Pn-4	0
Pn-3	0
Pn-2	0
Pn-1	0

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	5,7 0 mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	0		0	0	41,13	0	0	0
2	0		0	0	41,13	0	0	0
3	0		0	0	41,13	0	0	0
4	0		0	0	41,13	0	0	0
5	0		0	0	41,13	0	0	0
6	0		0	0	41,13	0	0	0
7	0		0	0	41,13	0	0	0
8	0		0	0	41,13	0	0	0
9	0		0	0	41,13	0	0	0
10	0		0	0	41,13	0	0	0
11	0		0	0	41,13	0	0	0
12	0		0	0	41,13	0	0	0
13	0		0	0	41,13	0	0	0
14	0		0	0	41,13	0	0	0
15	0		0	0	41,13	0	0	0
16	0		0	0	41,13	0	0	0
17	0		0	0	41,13	0	0	0
18	0		0	0	41,13	0	0	0
19	0		0	0	41,13	0	0	0
20	0		0	0	34,17	0	0	0
21	0		0	0	30,13	0	0	0
22	0		0	0	47,01	0	0	0
23	0		0	0	46,05	0	0	0
24	0		0	0	50,01	0	0	0
25	0		0	0	53,91	0	0	0
26	6,7		0	6,70	51,93	0	6,70	0
27	0		0	0	55,19	0	0	0
28	0		0	0	55,15	0	0	0
29	0		0	0	53,11	0	0	0
30	0		0	0	47,07	0	0	0
31								
TOTAL	6,7		0,0	6,70		0,0	6,70	82,50

OBS. UNIDADES EM mm.

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO 75

PLANILHA DE CÁLCULO

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO - CHUVA EFETIVA — CALCULADO:

POSTO: GUAIRA B 5 - 06 — ANO: 1959

MES: Outubro

PERÍODO	C N	S = 25 (1
DORMÊNCIA (a)	/	S ≤ 12,5
	/	12,5 < S < 28
	/	28 < S
DESENVOLVIMENTO (b)	51	S ≤ 35,6
	70	35,6 < S ≤ 55,4
	[illegible]	55,4 < S

CHUVA REGISTRADA DA [illegible]	5
DATA ARBITRIO - [illegible]	
[illegible] AO DIA 1	4,7
P n-4	[illegible]
P n-3	[illegible]
P n-2	0
P n-1	0

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	3,12 mm/dia
DEFICIT INICIAL	[illegible]

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	RECOL. PROFUNDO	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	0		0	0	70,21	0	0	0
2	0		0	0	67,55	0	0	0
3	0		0	0	71,29	0	0	0
4	0		0	0	73,05	0	0	0
5	0		0	0	67,27	0	0	[illegible]
6	0		0	0	64,41	0	0	[illegible]
7	[illegible]		0	0	61,55	0	0	[illegible]
8	[illegible]		0	0	58,67	0	[illegible]	[illegible]
9	0		0	0	52,93	0	[illegible]	0
10	0		[illegible]	0	55,77	0	0	[illegible]
11	0		0	0	[illegible]	0	0	0
12	0		0	0	[illegible]	0	0	0
13	[illegible]		0	[illegible]	13,75	0	[illegible]	0
14	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	0	[illegible]	[illegible]	[illegible]
15	[illegible]		0	0	3,14	0	0	0
16	[illegible]		0	0	6,20	0	0	0
17	0		0	0	9,26	0	0	0
18	[illegible]		0	8,40	4,16	0	8,40	0
19	[illegible]		0	0	7,30	0	0	0
20	3,6		0	3,60	6,84	0	3,60	0
21	0		0	0	9,98	0	0	0
22	0		0	0	13,12	0	0	0
23	3,7		0	3,70	12,96	0	3,70	0
24	0		0	0	15,70	0	0	0
25	0		0	0	18,84	0	0	0
26	0		0	0	21,98	0	0	0
27	0		0	0	25,12	0	0	0
28	0		0	0	28,26	0	0	0
29	[illegible]		0	[illegible]	[illegible]	0	[illegible]	
30	[illegible]		0	[illegible]	[illegible]	0	[illegible]	
31	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	0	[illegible]	
TOTAL	71,8	X	1,37	70,43	X	4,37	66,00	82,50

OBS. UNIDADES EM mm.

III SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 75

PLANILHA DE CÁLCULO

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA — CALCULADO:

POSTO: GUAIRA * B 5 - 0 G — ANO: 1959 — MES: Nov.

PERÍODO	C N	S = $\frac{25400}{CN} - 254$ P
DORMÊNCIA (D)		S < 12,5
		12,5 ≤ S ≤ 28
		28 < S
DESENVOLVIMENTO (D)		S ≤ 34,6
		34,6 < S ≤ 58,4
		58,4 < S

CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA I	
P n-5	
P n-4	
P n-3	
P n-2	
P n-1	

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
TOTAL	88,6		1,86	86,74		15,63	71 11	8250

OBS. UNIDADES EM mm

III SEMINARIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM — DATA: NOVEMBRO - 85 a 3.

PLANILHA DE CÁLCULO

ASSUNTO: BALANÇO HÍDRICO – CHUVA EFETIVA — CALCULADO:

POSTO: GUAIRA B 5 - 06 — ANO: 1959

MES: Dezembro

PERÍODO	C N	$S = \sum P$
DORMÊNCIA (a)		$S \leq 12,5$
		$12,5 < S \leq 26$
		$26 < S$
DESENVOLVIMENTO (b)	65,1	$S \leq 35,6$
	71	$35,6 < S \leq 53,4$
	[illegible]	$53,4 < S$

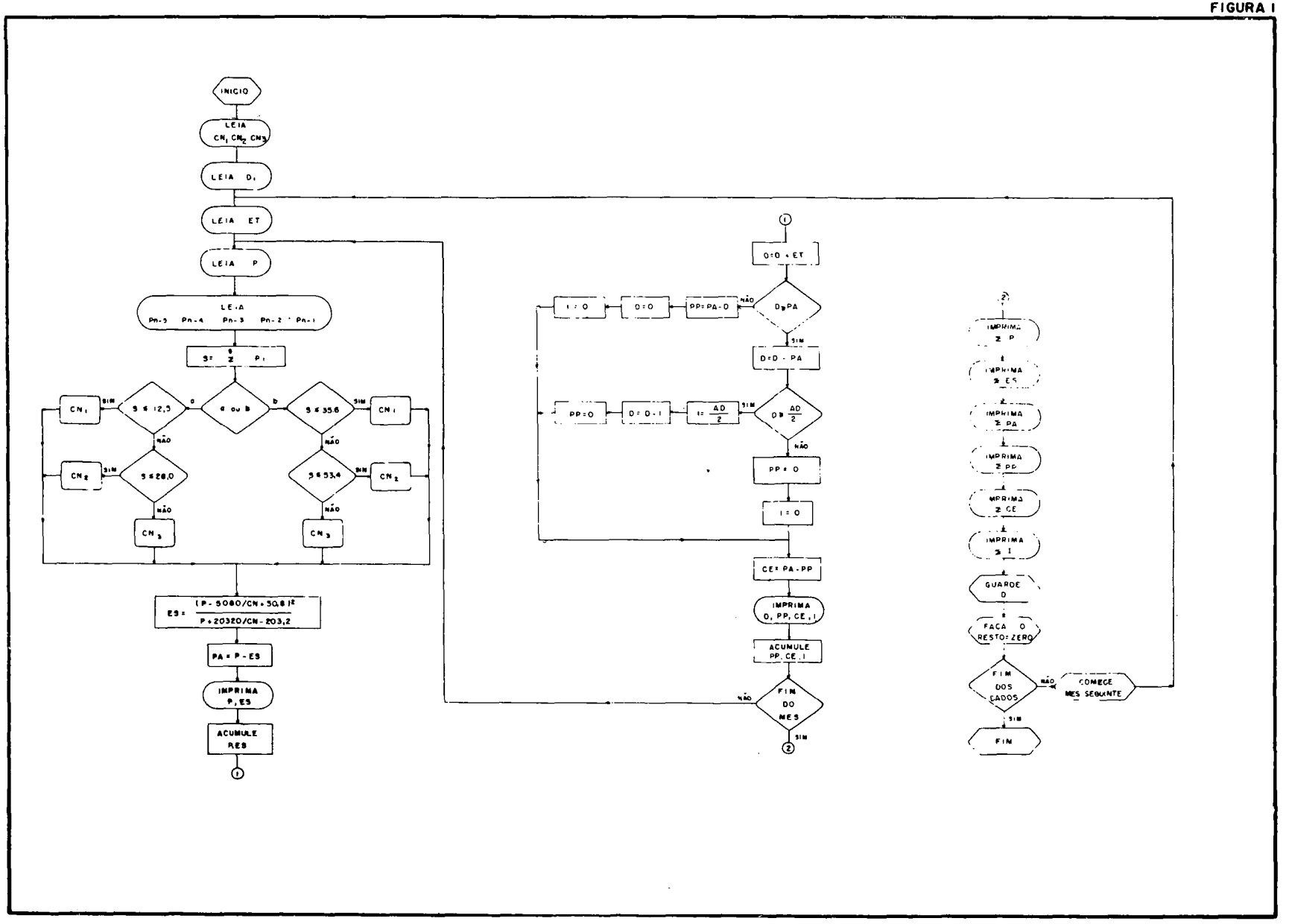
CHUVA REGISTRADA NOS 5 DIAS ANTERIORES AO DIA 1	
Pn-5	[illegible]
Pn-4	[illegible]
Pn-3	[illegible]
Pn-2	[illegible]
Pn-1	[illegible]

EVAPOTRANSPIRAÇÃO ET	[illegible] mm/dia
DEFICIT INICIAL	mm

DIA	CHUVA REGISTRADA P	CN	ESCOAM. SUPERF.	CHUVA ABSORVIDA	DEFICIT DE UMIDADE DO SOLO	PERCOL. PROFUNDA	CHUVA EFETIVA	IRRIGAÇÃO
1	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
2	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
3	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
4	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
5	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
6	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
7	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
8	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
9	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
10	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
11	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
12	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
13	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
14	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
15	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
16	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
17	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
18	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
19	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
20	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
21	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
22	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
23	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
24	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
25	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
26	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
27	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
28	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
29	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
30	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
31	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
TOTAL	195,9		33,49	172,41		55,0	117,41	0,0

OBS. UNIDADES EM mm

FIGURA I


INICIO
LEIA CN1 CN2 CN3
LEIA D1
LEIA ET
LEIA P
LEIA Pn-5 Pn-4 Pn-3 Pn-2 Pn-1
S = Σ Pi
S ≤ 12,5
a ou b
S ≤ 35,6
CN1
CN2
CN3
S ≤ 28,0
S ≤ 53,4
ES = (P - 5080/CN + 50,8)² / P + 20320/CN - 203,2
PA = P - ES
IMPRIMA P, ES
ACUMULE RES
D=D + ET
D ≥ PA
PP=PA-D
I = 0
D=0
D = D - PA
D ≥ AD/2
I = AD/2
PP=0
D=D-1
PP ≠ 0
I = 0
CE = PA - PP
IMPRIMA D, PP, CE, I
ACUMULE PP, CE, I
FIM DO MES
IMPRIMA Σ P
IMPRIMA Σ ES
IMPRIMA Σ PA
IMPRIMA Σ PP
IMPRIMA Σ CE
IMPRIMA Σ I
GUARDE D
FACA O RESTO=ZERO
FIM DOS DADOS
COMECE MES SEGUINTE
FIM
SIM
NÃO

FREQUÊNCIA DAS SECAS EM RIOS PERENE

Swami Mascondes Villela***

1 – GENERALIDADES

Para utilizar as águas de um rio para qualquer aproveitamento (irrigação, abastecimento de água, produção de energia, etc.) é de grande utilidade conhecer-se a curva de freqüência das vazões mínimas. Assim, é de grande utilidade para o projeto de grandes reservatórios de acumulação o conhecimento da curva de freqüência das vazões mínimas médias anuais, enquanto, que para aproveitamentos menores torna-se importante o conhecimento das freqüências das mínimas diárias, semanais ou mensais.

Para os rios perenes, com muitos anos de dados de vazões pode-se construir, diretamente com esses dados, a curva de freqüência das vazões mínimas. Entretanto quando não se dispõe de muitos dados esta tarefa fica grandemente dificultada.

Este trabalho visa a apresentação de um método, que, com poucos dados de vazão e muitos dados de chuva permite a avaliação da curva de freqüência das vazões mínimas.

Existe uma correlação entre o afluxo que cai sobre uma bacia durante um grande intervalo de tempo (1 ano ou mais) e a vazão média (defluxo) neste período. Esta correlação pode ser usada para previsão de vazões mínimas, nesses intervalos de tempo.

Não havendo boa correlação entre os defluxos que atravessam a secção terminal de uma bacia em um curto intervalo de tempo (1 dia, 1 semana, 1 mês) e as chuvas que caem na bacia neste mesmo intervalo, necessário se torna procurar outro tipo de correlação para se conseguir a curva de probabilidade dos defluxos mínimos.

Pode-se esperar, por exemplo, que exista uma correlação entre os defluxos mínimos e o número de dias sem chuva sobre a bacia.

É comum considerar-se a seguinte equação que liga as vazões de um curso d'água e o tempo, a partir do momento em que termino o escoamento superfical devido a última chuva.

A equação (1) não permite, a menos que se tenha um longo período de observações de vazões, o estabelecimento da curva de probabilidade dos defluxos mínimos. Dá, entretanto, uma pista para a correlação que se deseja, pois o tempo t não é, nos casos das secas mais severas, muito diferente do número de dias sem chuva, e a vazão Q pode ser considerada a vazão média diária, ou a média semanal, e até mesmo mensal.

2 – CURVA DE PROBABILIDADE DO NÚMERO DE DIAS SEM CHUVA

Para cada pluviômetro somam-se os dias consecutivos sem chuva de cada ano, desta série de cada ano o máximo será t_{cj}. Para o valor de t_c propõe-se aqui a média aritmética dos t_{cj} de cada ano para todos os pluviômetros de uma mesma zona pluviométrica.

Procura-se uma distribuição teórica que alinhe em uma reta os valores ordenados de t_c, obtendo-se assim sua curva de probabilidades, semelhante à fig. 1

*Professor Titular do Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo

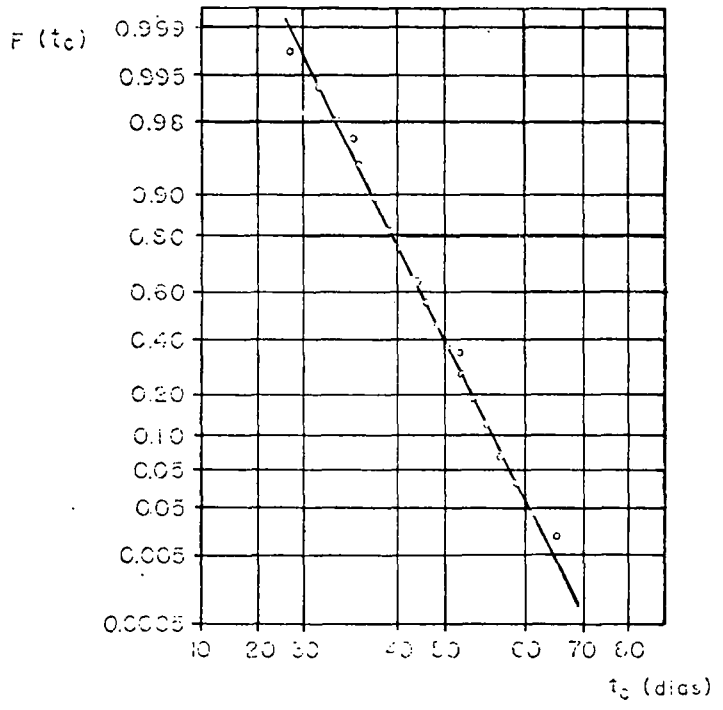


FIGURA 1 – Curva de probabilidade dos t_c

3 – CURVA DE PROBABILIDADE DOS DEFLUXOS MÍNIMOS

Com poucos dados de defluxos mínimos pode-se avaliar aproximadamente as curvas de probabilidade dos parâmetros Q_o e da equação (1). Identificado o valor de Q com o defluxo mínimo no período de tempo considerado (1 dia, 1 semana, 1 mês) e o valor de t_c da curva da Figura 1, corresponderá um defluxo mínimo com a mesma probabilidade. Aplicado então a equação (1) tem-se a curva de probabilidades dos defluxos mínimos. Esta distribuição deverá ser log-normal.

4 – EXEMPLO PRÁTICO

Por simplicidade, considerar-se-á apenas um posto pluviométrico como representando toda a pluviosidade da bacia a fim de se traçar a curva de probabilidade dos máximos número de dias sem chuva na bacia.

Considerou aqui os seguintes dados:

Máximo Número de Dias Consecutivos sem Chuva (t_c)
Posto D4-3 de 1958 a 1968 e Posto D4-002 de 1969 a 1972, ambos na cidade de Piracicaba
Fonte: Divisão de Hidrologia do CTH.
Boletim Pluviométrico – São Paulo

*foram considerados dias sem chuva também os dias cuja precipitação for menor ou igual a 1mm.

Com os dados da Tabela 1 foram calculadas as freqüências (F) dos máximos dias sem chuva (t_c) mostrados na tabela 2.

TABELA 1 (continuação)

ANO	t_c (dias)	. DE	a
1958	50	20 jul	7 set
1959	55	7 jun	31 jul
1960	48	29 jun	15 ago
1961	64	23 jun	25 ago
1962	31	9 jun	9 jul
1963	122	17 abr	16 ago
1964	38	15 mai	11 jun
1965	52	5 ago	25 set
1966	69	24 mai	31 jul
1967	46	24 jul	7 set
1968	35	17 mai	20 jun
1969	24	30 abr	23 mai
1970	44	14 jul	24 ago
1971	38	31 jul	6 set
1972	43	30 mai	7 jul

Os valores da Tabela 2, foram plotados em papéis de probabilidade normal aritmético e logaritmo. Os pontos ficaram melhor alinhados em papel log-normal; ver Figura 2.

Com dados de vazão de um posto fluviométrico do rio Piracicaba, em Piracicaba, mostrados na Tabela 3, construiram-se os gráficos das Figuras 3A a 3D. Estes gráficos foram obtidos plotando apenas para alguns anos as hidrógrafas de estiagem correspondentes, dando possibilidade para avaliar para cada ano, aproximadamente, os valores de "Q_o" e "a" da fórmula (1). Um trabalho de pesquisa sobre a avaliação de "Q_o", e "a" com um mínimo de dados de vazão está sendo realizado na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Os valores de "Q" e "t_c" estão ligados pela equação (1), portanto fixados os parâmetros "Q_o" e "a", cada probabilidade de "t_c" corresponde a mesma probabilidade de "Q".

O problema agora é fixar para cada probabilidade os valores dos parâmetros "Q_o" e "a".

Pode-se antever que os valores de "Q_o" e "a" decrescem quando se aumenta o período de retorno (ou se diminui a probabilidade), pois para casos mais raros (maiores períodos de retorno) o lençol d'água que alimenta o rio, deve estar mais baixo, sendo menores os gradientes hidráulicos que conduzem a água dentro dos aquíferos.

Calculados 10 valores de "Q_o" e "a" para o Rio Piracicaba em Piracicaba pôde-se observar que eles se distribuiram mais ou menos segundo uma lei log-normal.

TABELA 2

Frequência Acumulada de t_c

t_c (dias)	F (%)
122	6,25
69	12,50
64	18,75
55	25,00
52	32,25
50	37,50
48	43,75
46	50,00
44	56,25
43	62,50
38	68,75
38	75,00
35	81,25
31	87,50
24	93,50

TABELA 3

Dados de Vazão do rio Piracicaba, em Piracicaba

Relatório Pacicon - TAEE - São Paulo

(m^3/s)

mês / ano	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai	Jun.	Jul.	Ago.	Set.
1932	103,0	108,0	325,0	351,0	336,0	278,0	161,0	162,0	148,0	102,0	87,6	70,3
1933	89,1	81,8	249,0	215,0	175,0	137,0	97,3	102,0	76,7	67,1	61,2	60,6
1934	70,0	61,7	93,7	182,0	152,0	116,0	88,9	64,0	54,5	46,1	43,3	45,7
1935	56,1	33,3	279,0	136,0	306,0	269,0	170,0	114,0	89,3	75,3	69,5	84,3
1936	227,0	122,0	123,0	169,0	177,0	285,0	156,0	107,0	82,3	71,6	94,2	102,0
1937	67,2	91,2	271,0	375,0	251,0	198,0	226,0	145,0	119,0	81,4	72,6	61,2
1938	116,0	168,0	208,0	284,0	160,0	135,0	98,1	102,0	83,0	67,6	68,0	73,7
1939	114,0	116,0	176,0	267,0	244,0	162,0	142,0	124,0	102,0	77,2	61,9	58,3
1940	58,4	77,2	144,0	270,0	524,0	285,0	184,0	143,0	108,0	86,9	69,3	58,4
1941	69,5	126,0	124,0	161,0	89,4	97,0	79,0	50,5	49,4	52,1	37,8	106,0
1942	140,0	141,0	197,0	184,0	224,0	234,0	170,0	112,0	97,0	98,4	67,2	60,4
1943	54,6	58,6	97,3	154,0	161,0	217,0	125,0	77,9	71,7	58,5	51,1	52,5
1944	81,1	95,0	107,0	119,0	129,0	227,0	106,0	71,8	56,9	53,1	46,0	39,9
1945	38,6	76,8	82,5	95,9	226,0	104,0	74,6	56,9	189,0	111,0	54,5	47,9
1946	50,8	128,0	148,0	365,0	326,0	282,0	157,0	102,0	96,3	95,4	63,4	51,5
1947	73,9	72,2	84,4	261,0	361,0	394,0	202,0	148,0	121,0	112,0	94,5	111,0
1948	105,0	95,1	234,0	298,0	319,0	303,0	194,0	143,0	112,0	97,0	88,3	89,0
1949	59,1	65,9	85,3	155,0	221,0	194,0	137,0	102,0	92,1	76,7	58,9	59,5
1950	45,4	59,9	191,0	244,0	330,0	299,0	233,0	139,0	106,0	86,6	70,0	68,9
1951	79,9	101,0	184,0	328,0	315,0	309,0	185,0	124,0	98,9	83,5	75,2	81,2
1952	82,0	87,3	120,0	145,0	270,0	263,0	148,0	93,2	121,0	80,6	63,2	61,9
1953	65,2	82,9	89,9	85,5	76,8	75,6	103,0	59,6	59,8	53,1	46,0	47,1
1954	54,2	54,6	77,0	154,0	199,0	109,0	86,2	101,0	73,6	59,4	53,4	53,2
1955	60,6	55,4	76,3	150,0	73,1	134,0	93,2	70,2	61,7	51,4	56,4	59,9
1956	42,8	79,0	138,0	137,0	215,0	96,1	64,7	101,0	116,0	74,4	131,0	70,6
1957	71,0	66,0	93,7	295,0	358,0	323,0	172,0	102,0	77,9	82,2	63,3	148,0
1958	97,2	128,0	146,0	207,0	292,0	258,0	202,0	158,0	171,0	106,0	77,0	82,7
1959	99,2	128,0	137,0	225,0	175,0	183,0	184,0	82,9	71,0	48,1	63,8	53,4
1960	59,2	79,7	136,0	273,0	253,0	241,0	116,0	107,0	78,2	82,5	57,3	47,8
1961	68,6	168,0	214,0	293,0	346,0	275,0	176,0	147,0	79,2	69,3	54,0	47,4
1962	45,2	81,4	128,0	137,0	219,0	236,0	77,9	64,3	56,9	58,5	47,8	41,4
1963	137,0	116,0	139,0	321,0	349,0	118,0	58,9	47,1	43,0	42,7	38,0	34,1
1964	36,8	47,2	68,9	46,8	217,0	93,2	71,8	65,4	56,4	47,5	44,2	37,4
1965	66,0	69,4	102,0	215,0	366,0	309,0	159,0	159,0	112,0	103,0	70,4	71,3

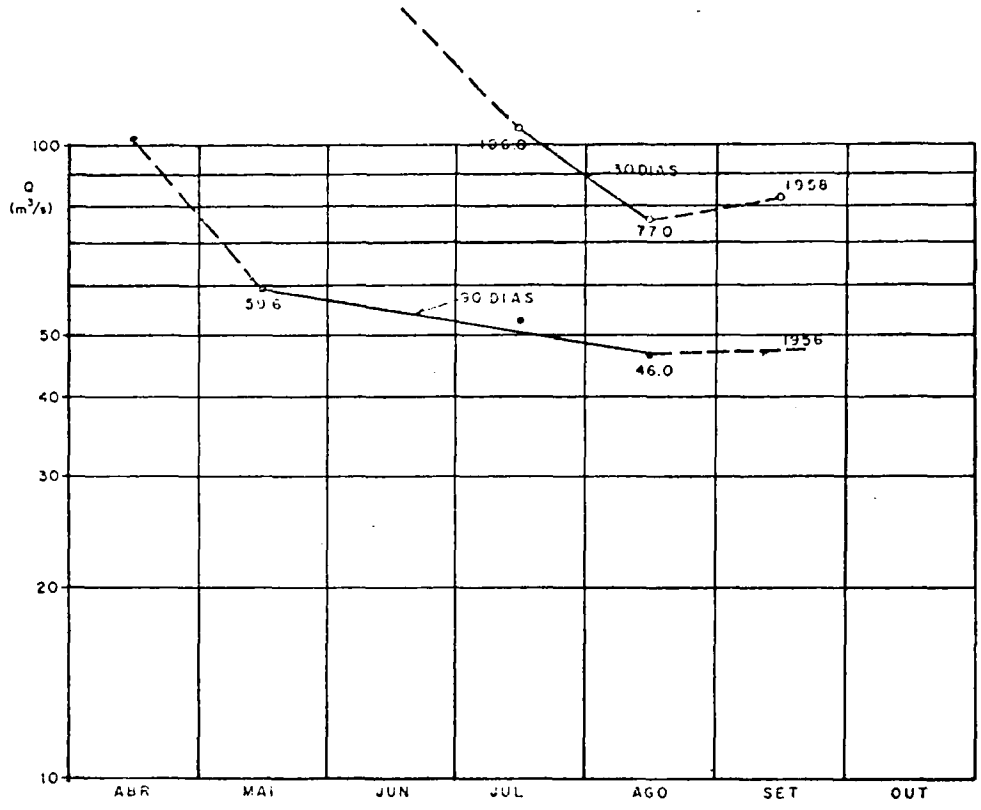


FIG. 3A - HIDROGRAMAS DE ESTIAGEM DO RIO PIRACICABA EM PIRACICABA

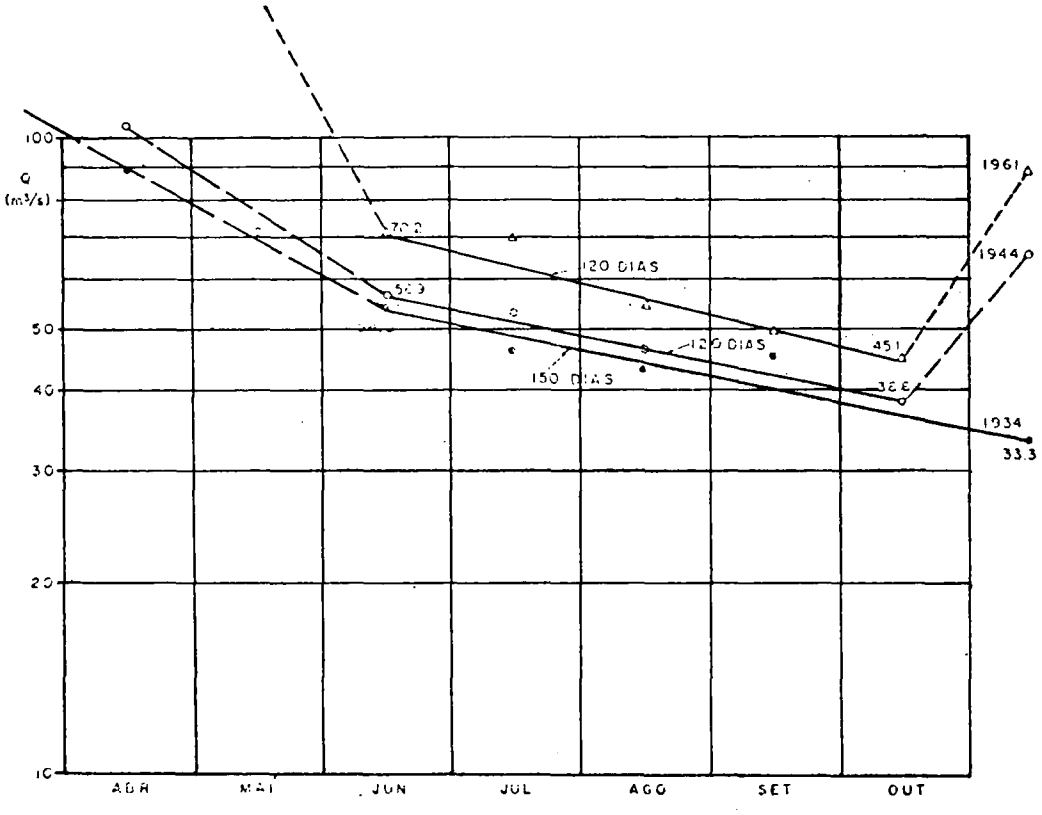


FIG. 3B - HIDROGRAMAS DE ESTIAGEM DO RIO PIRACICABA EM PIRACICABA

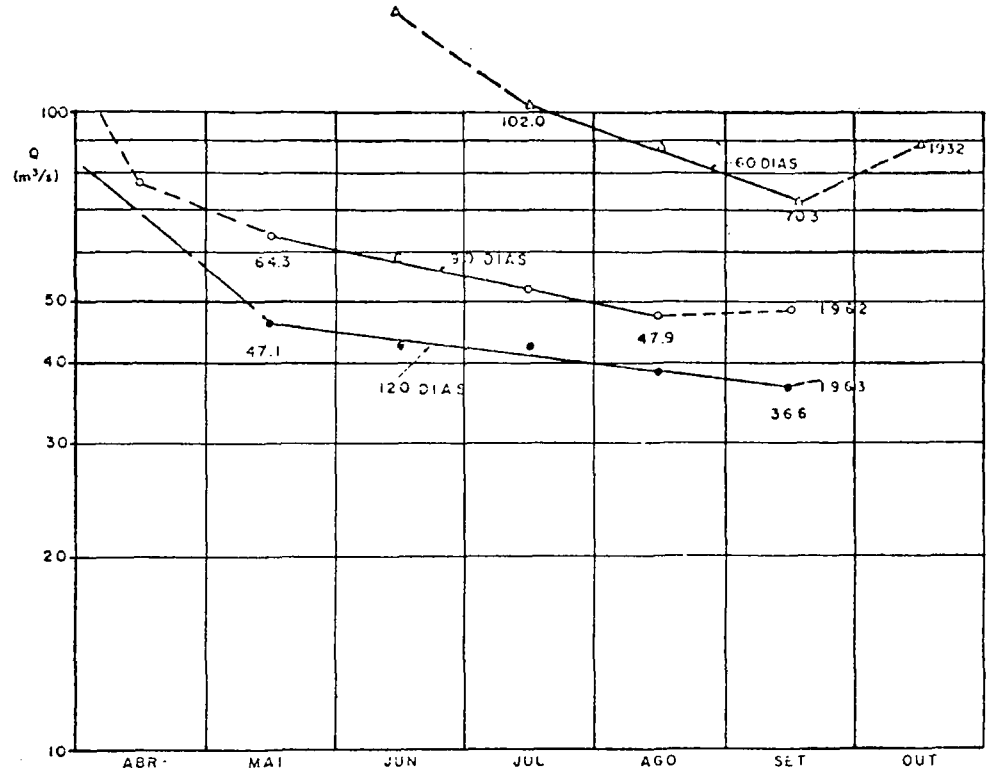


FIG. 30 HIDROGRAMAS DE ESTIAGEM DO RIO PIRACICABA EM PIRACICABA

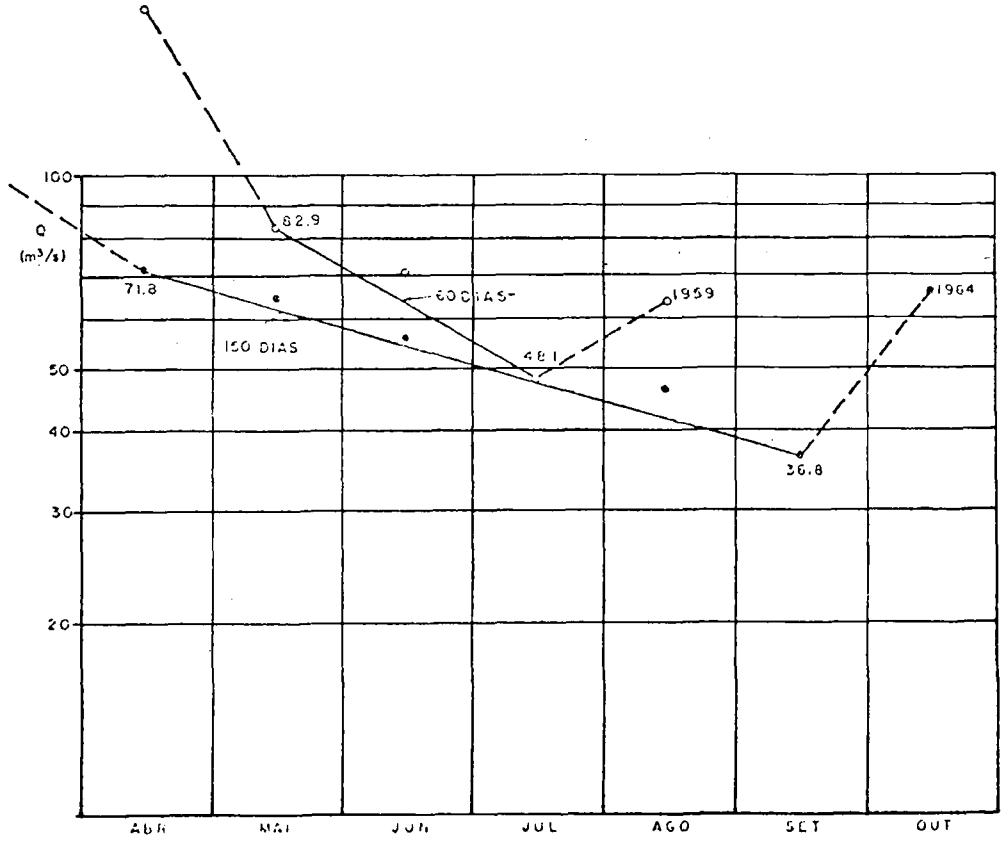


FIG 30 - HIDROGRAMAS DE ESTIAGEM DO RIO PIRACICABA EM PIRACICABA

Dos valores de "Q_o" e "a" obtidos calcularam-se as suas curvas de freqüência que aqui são mostradas nas tabelas 4 e 5 e nos gráficos das figuras 4 e 5, respectivamente.

TABELA 4

Frequências Acumuladas dos Valores de "Q_o"

Q_o (m^3/s)	F (%)
41,7	9,09
54,5	18,18
56,9	27,27
59,6	36,36
64,3	45,45
70,2	54,54
71,8	63,63
82,9	72,72
102,0	81,81
106,0	90,90

TABELA 5

Frequências Acumuladas dos Valores de "a"

$a(dia)^{-1}$	F (%)
0,00210	9,09
0,00250	18,18
0,00288	27,27
0,00323	36,36
0,00327	45,45
0,00369	54,54
0,00445	63,63
0,00620	72,72
0,00975	81,81
0,01065	90,90

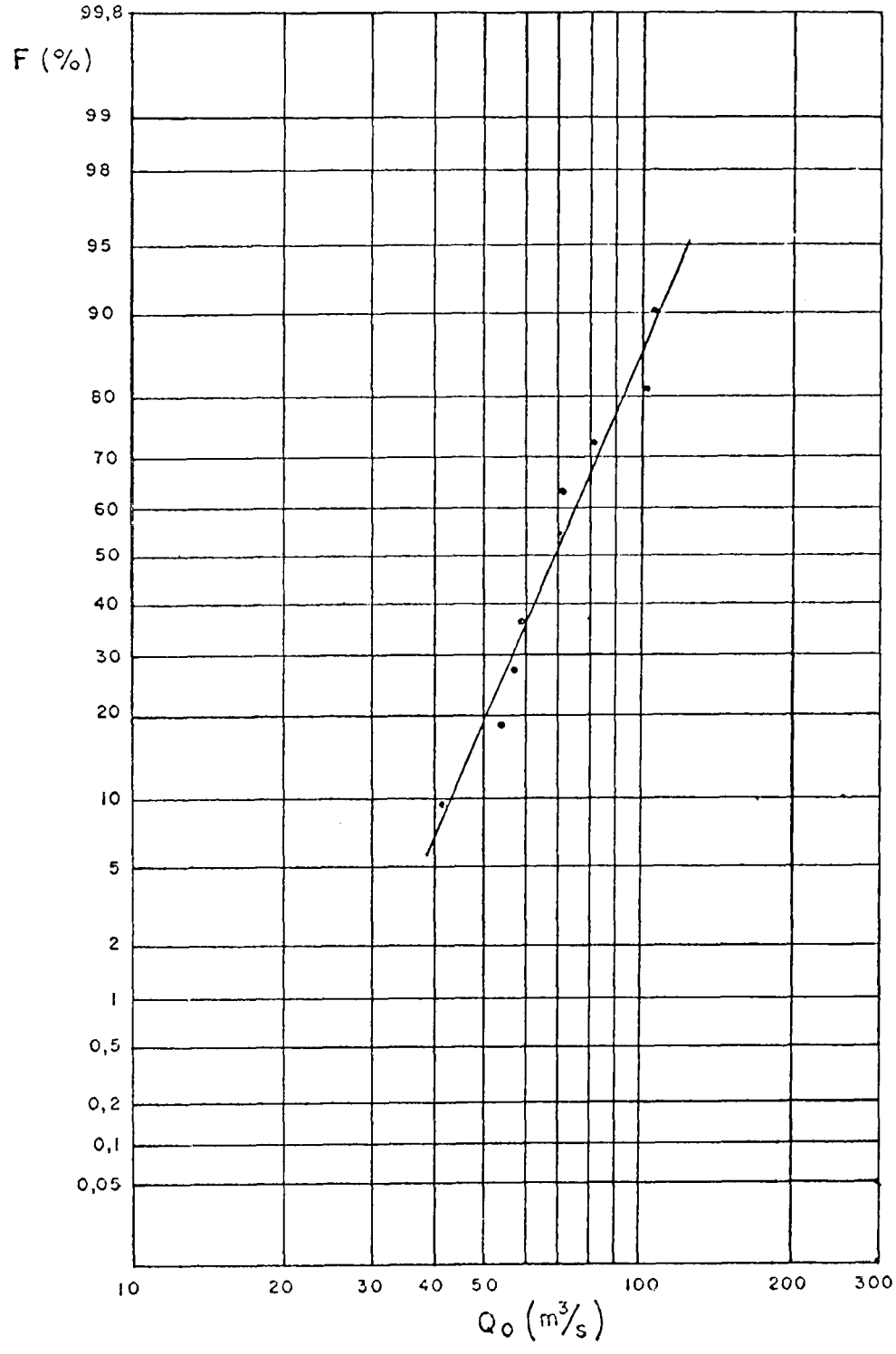


Figura 4 — Curva de probabilidade dos valores de Q_0

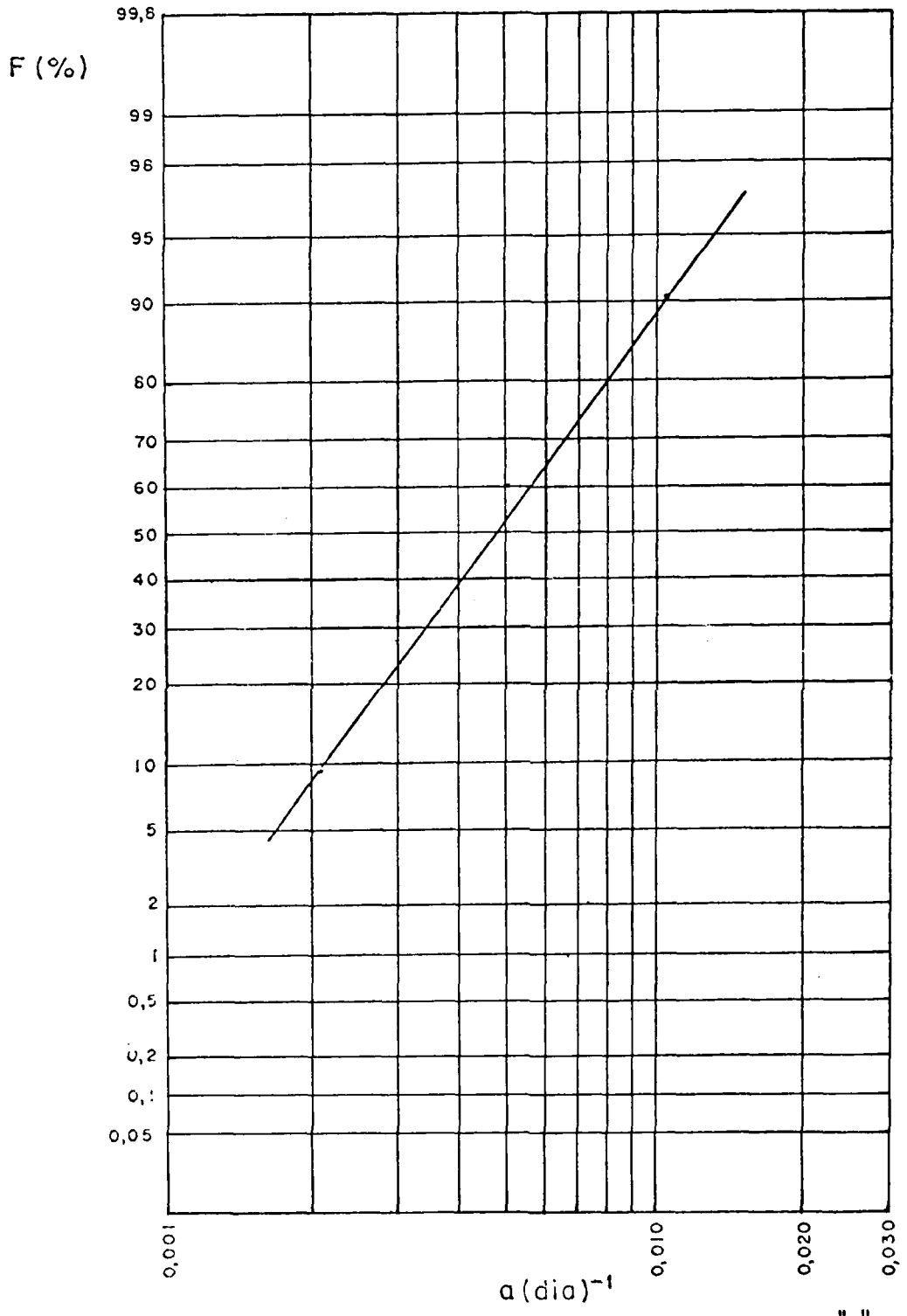


Figura 5 — Curva de probabilidade dos valores de "a"

Aqui utilizaram-se dados de vazões médias mensais, protanto, a curva de probabilidade que se obterá correspondente às vazões mínimas médias mensais.

O método seria o mesmo para mínimas médias em 1 dia, 1 semana, 15 dias, e, provavelmente, até 2 ou 3 meses.

Para o traçado da curva de probabilidade das vazões mínimas médias mensais, procedeu-se como segue:

Para as probabilidades de 10, 20, 30 até 90% foram obtidos dos gráficos das figuras 2, 4 e 5, os valores de t_c, Q_o e a. Com esses valores utilizando a fórmula (1), calcularam-se os valores de Q, que são as vazões mínimas médias mensais correspondentes àquelas probabilidades.

TABELA 6

Probabilidades (P) de vazões mínimas médias mensais

P(%)	t_c(dia)	Q_o(m^3/s)	a$(dia)^{-1}$	Q (m^3/s)
10	71	44,0	0,00215	37,8
20	61	51,0	0,00280	43,0
30	54	57,0	0,00340	47,4
40	50	63,0	0,00410	51,3
50	45	69,5	0,00470	56,2
60	42	76,0	0,00550	60,3
70	38	84,0	0,00650	65,6
80	34	94,0	0,00800	71,6
90	29	110,0	0,01050	81,0

5 – TESTE DO MÉTODO

Como para o rio Piracicaba, em Piracicaba, dispõem-se de 34 anos de dados de vazões, pôde-se construir uma curva relativamente precisa das freqüências acumuladas das vazões mínimas médias mensais.

Esta curva pode ser comparada com a curva obtida através dos dados de dias sem chuva. O resultado parece muito bom, conforme pode ser visto na figura 7.

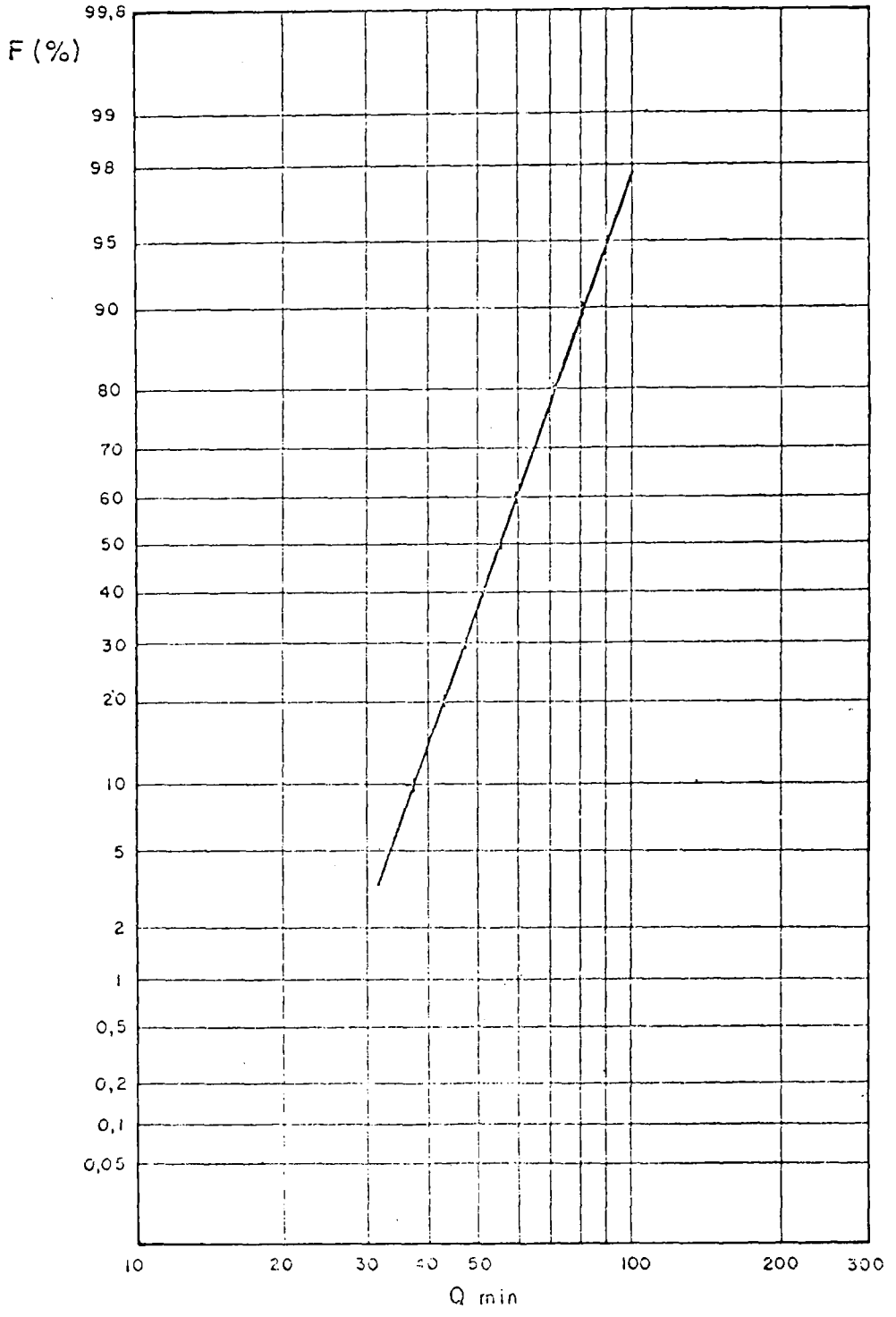


Figura 6 — Curva de probilidade das vazões mínimas médias mensais obtidas por correlação com o máximo número de dias consecutivos sem chuva

TABELA 7

Frequências Acumuladas das Vazões Mínimas Médias Mensais, através de dados históricos - rio Piracicaba - Piracicaba.

Ano	Vazões Mínimas Médias Mensais	Vazões Ordenadas	F (%)
1932	70,3	94,5	97,14
1933	60,6	77,9	94,28
1934	33,3	77,0	91,43
1935	69,5	70,3	88,57
1936	67,2	69,5	85,71
1937	61,2	67,6	82,85
1938	67,6	67,2	80,00
1939	58,3	64,7	77,14
1940	58,4	62,9	74,28
1941	37,8	61,9	71,42
1942	54,6	61,2	68,57
1943	51,1	61,2	65,71
1944	38,6	61,1	62,88
1945	47,9	60,6	60,00
1946	51,5	59,0	57,14
1947	94,5	58,4	54,28
1948	59,0	58,3	51,43
1949	45,4	54,6	48,57
1950	62,9	53,2	45,71
1951	61,2	51,5	42,85
1952	61,9	51,1	40,00
1953	47,1	48,1	37,14
1954	53,2	47,9	34,28
1955	42,8	47,9	31,43
1956	64,7	47,8	28,57
1957	77,9	47,1	25,71
1958	77,0	45,4	22,86
1959	48,1	45,1	20,00
1960	47,8	42,8	17,14
1961	45,1	38,6	14,28
1962	47,9	37,8	11,43
1963	36,6	36,8	8,57
1964	36,8	36,6	5,71
1965	61,1	33,3	2,85

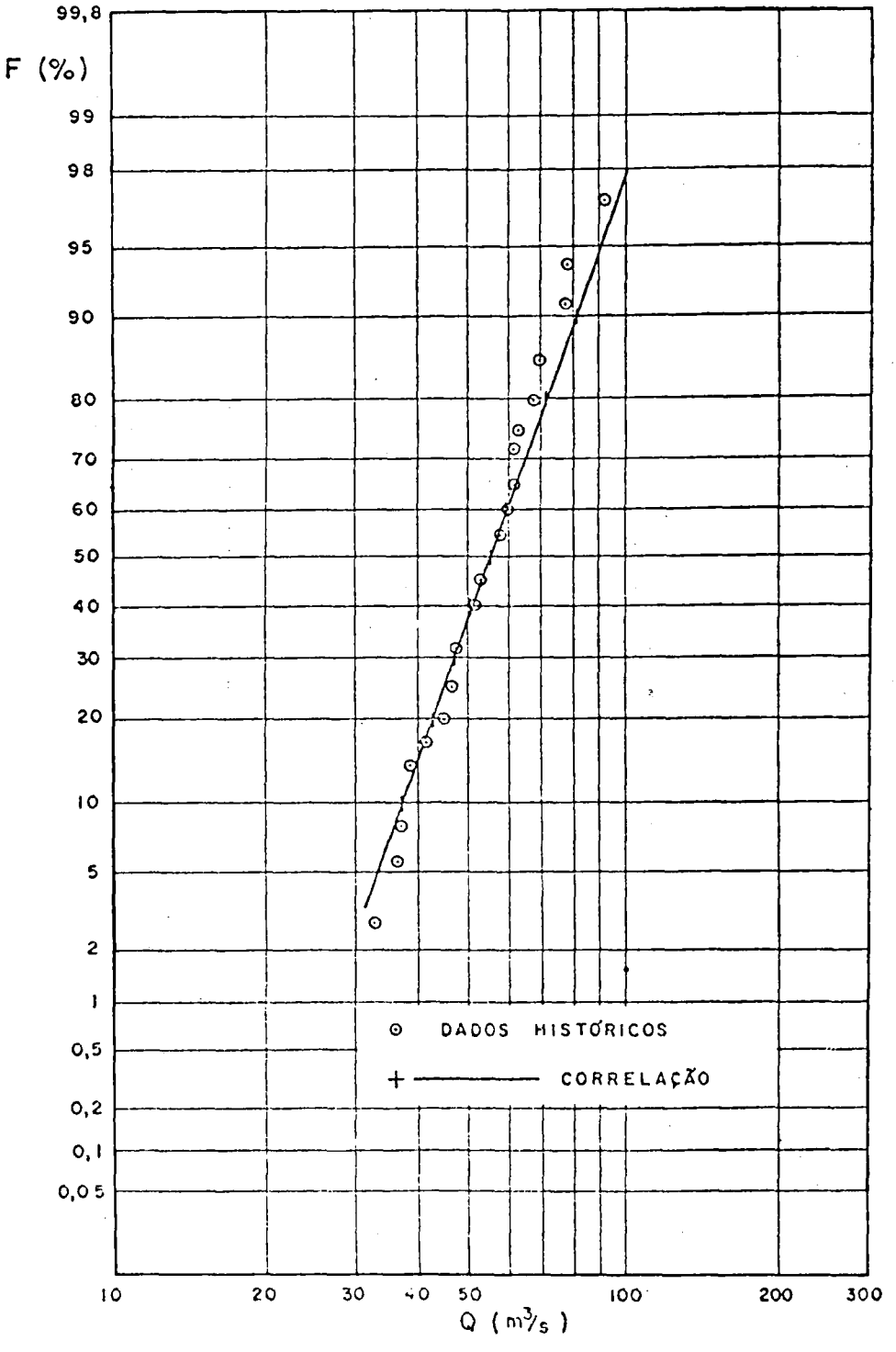


Figura 7 — Comparação entre curvas de probabilidades traçadas com dados históricos e por correlação com o número máximo de dias consecutivos sem chuva

6 – COMPARAÇÃO DO MÉTODO DA CORRELAÇÃO COM O NÚMERO DE DIAS SEM CHUVA E DO TRAÇADO DIRETO DA CURVA DE FREQUÊNCIA A PARTIR DE POUCOS DADOS

A fim de mostrar a potencialidade do método de correlação, aqui exposto, calculou-se a curva de freqüências acumuladas dos 10 valores de vazões mínimas médias mensais extraídos dos gráficos 3A e 3D e mostrados na tabela 8.

TABELA 8

Frequências acumuladas dos valores das vazões mínimas médias do rio Piracicaba, com 10 anos de dados

Q (m^3/s)	F (%)
33,3	9,09
36,6	18,18
36,8	27,27
38,6	36,36
45,1	45,45
46,0	54,54
47,9	63,63
48,1	72,72
70,3	81,81
77,0	90,90

Com os valores da Tabela 8, construiu-se o gráfico da Figura nº 8. Na mesma figura foi plotada a curva da Figura 6. Pode-se observar que as duas curvas não coincidem, mostrando assim que, o método de correlação é superior ao método de cálculo direto da frequência com poucos dados.

7 – OBSERVAÇÕES FINAIS

O objetivo da apresentação desse método é antes de tudo, para receber sugestões e críticas. O autor está certo que apesar de eventuais imprecisões estatísticas, a idéia envolvida é interessante e merece melhores estudos.

O autor agradece aos Engºs. Antonio Garcia Occhipinti, Sunao Assae e Maria Aparecida Simões da Hidroconsult Consultoria, Estudos e Projetos Ltda. pelas primeiras críticas ao método.

8 – BIBLIOGRAFIA

– Viparelli, Carlo – Idrologia Applicata All'Ingegneria – Fondazione Politecnica Per Il Mezzogiorno D'Italia – IEM – Casoria-Napoli 1964.

– Yevjdvish, Vujica – Probability and Statistics in Hidrology-Water Resources Publications – Fort Collins – Colorado-USA. 1972.

– Villela, S.M. e Mattos, Arthur – Hidrologia Aplicada – Ed. McGraw-Hill do Brasil – 1975

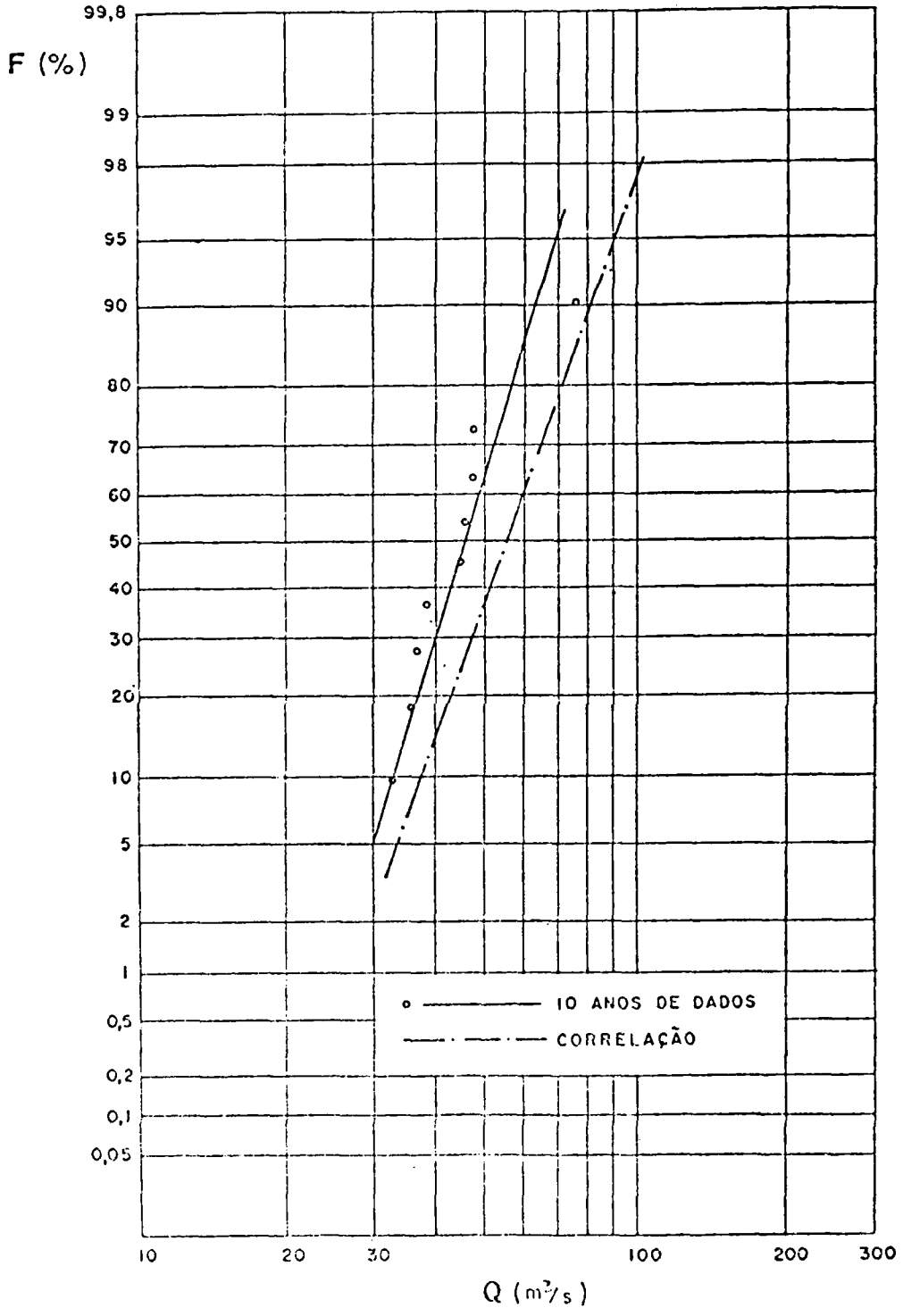


Figura 8 – Comparação entre curvas de probabilidades traçadas com 10 anos de dados e por correlação com o número máximo de dias consecutivos sem chuva.

SECA AGRONÔMICA NA ZONA CANAVIEIRA DO ESTADO DE SÃO PAULO COM BASE PARA OS ESTUDOS DE IRRIGAÇÃO

Justo Moretti Filho (*)
Jesus Marden dos Santos (**)

1 - INTRODUÇÃO

O problema criado pelo aumento de população e a tendência de proporcionar segurança e um melhor nível de vida em todas as partes do mundo tem despertado a atenção, cada vez maior, a tudo que se relacione com a economia da água.

A água é um fator indispensável à vida. O consumo direto da água para a subsistência do homem constitui uma pequena porcentagem das suas necessidades totais. A água exerce seu principal controle sobre os destinos do homem em combinação com o mecanismo do sistema solo-água-planta, no espaço e no tempo.

Atualmente se dedica suficiente atenção ao fato de que as necessidades quantitativas ideais de água para o sistema solo-água-planta estão reguladas pelos fatores e elementos climáticos de uma região qualquer. Há inúmeros estudos e métodos científicos que nos permitem avaliar a necessidade básica média de água, partindo de dados meteorológicos e os estudos em torno dos problemas de irrigação assumem, progressivamente, novos aspectos.

Estudos teóricos e métodos de aplicação prática são preconizados, para avaliar os efeitos dos elementos e fatores de clima nas perdas de água do solo por evaporação e transpiração vegetal (evapotranspiração), em poucas combinações de certas espécies vegetais com determinados tipos de solos e em climas específicos. Tal fato indica a necessidade de um conhecimento mais amplo dos fatores que influem na evapotranspiração, mesmo em regiões úmidas, a fim de se tornarem mais eficientes os métodos de controle da produção agrícola, através de irrigação adequada.

Os períodos secos não são apenas o resultado da falta de precipitação, mas dependem, também, da temperatura do ar, do total de horas de insolação, do balanço da radiação na camada de ar próxima ao solo e da velocidade do vento, assim como da quantidade de umidade presente no solo, sob a forma disponível para a utilização das plantas.

A fim de situar propriamente o valor e o significado dos métodos experimentais é necessário conhecer com que freqüência as condições de seca ocorrem, ou a probabilidade daquelas condições poderem ser excedidas.

Para que se verifique uma rápida expansão da agricultura irrigada em zonas canavieiras, é necessário que haja uma compreensão bastante razoável das condições naturais que determinam a necessidade de irrigação.

Assim sendo, julgamos oportuno apresentar os resultados de uma pesquisa de âmbito regional, relacionada com a zona canavieira do Estado de São Paulo.

Neste trabalho é analisada a distribuição diária das chuvas em cinco localidades da zona canavieira do Estado de São Paulo, assim como a variação diária da evapotranspiração potencial pelo método de Penman (1948). Com os valores de precipitação e de evapotranspiração potencial procedeu-se ao cálculo do balanço hídrico para a determinação dos períodos de seca agronômica. Após conhecer-se a freqüência desses períodos calculou-se a probabilidade de ocorrência dos períodos de seca.

A seca aqui avaliada tem um caráter verdadeiramente agronômico, constituindo um critério ou padrão de medida que permite avaliar-se o clima (dados meteorológicos) com o fim de prover o solo de condições adequadas de umidade disponível ao desenvolvimento das plantas.

2 – MATERIAL E MÉTODOS

2.1. Material

A área estudada está reconhecida por cinco localidades representativas da zona canavieira do Estado de São Paulo, a saber: Jaú, Ribeirão Preto, Limeira, Piracicaba e Campinas.

Segundo CAMARGO e ORTOLANI (1964), as áreas canavieiras dessa zona possuem os climas Cwa, tropical de altitude, e Aw, com verão chuvoso e inverno relativamente seco. As isotermas do mês mais quente estão em torno de 23 e 24°C e as do mês mais frio, ao redor de 17 e 18°C. Os totais anuais de chuvas, variam desde 1.000 até 1.400 mm.

(*) Professor Titular do Departamento de Engenharia Rural, E.S.A, "Luiz de Queiroz", USP, Piracicaba (SP), 1975.

(**) Professor Assistente Doutor do Departamento de Física e Meteorologia, E.S.A. "Luiz de Queiroz", USP, Piracicaba (SP) 1975.

Como os estudos se aplicam especificamente para a cana-de-açúcar, considerou-se que 50 cm seria a profundidade efetiva das raízes. De acordo com os solos encontrados na região estabeleceu-se que a quantidade de água disponível variava de 15, 25 e 50 mm.

Foram utilizados os dados de precipitação em 24 horas, do arquivo do Instituto Agronômico de Campinas, assim como os valores de temperatura, insolação e constante solar para a estimativa da evapotranspiração potencial pelo método de Penman-Van Bavel.

2.2. Métodos

As determinações, que são aqui descritas, resultam das considerações e aplicações do método sugerido por Van Bavel (1953, 1956, 1957a, 1957b, 1957c e 1959), que visa adotar um critério para definir a "seca", com base nas condições de umidade do solo e comportamento ou resposta da planta.

Além do método de estimativa da evapotranspiração, os autores adotaram como base para a determinação dos períodos de "seca agronômica", um balanço hídrico diário simplificado, no qual se considerava a precipitação diária e a evapotranspiração potencial diária, além das bases de água disponível, 15, 25 e 50 mm. Segundo Van Bavel (1959) dia seco seria o período de 24 horas, no qual a tensão de umidade no solo excede um limite que, com base na evidência experimental, pode ser tomado como um momento em que o processo de produtividade da planta está sendo apreciavelmente afetado.

Da relação de dias secos ocorridos durante os meses, de janeiro a dezembro, computou-se a distribuição de freqüência dos números envolvidos, para cada quantidade base (15, 25 e 50 mm) de água disponível do solo, relativamente a cada uma das 5 localidades da zona canavieira em estudo.

Para facilitar o estudo da distribuição de freqüência de dias secos por mês, reuniu-se os valores em oito classes de 4 dias secos: 0 - 3, 4 - 7, 8 - 11, 12 - 15, 16 - 19, 20 - 23, 24 - 27 e 28 - 31.

Em seguida, para cada mês e localidade, demarcou-se em papel de probabilidade as porcentagens acumuladas (ou freqüências acumuladas), em relação aos menores valores de cada classe de dias secos. Para os gráficos assim obtidos, o eixo das abcissas (é uma escala linear) indica o "número mínimo de dias secos" e o eixo das ordenadas, os valores acumulados da probabilidade expressa em porcentagem. Neste tipo de papel, a escala da ordenada se baseia, na transformação da curva de distribuição normal de freqüência em uma reta.

Para a contagem de dias secos por ano foi adotado o mesmo procedimento, só que os dados foram reunidos em 25 classes de 10 dias secos cada uma: 0 - 9, 10 -19, 20 - 29, etc.

4 – RESUMO

Apresenta-se aqui um estudo básico para a elaboração dos projetos de irrigação, que consiste na aplicação do método proposto por Van BAVEL para a estimativa de "seca agronômica" na zona canavieira do Estado de São Paulo. Tal estimativa se baseia nos registros meteorológicos e dados de água disponível dos solos daquela região.

Foram usados os registros de precipitação diária de cinco localidades representativas da zona canavieira em apreço, concernentes a Jaú (19 anos), Ribeirão Preto (24 anos), Limeira (27 anos), Piracicaba (44 anos) e Campinas (71 anos).

Os cálculos dos valores estimativos da evapotranspiração diária foram elaborados, empregando-se o método de PENMAN-BAVEL.

Para se determinar o número de dias secos, a partir dos dados de precipitação e de evapotranspiração, computou-se o balanço diário de umidade de solo (sob a forma de disponibilidade à planta, na profundidade de exploração efetiva das raízes da cana-de-açúcar, aqui consideradas como sendo de 50 centímetros).

A ocorrência da seca agronômica foi descrita em termos de dias secos para três bases de armazenamento de umidade do solo, na zona das raízes, em condições de diponibilidade à planta e em cinco níveis ou limites de probabilidades (10 a 50%).

As quantidades bases estudadas foram 15, 25 e 50 milímetros (de altura de água), suficientes para satisfazer a maioria dos tipos de solos encontrados na zona canavieira do Estado.

Os dias secos assinalados foram classificados e analisados pelo método estatístico ou de probabilidades por períodos, mensal e anual.

Com base sobre o número estimado de dias secos que ocorrem anualmente, pode-se apreciar que a seca agronômica é muito comum na zona canavieira estudada, sendo severa durante o inverno, para quase todos os tipos de solos, inclusive os de quantidade base elevada.

5 – SUMMARY

A basic study to design irrigation systems is presented and the Van BAVEL's method to estimate drought ocurrence in the sugar-cane belt in São Paulo State was used. The meteorological records and available soil moisture data of that area was used for such estimates.

Daily precipitation records from 5 stations located in sugar-cane belt was used. The periods of available observations were taken from Jaú (19 years), Ribeirão Preto (24 years), Limeira (27 years), Piracicaba (44 years) and Campinas (71 years).

Values of daily evapotranspiration were estimated by the use of PENMAN-BAVEL method.

Daily soil moisture balance was established to determine the number of drought-days, considering that the soil moisture was available to sugar-cane in the root-zone within a layer 50 centimeters deep.

Drought ocurrence was described in terms of number of drought-days for three soil moisture storage basis, available to the plant, named by author's method "base amounts", and at five probabilities (10 to 50%).

The base amounts were 15, 25 and 50 centimeters (available water), enough to satisfy the majority of soil types in the sugar-cane belt of the State.

Drought-days were classified and analysed by statistical or probability methods on monthly and anuual periods.

Based on the estimated number of drought-days ocurring yearly, it may be seen that drought is quite common at the studied zone and severe during the winter season for almost all soil sypes even that great base amount.

6 – BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

1. ALLRED, E. R. & CHEN, R. Evaluating irrigation needs in humid areas. Agric. Engng 34:611-615. 1953.

2. BARGER, G. L. & THOM, H. C. S. Evaluation of drought hazar. Agron. J. 41(11): 519-526. 1949b.

3. ———— A method for characterizing drought intensity in Iowa. Agron. J. 41(1): 13-19. 1949a.

4. BAVEL, C. H. M. VAN. A drought criterion and its application in evaluatin drought incidence and hazard. Agron. J. 45(4): 167-172. 1953.

5. ——— Drought and water surplus in agricultural soils of the lower Mississipi Valey Area. Tech. Bull. U.S. Dep. Agric. 1209, 93p. 1959.

6. ——— Lysimetric measurement of evapotranspiration rates in the Eastern United States. Proc. Soil Sci. Soc. Am. 25(2): 138-141. 1961.

7. ———& CARREKER, J. R. Agricultural drought in Georgia. Tech. Bull. Ga agric. Exp. Stn 15, 41p. 1975c.

8. ———, FOREST, L. A. & HARRIS, D. G. Predicting the need for irrigation from climatological data. A. Rep. N. Carol. agric. Exp. Stn 1954, 41p. 1955.

9. ———— &PEELE, T. C. Agricultural drought in South Carolina, Bul. S. Carol. agric. Exp. Stn 447, 35p. 1957b.

10. ——— &LILLARD, J. H. Agricultural drought in Virginia. Tech. Bull. Va agric. Exp. Stn 128, 38p. 1957a

11. ——— & VERLINDEN, F. J. Agricultural drought in North Carlonia. Tech. Bull. N. Carol. agric. Exp. Stn 122, 60p. 1956.

12. BAVEL, C. H. M. VAN & WILSON, T. V. Evapotranspiration estimates as criteria for determining time of irrigation. Agric. Engng 33:417-418. 1952.

13. CAMARGO, A. P. & ORTOLANI, A. A. Clima das zonas canavieiras do Brasil. In Instituto Brasileiro de Potassa, ed. Cultura e adubação da cana-de-açúcar. São Paulo, I. B. P., 1964, p. 121-138.

14. PENMAN, H. L. Natural evaporation from open water, bare soil and grass. Proc. R. Soc. Serie A 193:120-145 1948.

15. ——— The physical bases of irrigation control. Int. hort. Congr. 13th. London, 1952, Proc. 2:913-924.

16. TANNER, C. B. Potential evapotranspiration estimates by approximate energy balance methqd of Penman. J. geophys. Res. 65(10):3391-3413. 1960.

DETERMINAÇÃO DA DIFUSIVIDADE DA ÁGUA NO SOLO EM CONDIÇÕES DE CAMPO

O. Brunini*
K. Reichardt**
F. Grohmann***
J. M. dos Santos**

INTRODUÇÃO

O fluxo de água em um perfil de solo constitui uma das importantes fases do ciclo hidrológico, sendo que, parte deste ciclo é regulado pelo perfil de solo, através do seu efeito sobre o fluxo de água.

Os parâmetros relacionados com o movimento, retenção e redistribuição da água no solo, são a difusividade e/ou a condutividade hidráulica. Existe uma relação entre estes parâmetros, que pode ser obtida a partir de suas definições, como será visto adiante.

Os métodos de determinação da difusividade da água a partir de experimentos de infiltração horizontal de água em colunas de solo foram analisados por Sellim et allii (1970) e concluiram que o método de determinação da difusividade a partir de um ponto fixo e o método a partir de um tempo fixo são eficazes para a determinação da difusividade da água no solo em laboratório. Estes métodos foram porém aplicados e constestados para casos de infiltração de água em solo homogêneo inicialmente seco ao ar.

Reichardt et allii (1972) ampliaram a teoria de determinação da difusividade da água no solo, e concluiram que uma constante de generalização pode ser determinada para cada tipo de solo, analisando o avanço da frente de molhamento como uma função da raiz quadrada do tempo. Conhecendo-se a difusividade de um solo padrão e as constantes de generalização de outros solos, pode-se determinar a difusividade da água nestes outros solos.

Reichardt e Libardi (1973), utilizando o princípio acima apresentado, propõem uma equação para cálculo da difusividade da água em um solo, pela análise da infiltração horizontal da água em colunas de solo homogêneo em laboratório.

Gardner (1970) apresenta um método para cálculo da difusividade, considerando a drenagem interna do perfil de solo, através de uma solução aproximada da equação de fluxo insaturado e de medidas sucessivas do potencial da água no solo. Este método apresenta a vantagem de poder ser aplicado a um solo em condições de campo e não apresenta a limitação de ser aplicado a um solo homogêneo inicialmente seco ao ar.

Neste trabalho é apresentado um método para cálculo da difusividade hidráulica do solo, semelhante àquele sugerido por Gardner (1970), através de medidas sucessivas do conteúdo de água durante a drenagem de perfil de solo, inicialmente saturado, coberto com plástico, assumindo-se um gradiente de potencial total da água unitário.

TEORIA

A equação que rege o fluxo de água no solo é:

$$q = - K(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial Z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

onde q é o fluxo da água ($cm^3 . cm^{-2} . seg^{-1}$), k a condutividade hidráulica do solo ($cm.seg^{-1}$) e $\partial \psi / \partial Z$ o gradiente de potencial total da água no solo (cm de H2O.cm^{-1}).

Considerando-se o potencial total da água no solo (ψ , cm de H2O) como uma função apenas do potencial matricial (ζ , cm de H2O) e do gravitacional (Z, cm de H2O), tem-se:

* Seção de Climatologia Agrícola – Instituto Agronômico – Campinas, CNPq.
** Departamento de Física e Meteorologia e Centro de Energia Nuclear na Agricultura – Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz" – USP Piracicaba
***Seção de Pedologia – Instituto Agronômico – Campinas, CNPq.

$$\psi = Z + \zeta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Pela substituição de (2) em (1) tem-se:

$$q = - K(\theta) \frac{\partial \zeta}{\partial Z} - K(\theta) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Considerando o potencial matricial (ζ) como função unívoca da umidade do solo (θ, $cm^3 . cm^{-3}$), que é a curva característica do solo $\zeta(\theta)$, pode-se escrever que:

$$q = - K(\theta) \frac{\partial \zeta}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial Z} - K(\theta) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

A equação (4) pode ser transformada na seguinte expressão, reconhecendo que a difusividade da água no solo $D(\theta) = - K(\theta)\ \partial\zeta/\partial\theta$ ($cm^2 . seg^{-1}$):

$$q = D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial Z} - K(\theta) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

ou

$$q + K(\theta) = D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial Z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

Em um perfil do solo inicialmente saturado, coberto com plástico para se evitar a evaporação, o gradiente de potencial total da água pode ser assumido igual a 1, sem incorrermos em grande erro na estimativa de fluxos. Deste modo o fluxo de drenagem (q) será igual à condutividade hidráulica do solo, como indica a equação (1).

Com base nesta aproximação, a expressão (6) fica:

$$D(\theta) = \frac{2q}{\partial\theta/\partial Z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

Porém em um solo coberto com plástico o fluxo de drenagem em um certo período de tempo e em dada profundidade L (cm), corresponde à variação no armazenamento da água no solo ΔM (cm de H20) em relação ao tempo considerado t(dia) ou seja:

$$q_L = \frac{\Delta M_L}{t} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8)$$

Desse modo, substituindo (8) em (7) tem-se:

$$D(\theta)_L = \frac{2 \frac{\Delta M_L}{t}}{(\partial\theta/\partial Z)_L} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

A difusividade da água no solo foi determinada num mesmo perfil, porém em dois períodos distintos. O primeiro correspondeu a 27 dias de observação enquanto que o segundo período foi de 40 dias.

Em uma área de 10 x 10 m de Latossolo Roxo, de textura argilosa, dois tubos de alumínio foram introduzidos, para o acesso da fonte de nêutrons para a determinação da umidade do solo nas profundidades de 30, 60, 90 e 120 centímetros.

Inundou-se a superfície do solo com água suficiente para a saturação de todo o perfil até a profundidade de 200 cm e após isso cobriu-se sua superfície com plástico para evitar a evaporação.

A umidade às profundidades de 30, 60, 90 e 120 cm foi determinada pela técnica de moderação de neutrons, e na superfície por gravimetria.

A variação no armazenamento da água no solo para as respectivas profundidades foi determinada pela diferença nas áreas dos trapézios formados pela umidade do solo e a profundidade, entre duas medidas consecutivas.

A sequência de operações para cálculo da difusividade foi a seguinte:

1 – Anotar os valores da umidade do solo em cm3 de H20/cm^3 de solo para cada profundidade nos diversos tempos e fazer o gráfico θ vs Z.

2 – Calcular o armazenamento da água no solo, da superfície até cada profundidade, para cada tempo.

3 – Calcular a variação no armazenamento da água no solo a cada profundidade entre duas medidas consecutivas.

4 – Determinar o fluxo médio de água no solo em cada profundidade e no período considerado, dividindo a variação do armazenamento entre as duas medidas consecutivas pelo tempo correspondente.

5 – Multiplicar por dois o valor do fluxo de água obtido em (4).

6 – Determinar o valor de $\partial\theta/\partial Z$ para cada profundidade e tempo considerado.

7 – Calcular a difusividade da água no solo para cada profundidade e para diferentes valores de umidade do solo, pela divisão do dobro do fluxo de água no solo (5) pelo correspondente valor da derivada $\partial\theta/\partial Z$.

8 – Determinar o valor da umidade média do perfil ($\overline{\theta}$) em cada leitura pela divisão do armazenamento de água na camada pela altura correspondente.

9 – Traçar em papel semilogarítmico os valores da difusividade da água no solo para cada profundidade, em função da umidade média do perfil E.

10 – Verificar a dependência de D em função de θ.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este experimento foi realizado em um Latossolo Roxo de textura argilosa do Centro Experimental de Campinas. O ensaio foi duas vezes para que a teoria apresentada pudesse ser avaliada.

Os resultados deste experimento estão sendo representados nas figuras 1 e 2 e nos quadros 1 a 3.

A relação entre a difusividade da água no solo e a umidade do solo é representada por uma reta em uma escala semilogarítmica. Isto significa que esse fenômeno pode ser representado por uma equação exponencial do tipo:

$$D = a \exp(b\theta)$$

onde a e b são constantes que dependem das características de cada camada do solo, que podem ser determinadas a partir da regressão linear de lnD vs θ.

Pela figura 2 observa-se que os valores da difusividade da água no solo em função da umidade não podem ser caracterizados por uma única expressão, e que, mais especificamente às profundidades de 30 e 60 cm, são marcadamente diferentes. A razão desta diferença deve-se provavelmente às diferenças texturais do perfil. Além disso, observam-se diferenças entre as várias camadas nos dois períodos de análise, e isto provavelmente deve-se ao fato de nunca se conseguir saturar completamente um perfil de solo em condições naturais.

Este método mostrou-se razoável e aplicável para determinação da difusividade da água no solo em condições de campo, pois além de se trabalhar com o solo em sua estrutura natural, reflete as condições reais nas quais a água se move no perfil de solo.

A aproximação feita na qual o gradiente de potencial foi considerado igual à unidade não trouxe nenhum inconveniente, pois o mesmo quando medido com tensiômetro foi próximo a 1. Isto não invalida o método para os casos em que o gradiente de potencial não seja unitário, nestes casos uma correção do valor da condutividade hidráulica em função deste gradiente deve ser feita. Neste caso, podemos substituir

$K(\theta)$ por $q/(\partial\psi/\partial Z)$ na equação (6) e esta fica:

$$q\left(1 + \frac{\partial Z}{\partial \psi}\right) = D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial Z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (10)$$

e a difusividade da água no solo pode ser calculada por:

$$D(\theta)_L = \frac{\frac{\Delta M_L}{t}\left(1 + \frac{\partial Z}{\partial \psi}\right)_L}{(\partial\theta/\partial Z)_L} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11)$$

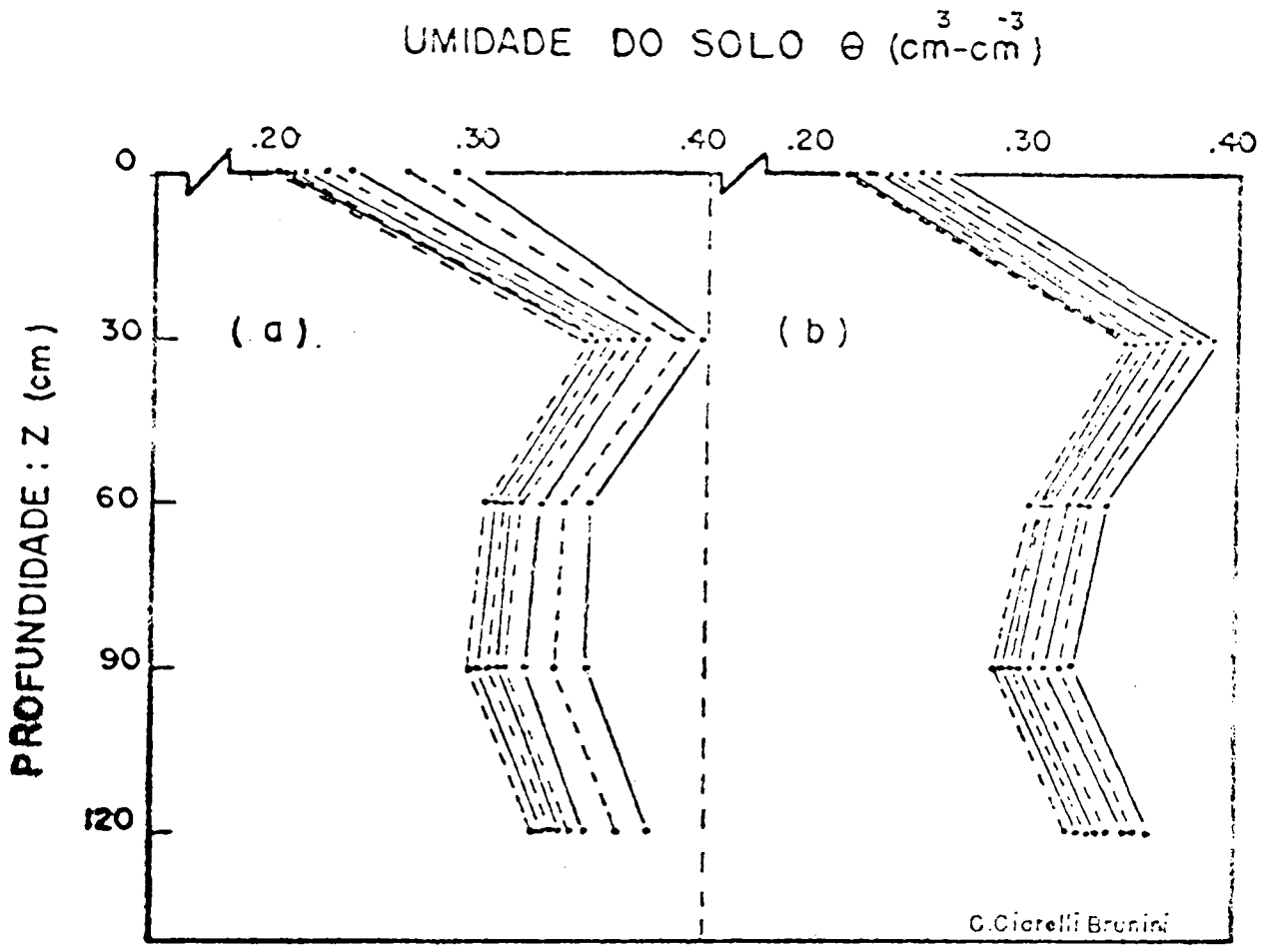


Figura 1 - Variação da umidade do solo em função do tempo e da profundidade nos dois períodos de observação: 1º período (a) e 2º período (b).

UFRGS
BIBLIOTECA IPH

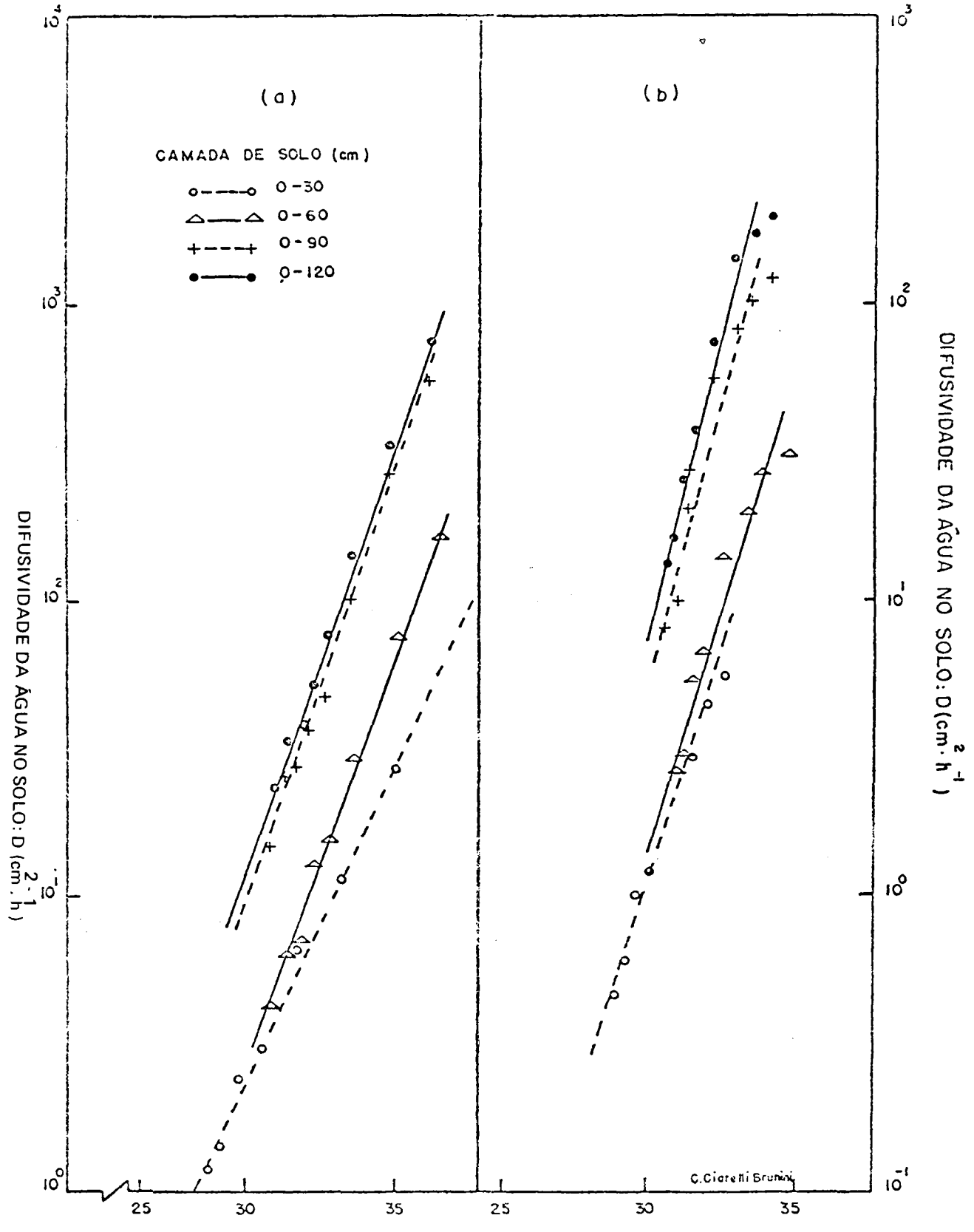


Figura 2 — Valores experimentais da difusividade da água no solo em função da umidade do solo nos dois períodos de observação: 1º período (a) e 2º período (b).

Quadro 1 - Determinação da difusividade hidráulica do solo, para o 1º periodo de observação.

Tempo: t (horas)	Camada (cm)	q ($cm.h^{-1}$)	2q ($cm.h^{-1}$)	$\partial\theta/\partial z$ (cm^{-1})	$D(\theta)$ ($cm^2.h^{-1}$)	θ ($cm^3.cm^{-3}$)
20	0- 30	0,0563	0,1126	0,004	28,2	.346
	0- 60	0,0863	0,1726	0,001	172,6	.361
	0- 90	0,1170	0,2340	0,0004	585,0	.358
	0-120	0,1553	0,3106	0,0004	776,5	.359
40	0- 30	0,0255	0,051	0,004	12,8	.329
	0- 60	0,0473	0,0946	0,0012	78,8	.346
	0- 90	0,0683	0,1366	0,0005	273,2	.343
	0-120	0,0830	0,1660	0,0005	332,0	.345
80	0- 30	0,0135	0,027	0,004	6,8	.311
	0- 60	0,0199	0,0398	0,0013	30,6	.332
	0- 90	0,0304	0,0608	0,0006	101,3	.329
	0-120	0,0420	0,084	0,0006	140,0	.331
120	0- 30	0,007	0,014	0,005	2,8	.302
	0- 60	0,0124	0,0248	0,0015	16,5	.324
	0- 90	0,0173	0,0346	0,0007	49,4	.322
	0-120	0,0225	0,045	0,0006	75,0	.324
160	0- 30	0,006	0,012	0,005	2,4	.294
	0- 60	0,0098	0,0196	0,0015	13,0	.318
	0- 90	0,0128	0,0256	0,0007	36,6	.316
	0-120	0,0158	0,0316	0,0006	52,7	.318
200	0- 30	0,0034	0,0068	0,005	1,4	.289
	0- 60	0,0056	0,0112	0,0016	7,0	.314
	0- 90	0,0083	0,0166	0,0007	23,7	.312
	0-120	0,0116	0,0232	0,0006	38,7	.314
250	0- 30	0,0030	0,0060	0,005	1,2	.284
	0- 60	0,0051	0,0102	0,0016	6,4	.310
	0- 90	0,0092	0,0184	0,0007	26,3	.308
	0-120	0,0102	0,0204	0,0006	34,0	.310
300	0- 30	0,0015	0,0030	0,005	0,6	.282
	0- 60	0,0036	0,0072	0,0017	4,2	.307
	0- 90	0,0054	0,0108	0,0007	15,4	.305
	0-120	0,0072	0,0144	0,0006	24,0	.307

Quadro 2 – Determinação da difusividade hidráulica do solo para o 2º período de observação.

Tempo: t (horas)	Camada (cm)	q ($cm.h^{-1}$)	2q ($cm.h^{-1}$)	$\partial\theta/\partial Z$ (cm^{-1})	$D(\theta)$ ($cm^2.h^{-1}$)	θ ($cm^3.cm^{-3}$)
24	0- 30	0,0120	0,0240	0,0042	5,7	.324
	0- 60	0,0210	0,0420	0,0013	32,7	.344
	0- 90	0,0310	0,0620	0,0005	122,5	.339
	0-120	0,0400	0,0800	0,0004	200,0	.340
48	0- 30	0,0100	0,020	0,0042	4,5	.317
	0- 60	0,0180	0,036	0,0013	27,9	.336
	0- 90	0,0260	0,052	0,0005	105,0	.332
	0-120	0,0350	0,070	0,0004	175,0	.333
72	0- 30	0,0063	0,0126	0,0042	3,0	.312
	0- 60	0,0131	0,0262	0,0013	20,2	.331
	0- 90	0,0210	0,0420	0,0005	82,5	.327
	0-120	0,028	0,056	0,0004	140,6	.327
120	0- 30	0,0054	0,0108	0,0043	2,5	.303
	0- 60	0,0100	0,020	0,0014	14,3	.323
	0- 90	0,0147	0,0294	0,0005	58,8	.319
	0-120	0,0191	0,0382	0,0005	76,3	.320
192	0- 30	0,0025	0,0050	0,0043	1,2	.297
	0- 60	0,0048	0,0096	0,0014	6,8	.317
	0- 90	0,0069	0,0138	0,0005	27,5	.313
	0-120	0,0092	0,0184	0,0005	36,7	.314
240	0- 30	0,0022	0,0044	0,0043	1,0	.294
	0- 60	0,0038	0,0076	0,0014	5,4	.314
	0- 90	0,0050	0,0100	0,0005	20,0	.311
	0-120	0,0066	0,0132	0,0005	26,3	.311
360	0- 30	0,0013	0,0026	0,0043	0,6	.289
	0- 60	0,0023	0,0046	0,0014	3,2	.310
	0- 90	0,0030	0,0060	0,0006	10,0	.307
	0-120	0,0041	0,0082	0,0005	16,5	.307
480	0- 30	0,0010	0,0020	0,0043	0,46	.285
	0- 60	0,0019	0,0038	0,0014	2,7	.306
	0- 90	0,0025	0,0050	0,0006	8,3	.303
	0-120	0,0034	0,0068	0,0005	13,5	.304

Camada do Solo (cm)	1º Período			2º Período		
	a	b	r^2	a	b	r^2
0 - 30	$1,46.10^{-7}$	55,67	0,96	$3,78.10^{-9}$	65,81	0,96
0 - 60	$3,92.10^{-9}$	68,30	0,99	$1,07.10^{-9}$	71,09	0,95
0 - 90	$1,28.10^{-8}$	68,88	0,99	$1,23.10^{-9}$	75,48	0,92
0 - 120	$3,27.10^{-8}$	66,66	0,99	$2,52.10^{-10}$	81,70	0,95

SUMMARY

Soil-water-diffusivity has evaluated classically in function of horizontal infiltration experiments in soil columns, in the laboratory. The determination of soil water diffusivity is presented here in function of soil water content for a soil profile under field conditions. In this method the hidraulic potential gradient of the water in the soil is considered equal to I during the drainage of an initially saturated profile and only sucessives measurements of soil-water content are necessary.

BIBLIOGRAFIA

GARDNER, W. R. 1970 Field Measurement of Soil Water Diffusivity. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 34:832 - 833.

REICHARDT, K.; NIELSEN, D. R. BIGGAR, J. W. 1972 - Scaling of horizontal infiltration into homogeneous of horizontal infiltration into homogeneous soils. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 36:241-245.

REICHARDT, K. LIBARDI, P.L. 1973 A new equation for the estimation of soil-water diffusivity. In Symposium on Isotopes and Radiation Techniques in Soil Physics and Irrigation Studies - IAEA, Viena - 1 - 5, October p: 45 - 51.

SELIM, H. M.; KIRKHAM, D. AMEMIVA, M. 1970 A comparison of two methods for determining soil water diffusivity. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 34:14 - 18.

PARÂMETROS DE UMIDADE EM SOLOS DOS CERRADOS.

Euzébio Medrado da Silva*

I. INTRODUÇÃO:

As áreas de Cerrado no Brasil cobrem cerca de 1,8 milhões de km^2 (Ranzani, 1971). Pelas suas características, constituem a região de maior potencial de expansão para a agropecuária brasileira. Os problemas que limitam sua total utilização são representados pela baixa fertilidade do solo e principalmente pela insuficiência hídrica. produzida pela irregular distribuição de chuvas (Wolf, 1975).

A grande maioria das áreas de Cerrado é caracterizada por estações secas e chuvosas bem definidas (Reis, 1971). A falta de chuvas durante a época seca não permite o desenvolvimento normal de culturas e reduz a produção e qualidade de gramíneas nativas (Wolf, 1975); por outro lado, a ocorrência de "verânicos" (pequenos períodos secos) durante a época chuvosa, pode comprometer seriamente as produções de culturas.

Como conseqüência destes problemas, torna-se, indispensável a realização de estudos, visando a determinação de práticas para racionalização do uso de água, através do manejo do solo e da irrigação.

Objetivando fornecer elementos básicos para a condução destas práticas, foram caracterizados os seguintes parâmetros: curva de retenção de água, velocidade de infiltração, drenagem interna, disponibilidade de água e densidade aparente; nos solos: Latossol Vermelho Amarelo e Latossol Vermelho Escuro.

2. MATERIAL E MÉTODO

2.1. Material

2.1.1. Campo experimental

O ensaio foi conduzido no campo experimental do Centro de Pesquisa Agropecuária dos Cerrados (CPA Cerrados), situado no Distrito Federal. Os solos testados foram: Latossol Vermelho Amarelo (LVA) e Latossol Vermelho Escuro (LVE).

2.1.2. Características dos solos

As duas unidades estudadas, LVA e LVE, são solos minerais com B latossólico. São solos caracterizados pela baixa saturação de bases, C.T.C. menor que 6,5 m E/100g de argila (após correção para carbono), com horizonte A fraco, textura variando de média a argilosa, muito profundos, acentuadamente drenados a bem drenados, muito porosos, ácidos e de baixa fertilidade. Apresentam perfis com seqüência de horizontes A, B e C, tendo espessura em geral de 3 a 6 metros ou mais, sendo pequena a diferenciação entre os horizontes (Quadros 1 e 2).

A topografia predominante varia de suave a ondulada; é constituída de espigões horizontais, uniformes e vertentes extensas. As declividades são bastante suaves em quase sua totalidade, variando de 1 a 10%, sendo mais comum entre 1 a 4%. As altitudes onde são encontrados estes solos variam de 800 a 1000 metros (MA, 1966).

2.1.3. Clima

O clima constante da área foi classificado por alguns investigadores, citados por Pruntel (1975), como Aw no sistema de Koppen; pelo fato da média de temperatura do mês mais frio ser 18oC ou mais, e a precipitação no mês mais seco menos do que 3/mm. Pruntel (1975) indica que o clima desta área pode ser extrapolado para grande parte do Planalto Central do Brasil. A média anual de chuvas registrada para a área de Brasília-DF em um período de doze anos (1961-1973) foi 1.582 mm (1).

Dados de clima para 1973-1974, obtidos na sede do CPACerrados são mostrados no quadro 3.

2.2. Métodos

* Pesquisador do CPAC Cerrados/Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária - EMBRAPA - Brasília - D.F.

(1) Ministério da Agricultura – DNM/DOD – E.C.P. de Brasília, D.F.

2.2.1. Curva característica de umidade do solo.

Para a determinação da tensão de umidade do solo, na faixa de 0 a 3/4 bar, foram instalados tensiômetros às profundidades de 15; 30 e 60 cm para o LVA e 7,5; 30; 60 e 90 cm para o LVE; com quatro repetições para cada solo. Os dados obtidos, devidos as suas similaridades, foram agrupados em dois intervalos de profundidade: 0-45 cm e 45-104 cm para o LVE e em um intervalo de 0-75 cm para o LVA. As leituras corrigidas dos tensiômetros foram correlacionadas com as tensões de umidade na faixa de 0-3/4 bar, através dos resultados correspondentes dos teores de umidade do solo (% por volume) determinados pelo processo gravimétrico, em amostras coletadas nas proximidades de todos os instrumentos. Para o cálculo do teor de umidade na faixa de 1 a 15 bars, para o LVE, nas profundidades de 0-45 cm e 45-105 cm e, para o LVA, na profundidade de 0-75 cm, foram usadas amostras de solos perturbadas e submetidas ao método convencional de determinações de umidade através do aparelho da membrana de pressão.

2.2.3. Drenagem interna

A drenagem interna foi determinada apenas para o LVE. Uma área de $16m^2$ (4m x 4m) foi inundada e coberta com plástico para impedir a evaporação da água e para garantir uma redistribuição total da umidade para os horizontes inferiores. As mudanças de tensões de umidade foram acompanhadas através de leituras regulares feitas durante 103 dias, sem chuva, em dez tensiômetros instalados, no centro da área inundada, e em número de dois para cada uma das seguintes profundidades: 15; 30; 90 e 120 cm. A média das leituras para cada repetição foi utilizada para a interpretação dos resultados, os quais foram agrupados em dois intervalos de profundidades, 0-45 cm e 45-135 cm.

2.2.4. Determinação da densidade aparente.

As densidades aparentes foram obtidas a partir de amostras de solos não perturbadas, coletadas em perfis adjacentes aos locais dos ensaios, nos intervalos de profundidade de 0-10 cm, 10-20 cm; 25-35 cm; 55-65 cm e 85-95 cm. Os cálculos da densidade aparente foram feitos com base no peso de solo seco à estufa, por volume de amostra.

2.2.5. Velocidade de infiltração.

A determinação da velocidade de infiltração foi feita pelo método de inundação. Uma área quase plena de 6m x 11m foi completamente inundada, usando um volume de água conhecido. A velocidade de infiltração e o total de água infiltrada foram determinadas, observando-se o tempo necessário para que todo a lâmina de água infiltrasse completamente no solo.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Características de umidade do solo.

As curvas da tensão de umidade para os solos, LVA e LVE, em diferentes profundidades estão apresentadas nas figuras 1 e 2, para os intervalos de tensões de 0-1 bar e 0-15 bares, respectivamente. Observa-se nessas curvas, no intervalo de 1/2 e 3/4 bar, uma brusca mudança no teor de umidade. Estes solos, embora de textura de média a argilosa, se comportam como arenosos, no tocante as suas características de umidade; uma vez que a maior parte da água disponível (cerca de dois terços) é armazenada e liberada sob tensões inferiores a 1 bar. Isto ocorre, porque a retenção de água na faixa de 0 a 0,3 bar é principalmente influenciada pelos macroporos existentes entre as unidades estruturais, sendo que em tensões maiores esta influência é devida aos microporos encontrados dentro das unidades estruturais (Baver, 1972).

A característica de umidade do solo, para o LVA, é menos abrupta e de maior faixa do que o LVE. É interessante notar que o LVA, não obstante, ser de textura mais leve do que o LVE (quadro 1 e 2), apresenta ainda alguma água disponível em tensões acima de 1 bar.

3.2. Drenagem interna

Os valores obtidos para drenagem interna nos intervalos de profundidades de 0-45cm e 45-135cm foram relacionados logaritmicamente com o teor de umidade do solo e representados na figura 3. Observando-se o gráfico da figura citada, pode-se notar que num mesmo nível de umidade a drenagem interna ocorre mais rapidamente no perfil abaixo dos 45cm. A causa disto pode ser atribuída ao aumento de porosidade (decréscimo de densidade aparente com a profundidade), como pode ser visto no quadro 4, descrito abaixo:

QUADRO 4. VALORES DE DENSIDADE APARENTE EM VÁRIAS PROFUNIDADES PARA SOLOS DO CPACerrados.

Profundidade (cm)	Densidade aparente (g/cm^3)		
	LVE		LVA
	Local I	Local II	
0-10	1,05	--	--
10-20	--	1,06	1,26
25-35	1,02	1,06	1,27
55-65	0,95	1,00	1,23
85-95	0,96	0,95	--

A drenagem dos primeiros 45 cm de solo pode atingir 4,8 mm/dia quando o solo estiver com 31% de umidade, o que normalmente ocorre um dia após uma irrigação ou chuva pesada. Estes valores de drenagem diminuem rapidamente ao ponto de cair para 0,26 mm/dia, após três dias de drenagem combinada com evaporação.

3.3. Velocidade de infiltração.

Os resultados do teste de infiltração para duas irrigações estão representados na figura 4. As curvas de infiltração acumuladas em função do tempo foram determinadas apenas para o LVE. Os teores de umidade, antes da primeira irrigação, variaram de 15% (na superfície) a 20% (na camada profunda) e de 20% (na superfície) a 27% (na camada profunda, antes da segunda irrigação. A velocidade de infiltração foi muito grande e variou de 17 a 22 cm/hora, independente do teor de umidade inicial. As velocidades de infiltração encontradas foram muito semelhantes àquelas determinadas, em Porto Rico para outros oxissols, por Wolf (1974). Moura e Buol (1972), citados por Wolf (1975), encontraram para um latossol roxo de Minas Gerais, Brasil, uma velocidade de infiltração menor. A não semelhança dos dados ocorre, provavelmente, devido aos diferentes métodos usados e pela diferença estrutural existente entre os dois solos. Durante a realização do teste não foi observado movimento lateral da umidade, presumindo-se que toda a água tenha percolado verticalmente.

Observando-se a figura 4, nota-se que se as curvas fossem extrapoladas nenhuma delas passaria pela origem. Isto sugere que um determinado tempo inicial é necessário para que os macroporos sejam ocupados, após o qual a infiltração se processa rapidamente. Este fenômeno explica a causa da erosão superficial provocada pelas chuvas, mesmo com intensidade de precipitação menores que 16 cm/hora.

3.4. Disponibilidade de água.

Com os dados obtidos na descrição da curva de tensão de umidade, para os solos LVA e LVE, foi construído um gráfico, mostrado na figura 5, para representar a quantidade de água disponível nos citados solos para cada tensão dada. Para representação dos limites superiores (capacidade de campo) e inferiores (ponto de murchamento) da água disponível, foram utilizados os teores de umidade correspondentes as tensões de 1/10 bar e 15 bars, respectivamente. A disponibilidade de água nestes solos revelou-se baixa, concordando com resultados obtidos em latossolos, por Baver (1972), Grohman e Medina (1962), Moura e Buol (1972) e Dedecek (1974).

Foi encontrado que o LVA pode suprir 40% mais água do que o LVE, não obstante sua maior percentagem de areia. O LVE armazena, em torno 35 mm de água para cada 30 cm de solo, enquanto que o LVA atinge aproximadamente 50 mm de água para cada 30 cm de solo. Wolf (1975) citou que uma cultura com o sistema radicular instalado nos primeiros 30 cm de solo no LVE, esgotaria a água do solo ao ponto de a tensão de umidade alcançar valores maiores que 1 bar, dentro de quatro dias, sob uma evapotranspiração típica de 6 mm/dia.

Quadro 3 – Constantes a e b da equação exponencial que descreve, em escala semi-logarítmica, os valores de difusividade da água no solo em função da umidade, com os respectivos coeficientes de determinação nos dois períodos de observação.

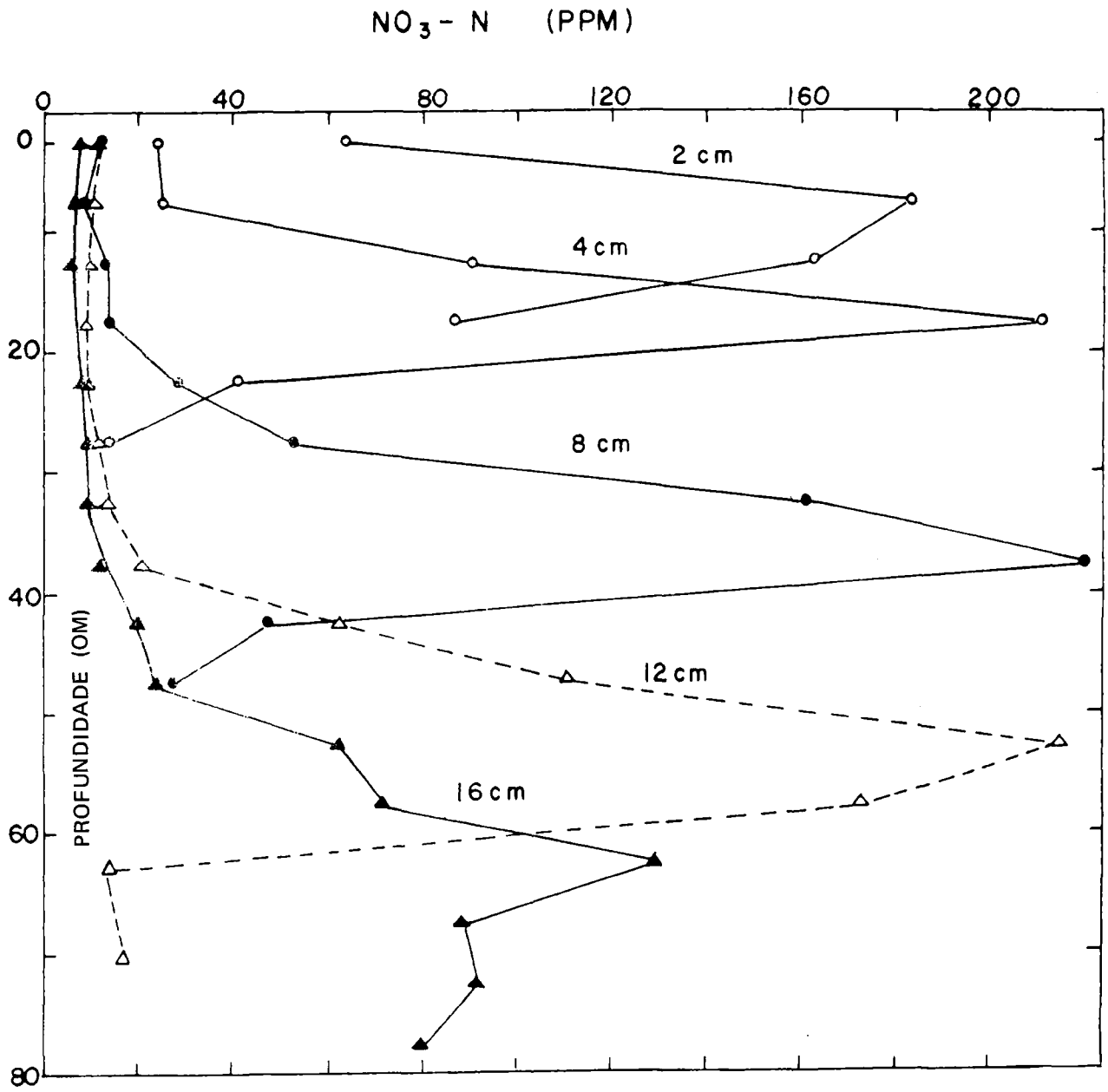


Figura 5. Distribuição do nitrato no perfil das colunas de solo para as diferentes lâminas de irrigação aplicadas.

QUADRO 3. DADOS DE CLIMA OBTIDOS NA SEDE DO CPACerrados PARA O PERÍODO DE 1973-1974.

MÊS	PRECIPIT. (mm)	EVAP.* (mm/dia)	VENTO** (m/seg.)	RAD. SOLAR (cal/cm^2/dia)	TEMP. MIN. (ºC)	TEMP. MAX. (ºC)	T.MÉDIA (ºC)
Jun 1973	3,4	4,76	0,80	354	****	***	****
Jul	***	5,79	1,09	435	16,0	27,8	21,9
Ago	***	7,14	0,85	451	16,0	29,4	22,7
Set	104,6	6,47	0,89	425	17,4	30,2	23,8
Out	318,2	4,75	0,67	370	17,7	26,4	22,0
Nov	183,8	5,22	0,70	411	18,1	26,5	22,3
Dez	140,0	5,59	0,92	433	17,2	26,8	22,0
Jan 1974	174,3	5,67	0,90	441	17,4	26,8	22,1
Fev	108,3	5,24	0,80	453	17,2	27,5	22,4
Mar	506,4	4,92	0,85	340	17,7	25,7	21,7
Abr	140,2	4,97	0,85	426	17,0	27,4	22,2
Mai	23,7	4,53	0,90	416	15,9	26,4	21,2
Jun	2,5	5,13	1,26	375	12,6	26,3	19,5
Jul	0	5,72	1,16	455	12,3	24,7	18,5
Ago	36,0	6,42	1,06	472	14,9	28,8	21,4
Set	2,2	7,88	1,13	502	16,6	30,1	23,2
Out	231,7	5,55	1,05	468	17,6	28,0	22,8
Nov	137,2	5,74	1,07	469	17,8	27,4	22,6
Dez	181,5	4,97	0,98	417	17,7	26,6	23,6

* Tanque classe A

** 40 cm acima do solo

*** Não foi observado

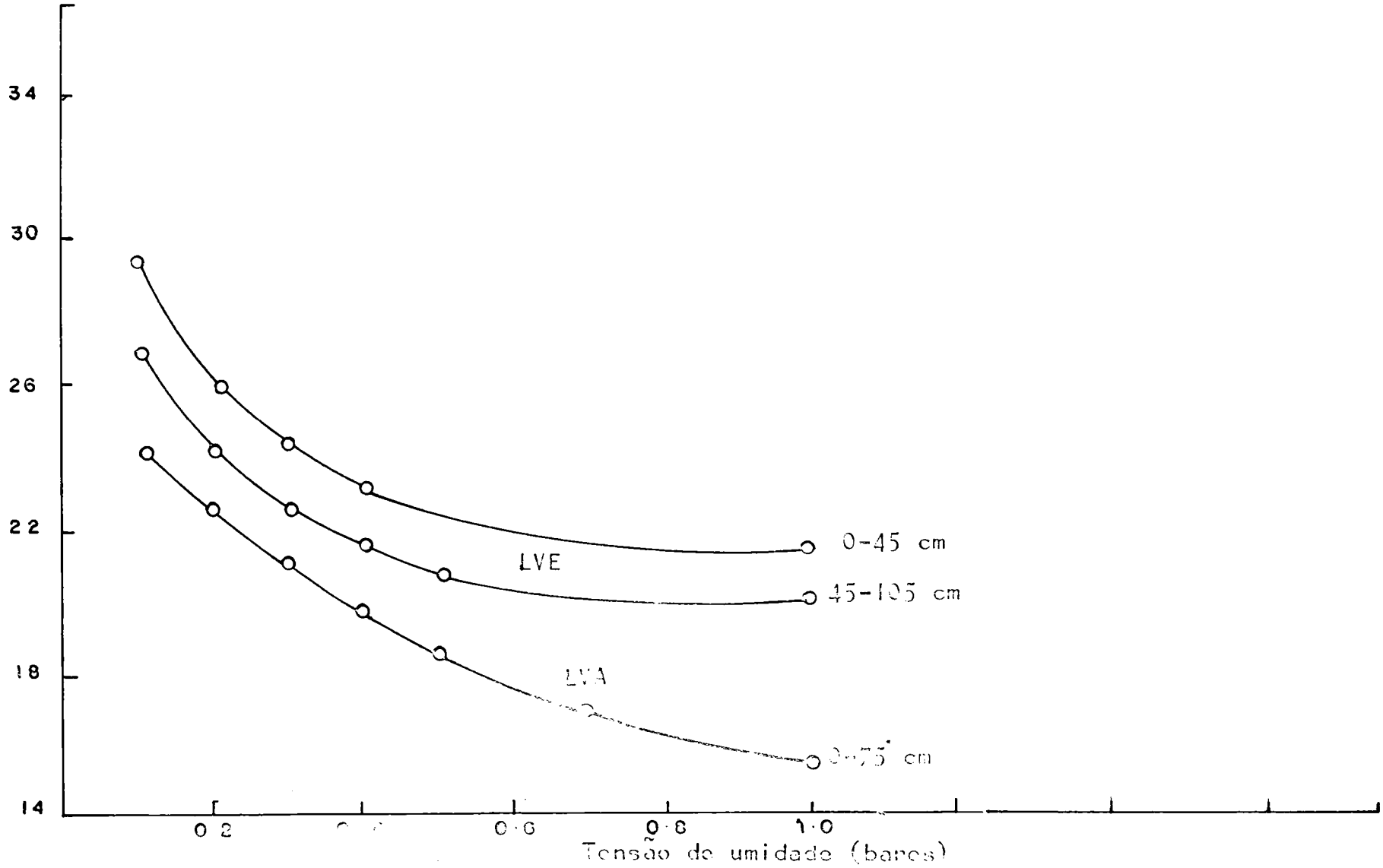


Figura 1. Curva da tensão de umidade do solo (0-1 bar) para Latossol Vermelho Escuro (LVE) e Latossol Vermelho Amarelo (LVA) do CPACerrados.

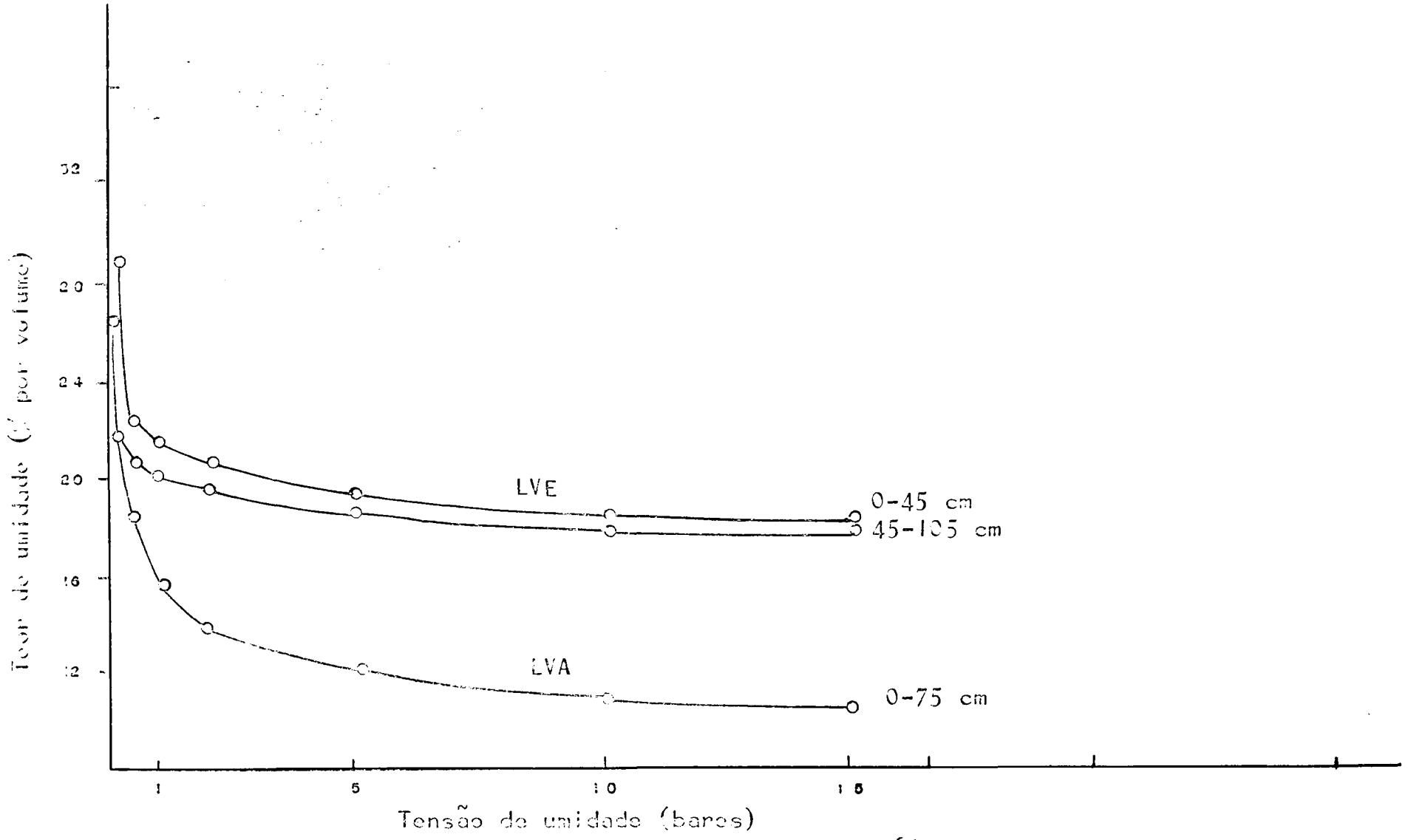


Figura 2. Curva de tensão de umidade do solo (0-15 bares) para Latossol Vermelho Escuro (LVE) e Latossol Vermelho Amarelo (LVA) do CPACerrados.

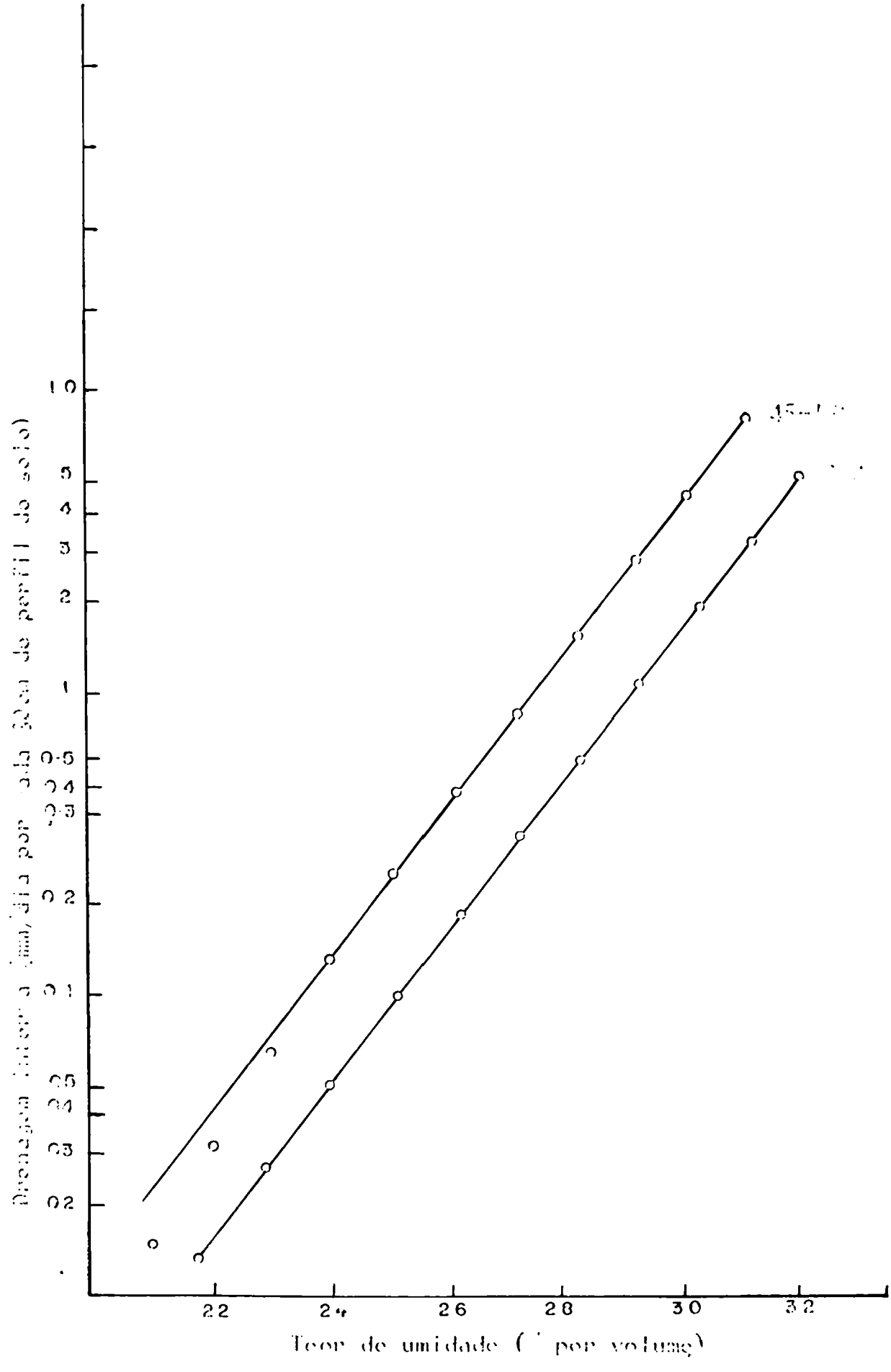


Figura 3 — Drenagem interna em função do teor de umidade do solo para duas profundidades de um Latossolo Vermelho Escuro (LVE) do CPA Cerrados.

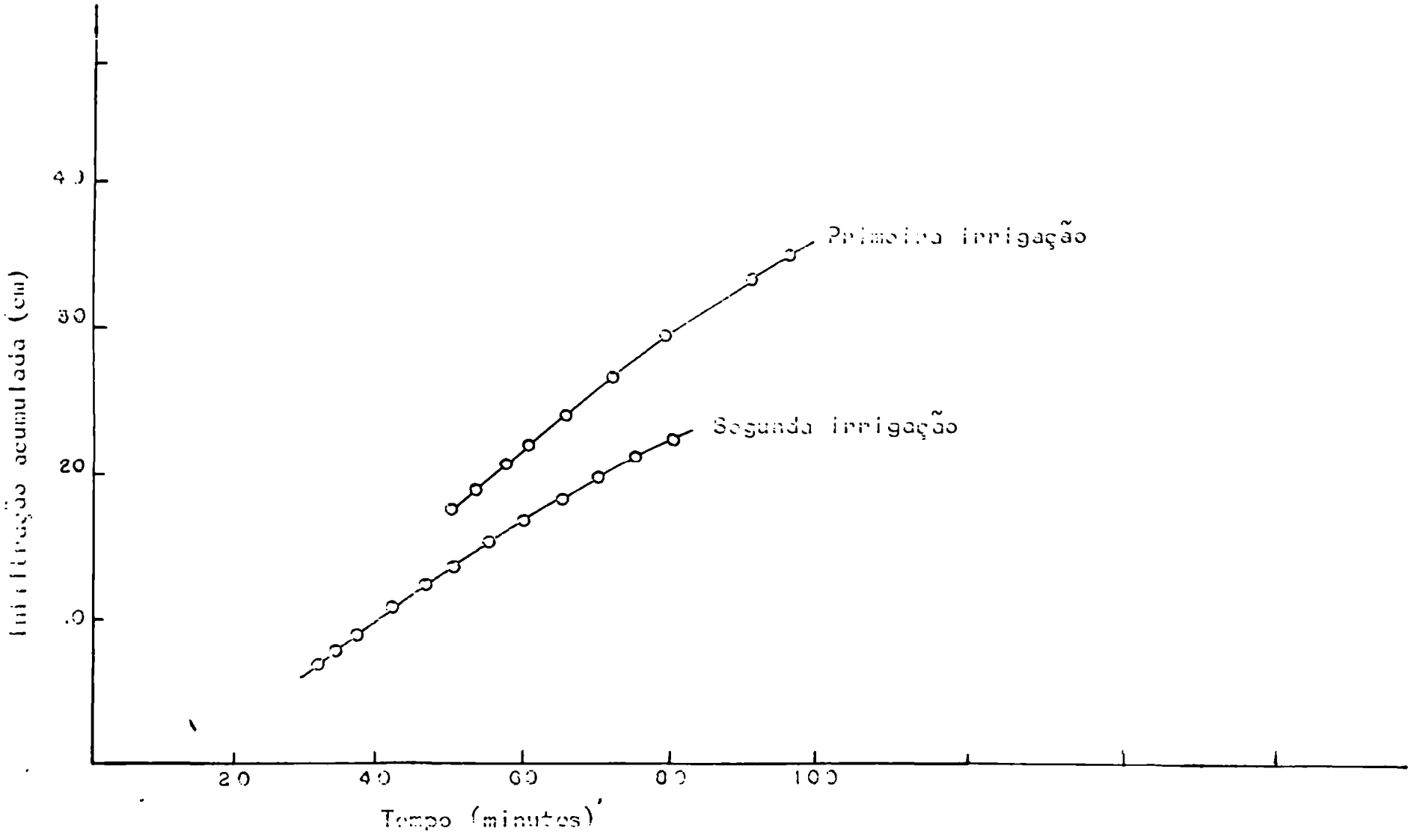
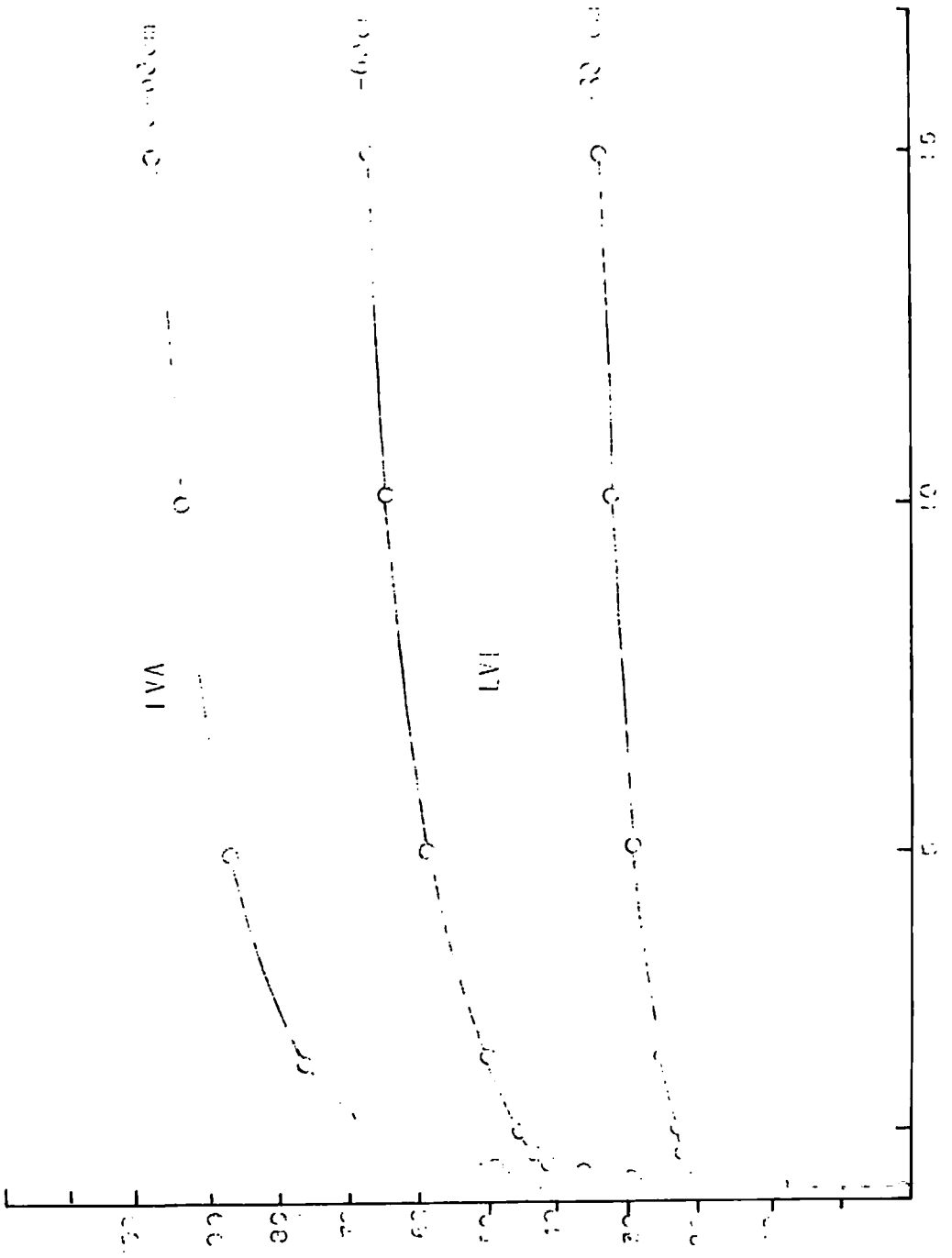


Figura 4. Curva de infiltração acumulada em função do tempo para duas irrigações em um Latosol Vermelho Escuro (LVE) do CPAC-Cerrados.



4. CONCLUSÕES

Nas condições em que foram conduzidas as determinações, podem-se extrair as seguintes conclusões:

1. Os solos são muito permeáveis e de drenagem prolongada e profunda e possuidores de baixa disponibilidade de água para as plantas.

2. As perdas por percolação profunda são consideráveis e devem ser levadas em conta nos estudos de balanço hídrico.

3. A eficiência de irrigação por gravidade pode ser seriamente prejudicada pela excessiva velocidade de infiltração encontrada.

4. Em cultivos irrigados, a baixa disponibilidade de água no solo, combinada com a evapotranspiração, conduz a uma curta freqüência de irrigação, reduzindo a economicidade desta prática.

5. Técnicas de manejo de solo, p.ex. profundidade de incorporação de fertilizante e corretivos, para aumentar a disponibilidade de água devem ser recomendadas.

5. BIBLIOGRAFIA CITADA

Baver, L.D. 1972. Physical Properties of Soils. In: Committee on Tropical soils, ed. Soils of the humid tropics. Washington, National Academy of Sciences, p. 50-62.

Dedecek, R.A. 1974. Características físicas e fatos de erodibilidade de oxissols do Rio Grande do Sul. I: unidades Erexim, Passo Fundo e Santo Ângelo. Porto Alegre. UFRGS. 132p. Tese.

Equipe de Pedologia e Fertilidade do Solo. 1966. Levantamento semidetalhado dos solos de áreas do Ministério da Agricultura do Distrito Federal. Boletim Técnico nº 8 — EPFS/EPE — Ministério da Agricultura. 135p.

Grohman, F. e Medina, H.P. 1962. Características de Umidade dos principais solos do Estado de São Paulo. Bragantia, São Paulo, 21(18): 285-95.

Moura Filho, W. e Buol, S.W. 1972. Studies of a latossol roxo (Eutrustox) in Brazil. Experientae, Viçosa, 13(7): 201-47.

Pruntel, J. 1975. Water Availability and Soil Suitability for Irrigation Water Impoundments in the Federal District. Ithaca, N.Y. Cornell University. 113p. Tese.

Ranzani, G. Solos de Cerrado. 1971. In: Ferri M.G. ed. **Simpósio sobre o Cerrado.** São Paulo, Edgard Blucher/USP, et al, p. 51-92.

Reis, A.C.S. Climatologia dos Cerrados. 1971. In: Ferri M.G. ed. **III Simpósio sobre o Cerrado.** São Paulo, Edgard Blucher/USP, et al. p. 15-25.

Wolf, J.M. 1974. Soil-water Relations in Oxissols of Puerto Rico e Brasil. Trabalho apresentado em um seminário de manejo de solo e processo de desenvolvimento na América Tropical, CIAT, Cali-Colombia.

Wolf, J.M. 1975. Water Constraints to Corn Production in Central Brazil. Ithaca, N. Y. Cornell University. 199p. Tese.

AGRICULTURA DE VAZANTES – UM MODELO AGRONÔMICO NORDESTINO

Paulo de Brito Guerra (*)

CAPÍTULO I – CARACTERÍSTICAS

1. Nos sertões do Nordeste Brasileiro pratica-se há exatamente cento e cinqüenta anos a agricultura de VAZANTES.

Pouca coisa se escreveu até hoje sobre esta lavoura sui-generis, que, em vista de sua indiscutível importância, está a merecer estudos mais profundos.

A cultura de vazantes tanto se aproxima de um modelo de irrigação como de um processo de lavoura seca, mas a rigor não é um nem outro.

A própria agricultura milenar do Nilo, hoje modificada a partir da barragem de Assuan, diverge bastante do sistema nordestino. Ali plantavam os campos inundados que chegavam a atingir vinte quilômetros de largura, mal se retraía a água, deixando a terra coberta pela "vaza" fertilizadora (1). Aqui plantam nas areias, no próprio leito do rio, e à margem dos açudes quando o nível da água vai baixando. As terras cultiváveis geralmente se compõem de faixas estreitas e não recebem aquela generosa quantidade de matéria orgânica deixada pelo Nilo Azul. É necessário adubá-las, mormente quando se trata das areias dos rios. A nossa cultura na areia tem pontos em comum com a cultura hidropônica ensaiada há alguns anos no deserto do Saara, pelo professor Chouard.

2. São chamados VAZANTES aqueles terrenos dos rios, açudes ou lagos, que foram inundados pelas águas, na época chuvosa, e vão sendo pouco a pouco descobertos, durante o estio, tornando-se agricultáveis.

Igualmente, a cultura feita nesses terrenos, seja no leito seco dos rios após o "inverno" (estação chuvosa) ou na margem dos açudes, na terra descoberta pelo abaixamento do nível da água represada, é conhecida como "vazante".

3. As vazantes dos rios representam um grande auxílio ("refrigério") em anos de seca, pois é muito comum, mesmo nas calamidades, haver ao menos uma enxurrada, proveniente de chuvas fortes, no início do ano, mas a falta de sua continuidade transforma um ano promissor em uma seca.

A água dos rios do Nordeste geralmente baixa rapidamente, após grandes cheias, e a corrente "corta" em julho ou agosto, ou restringe-se a frágil filete, serpenteando apenas no talvegue de poucos metros de largura, que não interrompe sequer a passagem de pedestres, cavaleiros ou veículos. É então que, na parte enxuta do leito de muitos rios, geralmente de composição francamente arenosa, o sertanejo faz covas, ou leiras, que aduba abundantemente com matéria orgânica, de preferência esterco de curral. Variando com o tipo de solo, as culturas preferidas são arroz, batata doce, feijão, jerimum (abóbora), melancia. Milho e melão são plantados nas margens, nas "barreiras" dos rios, bem como capins e forrageiras.

4. Entre os grandes rios intermitentes figuram o Piranhas, na Paraíba, chamado Assu, ao penetrar o Rio Grande do Norte, o Apodi, também no Rio Grande do Norte, o Jaguaribe e o Acaraú, no Ceará. Além destes e seus afluentes, outros podem ser vistos com grandes trechos de seus leitos cobertos de lavouras verdejantes. São as vazantes benfazejas de arroz, feijão, batata, jerimum, melancias e capins.

5. Também a água dos reservatórios (açudes) baixa cerca de 20 cm por mês, de julho a dezembro, somente devido à evaporação. Açudes que abastecem Projetos de Irrigação baixam mais rapidamente, a ponto de prejudicar o desenvolvimento da cultura de vazante por falta de umidade, obrigando o plantador a irrigar de qualquer modo a lavoura, por meio de latas, gangorras, catavento, ou bombas. Outros mudam o arroz em crescimento, mais de uma vez, da parte seca para a água rasa. Variando com a declividade, o abaixamento mensal de 20 cm tanto pode descobrir meio, como cinco ou dez (10) metros de solo para plantio. Estes solos são mais férteis que o do leito dos rios, e geralmente dispensam adubação. O sucesso da colheita dependerá do tipo de solo, do seu teor de argila, e portanto da sua capacidade de retenção de umidade. Influi muito a rapidez com que baixam as águas, o que varia com o seu consumo, a situação do lago (abrigado ou descampado) e a intensidade dos ventos.

(*) Engº Agrônomo, (Viçosa, MG), Chefe da Divisão de Desenvolvimento de Áreas de Montante (Diretoria de Estudos e Projetos, DNOCS), tendo ocupado os cargos de Chefe do Instituto Agronômico José Augusto Trindade, Assessor do Banco do Nordeste do Brasil, Inspetor-chefe do DNOCS e Diretor da 2ª Diretoria Regional do DNOCS.

CAPÍTULO II – ORIGENS

6. A notícia mais remota que encontramos sobre vazantes é aquela transcrição de Felipe Guerra (2) em "Secas Contra a Seca", de notas manuscritas, de autoria do seu bisavô. Aos 78 anos, revendo a seqüência dos anos bons e maus, escrevia Manoel Antônio Dantas Correia o seguinte:

"Foram decorrendo os tempos com mais ou menos chuvas até que chegou o de 25; nestes faltaram as chuvas totalmente; não só nestes e sertões vizinhos — como mesmo pelos brejos".

"Foi naquele ano que se descobriu e se verificou neste rio Acauã, no Seridó, um novo Nilo; e mais vantajoso que o antigo Nilo, porque este para sua produção precisava que a enchente à altura de quinze covados para que o precioso lôdo que depõe pelos campos a fazer a fertilidade d'aquelle continente; e o novo com poucas enxurradas com a polmosa água que em si traz produz uma espécie de poeira, e nela produz toda a sorte de sementes que nela se semeiam; tendo o antigo a primazia de ser insecável, e o novo pela natureza do sertão passa anos que não corre; e correndo que industrio e insano trabalho não he necessário se lucrar o que se plantou, já aguando à cabeça, até a planta profundar a raiz, já vigiando o passaro e toda sorte de animaes que devoram os fructos. Os povos que se haviam retirado para diversos logares grande parte pereceu à fome; e os gados da mesma espécie; o que não succedeu aos que não se retiraram e cultivaram o nosso Nilo; passaram com fartura e do seu mesmo gado comeram e lhes ficou alguma semente.

Ora, tendo fallado da calamidade é justo que se diga alguma cousa da prodigiosa abundancia que logo se seguio. Vieram os annos de 26 e 27; naquelle houve tanta abundância de gerimús, melões, melancias que sendo a semente que o Nilo havia produzido que servia de sustento não só aos seus moradores, como para os que se regressaram dos Brejos, os quais vinham tão costeados da fome que morriam pelas estradas antes que alcançassem o nosso Nilo".

Até que outra fonte venha mostrar o contrário, estamos assim considerando o Rio Acauã, no município de Acari, zona do Serió, no Rio Grande do Norte, como o berço das culturas de vazantes no Nordeste do Brasil, e a época, o ano de 1825.

CAPÍTULO III – OCORRÊNCIA DE VAZANTES

7. As vazantes ocorrem em qualquer parte da região semi-árida onde os rios secam ou reduzem fortemente a descarga, deixando a descoberto terras úmidas agricultáveis. Ou onde o abaixamento do nível das águas presas, devido à evaporação ou consumo, descobrem terras com umidade capaz de permitir o crescimento de plantas. Há portanto, dois tipos de vazantes. A vazante que se instala nas areias dos rios e aquela que se localiza à margem de lagos naturais ou artificiais, isto é, no contorno de lagoas ou açudes. Quando há infiltração de água ou "revença" sob a fundação do dique do açude, resultando ficar à fuzante, isto é, atrás da parede, uma área sempre úmida, esta é cultivada, e o campo é chamado de "vazante" ou "sitio", sendo esta última denominação mais usada quando se trata de árvores frutíferas.

8. Hoje, alguns dos outrora grandes "rios secos" do Ceará, Rio Grande do Norte e Paraíba correm todo o período do verão, com um pequeno filete (de alguns litros até dois ou três metros cúbicos por segundo) devido a um dos seguintes motivos:

a – Existência de turbinas hidráulicas funcionando em açudes, no alto vale.

b – Abertura de comportas atendendo solicitação de criadores situados ao longo dos rios para suprir a bebida de gado em propriedades secas.

c – Abaixamento de açudes através da abertura de comportas, para controle de cheias.

d – Água de drenagem ou perdas provenientes de projetos de irrigação em operação.

Estes rios, podem oferecer boas condições para vazantes, nas partes que limitam o talvegue, desde que a formação do leito apresente condições para cultivo, pois o teor da umidade existente em geral é bom para a vegetação. Alguns proprietários ribeirinhos bombeiam a água corrente para irrigar pequenos tratos de terra.

9. Para que os rios ou os trechos de rios sejam aproveitáveis é necessário que não haja afloramentos de rochas. Estas, quando existentes a uma certa profundidade e recobertas de material arenoso, prendem umidade devido a suas reentrâncias, bolsões, e até mesmo à formação de diques naturais subterrâneos, transversais ao sentido da corrente. Criam-se condições para situação de vazantes, com a prática de copiosa adubação orgânica para contrabalançar a esterilidade do solo. E às vezes há que se plantar (batata) em pequenos montes ou leiras, para evitar o estado de saturação do solo.

10. Já as vazantes de lagos ocorrem sempre que uma certa quantidade de água acumulada venha descobrir solos, a partir do início do estio.

O açude que não perde água excessivamente rápido, devido à permeabilidade do solo, vazamento, ou tipo de utilização do reservatório, se presta bem para cultura de vazante.

Naturalmente nem todos os solos descobertos são cultiváveis e produtivos, havendo alguns reservatórios em que a área aproveitável é muito reduzida. Mas a maioria deles comporta vários tipos de culturas, especialmente capins.

11. O Relatório do Grupo de Estudos do Vale do Jaguaribe (GVJ) na década de 60, avaliava em 15.000 o número de açudes "anuais" (que conservam água todo o ano, até o próximo "inverno") existentes no Vale do Jaguaribe, que Usciati (3) considerava excessivo, quando bastaria "um ponto de água de 4 em 4 km, isto é, um açude para 16 km^2, que daria apenas 4.000 açudes para o vale". (Nesse caso, o gado para beber todo dia, teria que andar muito). Na região do Seridó, a mais açudada do Nordeste, haverá número de açudes talvez aproximado ao do Vale do Jaguaribe.

Por falta de estatística, digamos que há 20 mil açudes anuais no Ceará, 15 mil no Rio Grande do Norte, 15 mil na Paraíba e 20 mil nos demais Estados do Nordeste: Piauí, Pernambuco, Alagoas, Sergipe e Bahia.

Seriam 70 mil açudes, formando, pelo menos nove em cada dez anos, 100 a 200 mil hectares de vazantes cultiváveis, a auxiliar a subsistência do homem e dos rebanhos sertanejos.

Estes dados não podem ser tomados como base. Trata-se de uma indicação apenas, cujo desvio é hoje difícil aquilatar. Ninguém pode dizer que ainda não haja 100 mil açudes particulares em todo Nordeste, que estejam permitindo viver três milhões de pessoas no interior, mesmo em ano seco.

CAPÍTULO IV – IMPORTÂNCIA E PRODUTIVIDADE

12. A prática tem demonstrado que a Propriedade que dispõe de açude a partir de um milhão de metros cúbicos, mesmo sem irrigação, em um ano de seca encontra condições de reter os seus "moradores", isto é, as famílias que trabalham e vivem na propriedade, pois não haverá problema de água para o consumo doméstico e para o gado, desde que criado em número adequado.

A alimentação humana (batata, feijão verde, abóbora), será obtida nas vazantes. O açude sempre fornecerá peixe, e as vazantes darão ainda para manter algumas vacas ou cabras produtoras de leite, geralmente "comendo na corda" (amarradas) ou em curral. As "ramas", restos de cultura e os capins entre os quais o canarana, o capim "de planta" e o elefante, alimentam o gado todo o período seco.

13. No Seridó são comuns os bois em regime de engorda, amarrados à sombra de árvores. Recebem ramas e produtos das vazantes (batata doce) e produzem carne de primeira qualidade. Também vacas de leite são arraçoadas com produtos de vazantes, além da torta de algodão, de modo que, mesmo durante a seca, a região seridoense, no Rio Grande do Norte, com pluviosidade de 400 a 500 milímetros, exposta carne, creme ou queijo todo o ano não só para a capital do Estado como para cidades do Ceará, Paraíba e Pernambuco. É o prodígio que se deve as vazantes.

14. No ano de 1958, talvez a maior seca do século, o açude Cedro, no Quixadá, com capacidade de 126 milhões de metros cúbicos, concluído em 1906 – mas que só chegou a sangrar em 1924 e 1974/75 – secou, pouco a pouco, até a cota zero. A "bacia" do açude, ao passo que a água ia fugindo, ia sendo plantada, principalmente de forrageiras, um produto altamente valorizado em uma seca. Diariamente incontáveis animais de carga e caminhões cruzavam o "porão" do açude transportando capim verde, que os criadores adquiriam a bom preço. Muitos "rendeiros" ganharam mais dinheiro do que em épocas normais.

Os açudes são os formadores por excelência de terrenos de vazantes. E quanto mais perdem água mais terrenos de cultura tornam-se disponíveis.

15. A produtividade das vazantes, naturalmente vazia com o solo, a qualidade da matéria em suspensão deixada pelas águas, a declividade do terreno, o regime pluvial do ano, e o processo de "farming". Faltam números exatos, embora já existam muitas estatísticas a respeito. Mas as produções são altas, geralmente superiores a aquelas obtidas nos campos comuns, em anos normais. Recentemente, por exemplo, foram colhidos 4 mil quilos de arroz em 6 mil metros quadrados de vazante no açude público Joaquim Távora, no Ceará.

CAPÍTULO V – ASSOCIAÇÃO COM ÁREAS SECAS

16. Em vista da sua associação com as áreas secas, as vazantes dos rios e principalmente dos açudes exercem um importantíssimo papel no Nordeste. De vários modos elas oferecem valioso suporte aos agricultores que habitam as áreas secas circunvizinhas, explorando o plantio de algodão arbóreo, a criação de gado, ou as indústrias extrativas, como a cera de carnaúba. De início, fornecem à Fazenda o alimento sadio e vitaminoso, sem desembolso de dinheiro. Permitem a ração verde todo o verão à cabra ou à vaca que abastece a casa de leite, e ao cavalo ou ao burro, meios comuns de transporte e carga. Favorecem a criação de aves. (São comuns ninhadas de pintos ou de

"guinés" nascidas nas moitas dos rios, à lei da natureza, assim como de marrecas ou patos, em vazantes de açudes).

As vazantes complementam o valor incalculável do açude, todo ele baseado na oferta de água à população, aos animais e às plantas.

O açude é pois a condição "sine-qua non" da permanência e do bem-estar do agricultor que habita o sertão das secas.

17. O número de açudes públicos construídos no Nordeste, até hoje, segundo a estatística do DNOCS monta a 253, com capacidade de armazenar 11 bilhões de metros cúbicos, como se vê no quadro abaixo, por Estado:

AÇUDES CONSTRUIDOS NO NORDESTE - (1906-1975)

ESTADO	QUANTIDADE	CAPACIDADE em 1.000 m^3
PIAUÍ	12	172.643
CEARÁ	57	6.172.262
RIO GRANDE DO NORTE	46	592.193
PARAIBA	38	2.445.467
PERNAMBUCO	32	854.649
ALAGOAS	23	56.725
SERGIPE	11	18.854
BAHIA	30	658.394
MINAS GERAIS	4	79.116
TOTAL	253	11.050.303

A capacidade média dos reservatórios nesta data é de 43. 677.086 m^3.

18. Tratando-se de açudes públicos, a norma do Governo tem sido desapropriar não só a área inundável pelas águas (bacia hidráulica) mas também uma faixa seca de contorno, envolvida por uma linha situada a 200 metros acima da cota do coroamento da barragem.

Considerando-se a grande soma de dinheiro que isso representa, não tem havido condições para indenizar todas as terras em todas as obras. Em muitas delas, as principais, foram pagas apenas as benfeitorias. Recentemente, porém, verbas substanciais estão sendo reservadas para indenização das terras.

19. Um estudo preliminar revelou que em 50 bacias desapropriadas, administradas pelo DNOCS, vivia em 1974 uma população de 61.963 pessoas (9.413 arrendatários), cultivando 7.898 lotes de um a dez hectares em terras secas, totalizando 40.905 hectares, e 15.066 lotes em terras úmidas, ou "vazantes" com 9.411 hectares. Total: 50.316 hectares cultivados.

Como não está computada a população ainda não desapropriada, que permanece no contorno, justamente dos principais açudes, como o Orós, o Arrojado Lisboa, o Araras, o Caxitoré, a população que neste momento vive nos açudes públicos deve andar acima de 100 mil pessoas, ou mesmo de 200 mil, considerando o número de grandes açudes construídos.

CAPÍTULO VI – PROJETOS DE VALORIZAÇÃO

20. Pensa-se hoje em planejar de modo global a exploração das áreas de montante dos açudes públicos, como vem ocorrendo em se tratando dos projetos de irrigação, nas terras de juzante.

Nesse planejamento deve-se ter em vista a cultura das vazantes e da faixa seca contígua, levando em conta a tradição do agricultor, os solos, a preservação dos recursos, naturais, a cobertura florística, e as condições para a comercialização da produção.

21. Quanto ao planejamento de grandes áreas, a sugestão para a base cartográfica é a utilização da aerofotogrametria, com fotografias em escala 1:30.000, restituição em 1:5.000, e curvas de nível de 1 metro.

O estudo pedológico poderá variar do reconhecimento ao semidetalhado, ou mesmo detalhado em casos especiais. Entre os fatores importantes a considerar no planejamento da exploração de montantes devem ser levados em conta (4):

I – PECUÁRIA – Gado de corte ou leiteiro. Ovinos, caprinos (em escala doméstica). Melhoramento de pastagens e pastos arbóreos. Mangas e currais.

II – LAVOURAS – Permanentes e de Inverno. Vazantes: forrageiras, hortícolas. Irrigação, em casos especiais.

III – SILVICULTURA-FRUTICULTURA – Plantas xerófilas ou semi-xerófilas: favela, umbuzeiro, goiabeira, cajazeira, tamarindo. Árvores frutíferas para consumo doméstico: laranjeira, limoeiro, cajueiro, pinheira. Árvores forrageiras, canafístula, juazeiro.

IV – PESCA-PISCICULTURA – Pesca doméstica, de anzol, para alimento da família. Pesca profissional. Piscicultura intensiva, uma importante atividade.

V – PRESERVAÇÃO DOS RECURSOS NATURAIS – Proteção ao solo. Regeneração da caatinga, terraceamento. Evitar máquinas nas encostas. Proteção à fauna. Proibição da caça. Proteção ou introdução de aves e animais em extinção.

VI – RECREAÇÃO-TURISMO – Bosques para picnics e "camping". Barcos a motor, vela ou remo. Colônia de férias. Motéis. Pesca recreativa.

VII – INFRA-ESTRUTURA – Estradas de contorno e de penetração. Corredores para bebida do gado. Energia. Habitação: núcleos ou casas isoladas. Comunicações (Rádio, telefone).

VIII – ASSISTÊNCIA – Saúde e Ensino. Extensão Rural.

22. E preciso reconhecer que não há ainda um modelo tecnicamente definido da exploração das montantes de açudes, enfeixando o conjunto vazante-faixa seca. Pode-se prever que, no caso de arrendamento, o lote seco deverá ter 20 a 30 hectares, para permitir uma cultura arbórea xerófila, uma "cash crop", geralmente o algodão, mocó, perene, e uma área para pastagem. Uma parte na faixa úmida (meio hectare, mais ou menos) complementará o lote.

23. Também é certo que há muita matéria a ser pesquisada em relação à agricultura de sequeiro e de vazantes, no Nordeste.

Inúmeras plantas nativas, xerófilas e forrageiras constituem uma riqueza em potencial. Precisam ser estudadas e trabalhadas. Não há dúvida que já existe um cabedal não desprezível de observações. Por exemplo, muitas fruteiras tropicais, uma vez enraizadas, vivem e produzem nos tabuleiros que circundam os grandes açudes, com a água das chuvas, dispensando irrigação.

A pecuária é um grande suporte à exploração dessas áreas. E por último, surge a piscicultura intensiva, isto é, a criação de peixes em tanques, cavados nas encostas impermeáveis, que vem sendo ensaiada pelos setores de Piscicultura do DNOCS com êxito, técnico e econômico.

24. Concluindo, pode-se assegurar que a cultura das vazantes, constitui a maior riqueza do pequeno fazendeiro que, possuindo um reservatório de capacidade reduzida, não pode utilizar a sua água para irrigação, porque seria como que "matar a galinha dos ovos de ouro".

As vazantes no Nordeste vêm também amparando milhares de agricultores sem terra, que fazem produzir o solo em grande parte da faixa de centenas de quilômetros de extensão que circunda os açudes públicos, deles recebendo a linfa fertilizadora.

25. Para a utilização mais racional desse grande potencial que vem sendo utilizado geralmente de modo indisciplinado, técnica e socialmente, caberá ao DNOCS, como órgão responsável pela manutenção e operação das barragens, promover a elaboração e a implantação de projetos adequados. Portanto com o preparo de toda a base física necessária ao bom funcionamento da empresa. Construindo ou concluindo todas as instalações e facilidades indispensáveis, como os escritórios bem aparelhados, as estradas de contorno, as cercas, a comunicação telefônica. Criando uma estrutura gerencial que, além do controle administrativo, promoverá assistência técnica e social ao agricultor, tendo sempre em vista que a meta final de todo o empreendimento é a valorização do esquecido e heróico homem do campo.

BIBLIOGRAFIA

LITERATURA CITADA

1 – CASSON, Lionel – O Antigo Egito – (LIFE) – Livraria José Olímpio Editora, Rio, 1971.

2 – GUERRA, Felipe e Teófilo – Secas Contra a Seca, Livraria Cruz Coutinho, Rio de Janeiro, 1909.

3 – USCIATI, Mathieu – Estudo Geral de Base do Vale do Jaguaribe – Política das Águas – (SUDENE - ASMIC) Grupo de Estudo do Vale Jaguaribe (GVJ) (SUDENE, 1967).

4 – GUERRA, Paulo de Brito – A Exploração das Áreas de Montante em Açudes Públicos do DNOCS, Relatório, Setembro – 1975.

MODELO HIDROLÓGICO DE UMA BACIA HIDROGRÁFICA PARA FINS DIDÁTICOS

Roberto G. Palmer *
Afranio A. Righes **

INTRODUÇÃO E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Vários tipos de modelos para demonstração, têm sido usados para facilitar a compreensão dos processos complexos. ENGLAND, (1), publicou um modelo para uso em computador para estudar o fluxo de água em bacias hidrográficas. Vários tipos de outros modelos compudorizados, foram desenvolvidos e usados para facilitar o estudo e o entendimento de conceitos básicos.

O uso de modelos hidráulicos reduzidos para visualizar e demonstrar os conceitos difíceis são reconhecidos como um excelente instrumento para o ensino. GREEN & HALPENNY (2), descreveram um modelo hidrológico qualitativo em 1965. YOUNG, et alii (4), mencionaram que o uso de um modelo hidrológico para informar aos visitantes, da Estação Experimental de Florestas do Sudeste em Charleston, Carolina do Sul – EUA, sobre os processos de movimentação da água em florestas úmidas. Eles dão detalhes da construção do modelo em "Florest Service Reserch Note SE-166" (3).

O primeiro autor deste trabalho é professor da disciplina de "Manejo de Bacias Hidrográficas" na Universidade de Illinois do Oeste, Mocamb, Illinois, EUA. Os métodos normais de ensino, têm sido insuficientes para comunicar os fenômenos complexos da hidrologia de bacias hidrográficas. Um método pelo qual o aluno pode observar o sistema completo e simultaneamente, poderá aumentar a compreensão do processo total. Pelo fato de que, é impossível de observar tal como no sistema mesmo em condições naturais, pode se usar um modelo hidrológico reduzido para simular as condições hidrológicas de uma bacia hidrográfica natural.

A idéia para a construção do presente modelo, foi obtida de YOUNG, et alii (4). Porque seu modelo, foi inadequado para nossos propósitos, um modelo completamente revisado foi projetado incluindo diversas características que não eram evidenciadas no modelo de YOUNG. O principal objetivo foi de realizar um projeto hidrológico que tivesse capacidade de demonstrar acuradamente como muitas condições podem ocorrer em bacias hidrográficas.

O modelo descrito, foi projetado e construído pelos autores na Universidade Federal de Santa Maria no Rio Grande do Sul, todos os materiais foram comprados no Brasil, em Santa Maria ou Porto Alegre. Detalhes da construção e lista dos materiais com o respectivo custo, estarão disponíveis futuramente com os autores.

DESCRIÇÃO GERAL

O modelo usado por YOUNG, et alii (4), é simples. Embora, suficiente para seu propósito, ele não é completamente adequado às necessidades de uso em aula. Para uso didático, recomenda-se que tenha maior flexibilidade, fáceis trocas de uma condição para outra e que seja possível uma completa representação do movimento da água em bacias hidrográficas.

Este modelo contém as características acima referidas sendo portanto, maior a utilidade para uso em aulas. Os principais elementos envolvidos na hidrologia de uma bacia hidrográfica são representados por uma pequena bomba d'água e seis caixas transparentes de acrílico. Estas representam: a energia solar, a atmosfera, a vegetação (intercepção), a superfície da terra, o solo, rios, lagos e oceanos. O fluxo de água no sistema é controlado por pequenos registros ajustáveis para ilustrar as várias condições hídricas que podem existir numa bacia hidrográfica em condições climáticas de sub-úmidas a úmidas.

O modelo permite ilustrar o grau de alagamento sob várias condições dos rios. Escorrimento superficial e drenagem interna do solo pode ser facilmente ilustrada. Evaporação e evapotranspiração pode ser também demonstrada.

O movimento da água em uma bacia hidrográfica quando considerado em termos de ciclo hidrológico é um processo complexo.

---

* Ph.D. em Manejo de Solos, Prof. Adj. da Southern Illinois University, Carbondade, em licença da Western Illinois University, Mocab e perito do Projeto UNDP/FAO/SF/BRA-69/533 e Projessor na área de Conservação do Solo na Universidade Federal de Santa Maria.

** Engº Agrº M. Sc. em Solos, Prof. Assistente do Departamento de Engenharia Agrícola e Florestal – Coordenador do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Rural da Universidade Federal de Santa Maria.

O modelo descreve três categorias gerais de fenômenos hidrológicos similar ao modelo de YOUNG, et alii (4).

Primeiro; os vários componentes do ciclo hidrológico são facilmente observados e claramente definidos. Como um exemplo tais fatores com vegetação (intercepção e armazenamento), superfície da terra, características hidrodinâmicas do solo, etc. são incluídas para simular as condições atuais.

Segundo; o efeito de práticas de manejo sobre as várias partes do sistema pode ser demonstrado. As saídas localizadas ao lado esquerdo das caixas, representam tais manejos.

Terceiro; o efeito da evapotranspiração é ilustrado pelas tomadas de água localizadas a direita das caixas.

OPERAÇÃO DO MODELO

A energia solar é suprida por uma pequena bomba montada atrás do modelo, representando a evaporação e transpiração. O fluxo de água na entrada do sistema é controlado por pequenos registros ajustáveis para regular a quantidade de água que se movimenta em qualquer parte do sistema. Usando somente estes registros pode-se demonstrar condições específicas para um determinado tempo. Os outros registros permanecem fechados a menos que a troca de condições seja desejada. Note-se que cada caixa tem diversas saídas para permitir várias condições, de forma que é possível estudar o efeito de cada grupo de condições sobre o movimento total de água no sistema. A água evaporada pelo sol entra na atmosfera, então cai em forma de precipitação, quando o registro é aberto. Parte é interceptada pela massa folhar da vegetação e é retornada para a atmosfera pela evaporação. A quantidade interceptada depende acima de tudo da densidade da vegetação e pode variar das condições de sem vegetação a densas florestas. Quando a vegetação é soterrada o excesso de água cai na superfície da terra onde parte deste é armazenada em pequenas poças, lagos ou outras depressões, e parte é evaporada. Parte penetra no solo pelo processo de infiltração, e a quantidade dependente acima de tudo das condições da superfície do solo, e também do tipo e intensidade da cobertura do solo. Geralmente a velocidade de infiltração é um tanto quanto menor do que a intensidade da chuva e o armazenamento da superfície é completado, de forma que o excesso de água vai para os rios. Quando a água entra no solo, move-se veticalmente preenchendo todos os espaços porosos do solo. O excesso de água drena internamente através do solo para os rios.

Parte da água do solo percola para aquiferas profundas, eventualmente entrando nos lagos e oceanos. Quando o solo torna-se saturado a adição de água poderá ocorrer somente com a mesma intensidade do processo de drenagem interna ou por percolação profunda. Nestas condições toda a água caída pela precipitação move-se para os rios por escorrimento superficial. Os canais dos rios são obstruídos e a água movimenta-se para os lagos e eventualmente para os oceanos. Nesse meio tempo a evaporação e transpiração provocam a retirada de água de várias partes do sistema para entrar novamente na atmosfera.

Quando cessa a precipitação, não cai mais água da vegetação para a superfície da terra. A água interceptada pela superfície da folhagem é evaporada. O excesso de água da superfície da terra escorre e a água remanescente é evaporada.

O excesso de água dentro do solo continua a drenar para os rios por um certo período de tempo. A percolação profunda também continua. A evapotranspiração remove a água armazenada no solo até que este torne-se seco na profundidade determinada pelo tipo de vegetação que nele se desenvolve. Somente pela precipitação ou irrigação poderá recolocar a água do solo. Quando o excesso de água da superfície da terra e do solo desaparece, o nível dos rios começa a baixar, e finalmente os fluxos dos riachos poderão parar e somente a evaporação e transpiração removerão água. Iniciando uma nova chuva, o processo reinicia. Atualmente as chuvas geralmente são suficientemente pequenas de forma que o processo de secagem não é completado antes que a próxima chuva ocorra, para renovar a água nas várias partes do sistema.

SIMULAÇÃO DE SISTEMAS DE MANEJO

Várias formas de manejo podem afetar a distribuição de água sobre a terra e no solo a qual por sua vez pode afetar o nível da água nos rios para uma dada precipitação. O nível de água dos rios pode também ser afetado diretamente pelo tipo de manejo.

O tipo de manejo tem efeito começando com a vegetação. Verificamos que foram tomadas providências para três densidades de cobertura do solo. Se a decisão é deixar uma boa cobertura com florestas virgens, mais água é interceptada, do que se uma esparsa vegetação é deixada ou se toda a vegetação é removida. Entretanto a quantidade de água que alcança a superfície do solo é afetada pela quantidade que pode ser interceptada pela vegetação.

Três diferentes condições são também demonstradas para a superfície da terra. Mesmo as condições naturais podem variar de uma para outra área. Mas assumindo um conjunto de condições naturais, certa quantidade de água pode ser armazenada sobre a superfície da terra em pequenos lagos, poços, etc. . Parte desta água poderá ingressar no solo por infiltração. Entretanto a decisão em desenvolver práticas conservacionistas sobre a superfície da terra, pode resultar em uma maior quantidade de água armazenada. Isto por sua vez resulta em menor

escorrimento superficial de uma dada chuva e conseqüentemente aumenta a quantidade infiltrada no solo, tais medidas servem pelo menos para dois propósitos:

1 – aumentar a quantidade de água que penetra no solo para ser usada pelas plantas e
2 – reduzir a possibilidade de ocorrência de alagamento de uma dada tormenta.

Existe também situações onde a terra pode ser pantanosa e úmida, sendo imprópria para a agricultura. Algumas vezes é conveniente drenar tais áreas e remover o excesso de água permitindo seu uso para agricultura ou para outros propósito. A desvantagem deste procedimento é de reduzir o armazenamento de água na superfície a qual resulta em uma maior velocidade de concentração para os rios.

A água penetra no solo somente através do processo de infiltração (ou em alguns casos de água subterrânea quando o lençol freático está próximo à superfície). Muitos fatores influenciam a intensidade pela qual a água pode penetrar no solo. Um fator, é a condição da superfície do solo a qual pode ser influenciada pelo manejo. Um segundo fator, é a propriedade inerentes do solo. Um terceiro fator, o tipo de cobertura do solo para proteger a superfície do solo. Tendo a água infiltrado no solo ela move-se para todas as direções. Quando o solo começa a saturar, o excesso de água movimenta-se lateralmente para os rios e outras saídas pela drenagem natural ou pela percola através do solo para aquíferos profundos. Durante uma prolongada tormenta, normalmente o solo torna-se saturado e conseqüentemente a infiltração é restringida a uma intensidade proporcional a drenagem interna e percolação profunda. Este fenômeno é controlado no modelo por uma bóia.

Algumas vezes um alto lenço freático existe no solo e é necessário abaixá-lo por drenagem artificial para permitir a produção vegetal. Uma outra drenagem de superfície ou drenagem profunda, pode ser usada.

Toda a água que escorre pela superfície e a água que provem da drenagem profunda do solo, chega aos rios Pelo manejo das condições de fluxo dos rios, pode-se controlar a quantidade de água que o rio pode armazenar. Cada rio tem uma determinada capacidade de vazão. Se esta capacidade é exercida, poderá ocorrer o alagamento. Esta condição é ilustrada pelo acendimento de uma lâmpada. Algumas vezes o alagamento poderá ser moderado ou mesmo severo, que no modelo é indicado por um sistema de lâmpadas. Se decidirmos instalar uma barragem para controlar os alagamentos dos rios a capacidade destes é aumentada significativamente, e então o nível de água que antigamente causava alagamento, agora não mais ocorre. Para ocorrer o alagamento nesse caso é necessário ter uma altura de água sifnificativamente maior. Trocando a posição do interruptor no modelo hidrológico, esta condição pode ser visualizada.

Ocasionalmente um rio transforma-se em um sério problema, devido as obstruções ou formação de meandros acentuados. Algumas vezes é necessário aumentar a vazão destes rios por processos de drenagem das obstruções ou pela retificação do canal. Estes processos permitem maior velocidade no movimento da água e conseqüentemente contribui para previnir alagamentos.

CONCLUSÕES

Como é evidente, pelas numerosas possibilidades para controlar a água no modelo, é possível demonstrar praticamente qualquer tipo de problema ou sistema de manejo para controle da água em bacias hidrográficas.

Este modelo foi desenhado para uso em aula. Nós acreditamos que ele é um instrumento valioso para demonstrar os complexos processos que envolvem o movimento da água em bacias hidrográficas. Os alunos podem observar o que está acontecendo em cada ponto do sistema e podem verificar o que acontece quando alteramos algumas condições específicas no sistema.

LISTA BIBLIOGRÁFICA

1. ENGLAND, C.B. 1973. Watershed models: Tools in planing land management for water and pollution control. **Journal of Soil and Water Conservation** 28(1): 36-38.

2. GREEN, D.K. & HALPENNY, L.C. 1965. Qualitative hudrologic models. **Ground Water** 3(1): 21-23.

3. YOUNG, C.E. Jr., KLAWITTER, R.A. & HENDERSON, J.E. October, 1971. Hydrologic model of a wetland forest-details of construction. **USDA Forest Service Research Note SE-166.**

4. YOUNG, C.E. Jr., KLAWITTER, R.A. & HENDERSON, J.E. 1972. Hydrologic model of a wetland forest. **Journal of Soil and Water Conservation** 27(3): 122-124.

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA ECOLOGIA DAS REGIÕES COM SOLOS RASOS E ALTA PLUVIOSIDADE. CASO DA BACIA DO RIO IBIRAPUITÃ EM ALEGRETE, RS.

José Barrios*

1. INTRODUÇÃO

Os municípios de Alegrete, Santana do Livramento, Rosário do Sul, e Uruguaiana, localizados no extremo sudeste do Estado de Rio Grande do Sul, abrangem cerca de 2.850.000 has; estão localizados entre as isoietas de 1.300 e 1.600 mm anuais (Fig. 1), com predominância de solos litólicos, eutróficos, rasos, de relevo ondulado e derivados de basalto.

Segundo o Conselho Nacional de Geografia, esta região caracteriza-se por apresentar a maior amplitude térmica anual do Brasil, com 13,4ºC (Ref. 1) conseqüentemente, nela ocorre grande variação do consumo potencial de água pela vegetação ou evapotranspiração (ETP), valores estes que, segundo Silveira da Mota (Ref. nº 2), variam em Alegrete de 31 mm em junho até 172 mm em janeiro.

Entretanto, esta variação anual de temperatura não tem reflexo na distribuição mensal de pluviosidade que ocorre uniformemente durante todos os meses do ano, superando amplamente os valores de ETP nos meses de março a outubro; nos meses de verão — novembro, dezembro, janeiro e fevereiro — a ETP supera a pluviometria normal em 13, 46, 27, 31 mm respectivamente.

Normalmente, estes pequenos deficits de chuvas são superados pela reserva de água armazenada no perfil do solo, não ocorrendo assim deficiências de umidade para a vegetação. Na "campanha" riograndense este fato não se dá devido a que os excedentes de chuvas não podem ser armazenados no seu solo muito raso e conseqüentemente drenam rapidamento para córregos e rios; o processo descrito provoca as secas de verão características da região. Este problema adquire contornos mais graves ainda quando ocorrem diminuições da pluviometria nos meses de verão; neste caso os altos valores da ETP destes meses transformam rapidamente os campos em desertos.

O fenômeno ecológico descrito tem sido chamado de "seca edáfica", sendo seu estudo o propósito deste trabalho.

2. Objetivos

Os conceitos de evapotranspiração potencial e balanço hídrico dos solos foram apresentados originalmente por C.W. Thornthwaite em 1948 e 1955. No Brasil, A. Paes de Camargo utilizou, adaptou e divulgou originalmente estes conceitos em 1962 (Ref. nº 3) e posteriormente em numerosos trabalhos técnicos. Com base neste impulso inicial, numerosos pesquisadores, climatólogos principalmente, aplicaram esta tecnologia como instrumento para evidenciar e quantificar necessidades de irrigação ou para caracterizar a ecologia de uma região visando à planificação do uso da terra não irrigada.

O objetivo deste trabalho é propor e testar duas alterações na metodologia básica para adequar esta tecnologia da ecologia das regiões de solos rasos e alta pluviosidade e fazer com que os balanços hídricos feitos nessas regiões expressem resultados mais acordes com a realidade agronômica regional.

A primeira alteração refere-se ao cálculo da precipitação efetiva, que neste caso é feita tirando-se o escoamento superficial (**surface run off**) da pluviometria **in natura.**

A segunda alteração diz respeito à capacidade de armazenamento de água no solo agrícola, que na metodologia básica de Thornthwaite está fixada em 125 mm (1955), o que corresponde a uma profundidade radicular de aproximadamente 70 cm em um solo de textura franca. Neste caso a modificação proposta é determinar a altura de água armazenável para cada horizonte do perfil, somar em seguida estes valores para obter a capacidade de armazenamento da Unidade de Mapeamento do Solo e fazer um balanço hídrico para cada uma destas Unidades presentes na região em estudo, seja total ou parcialmente.

As alterações descritas são utilizadas na Bacia do Rio Ibirapuitã, representativa da zona basáltica da "Campanha" o qual, por dispor de uma estação fluviométrica instalada em Alegrete desde 1949, possibilita comparar os excedentes de água resultantes dos balanços hídricos das Unidades de Mapeamento dos solos compreendidos nesta sub-bacia com as descargas mensais totalizadas, medidas nessa estação fluviométrica.

* Especialista em Conservação e Manejo de Terras e Águas do Instituto Interamericano de Ciências Agrícolas — IICA-OEA, Rio de Janeiro, RJ., Brasil.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Uma das primeiras tentativas para caracterizar as deficiências hídricas da região em estudo foi feita pela equipe INCRA-IICA que realizou o Levantamento dos Recursos Naturais e Socio-Econômicos do Estado de Rio Grande do Sul (ACIIRS) entre 1968 e 1971 (Ref. nº 4). Como nessa oportunidade não se dispunha do mapa de solos, o estudo não foi definido espacialmente e somente foram feitos balanços hídricos para solos de 30 e 100mm de capacidade de armazenamento, que indicaram para anos normais em Alegrete, déficits de 80 e 10 mm anuais para solos rasos e profundos respectivamente. No caso de anos secos (média dos 10 anos mais secos registrados) os mesmos foram de 197 e 139 mm respectivamente.

Em 1970. Barrios et al (ref. nº 5) apresentaram um estudo baseado nos resultados preliminares do levantamento de solos do estado. Utilizando dados de declividade, pedregosidade, textura, profundidade e características do material subjacente, os autores calcularam as deficiências de umidade dos solos do Estado e os agruparam em três categorias:

— O a 50 mm anuais, solos sem necessidade de irrigação

— 50 a 100 mm, solos classificados como de irrigação conveniente

— 100 mm e mais, solos com irrigação indispensável.

Os solos da Bacia do Rio Ibirapuitã ficaram classificados nesta última categoria.

Em 1970, Silveira da Mota e outros (Ref. nº 6) calcularam para Santana do Livramento, localizada no extremo sul da bacia em estudo, deficiências anuais de umidade de 6 mm, sendo 3 em janeiro e 3 em fevereiro. Os excedentes de água foram calculados em 558 mm anuais para a mesma localidade. Em 1971 os mesmos autores (Ref. nº 2) calcularam para Alegrete deficits de umidade anuais de 71, 57, 47, 40, 35, 27, 23, 19 e 15 mm considerando capacidades de retenção de água no solo, de 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 350 e 400 mm.

No balanço hídrico publicado pelo Departamento Nacional de Meteorologia do Ministério de Agricultura em 1972 (Ref. nº 7), aparece Alegrete com deficit de umidade anual igual a 0 mm e com um excedente de 6,78 mm no mesmo período.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Em primeiro lugar foi delimitada a Bacia do Rio Ibirapuitã no setor a montante da cidade de Alegrete (Fig. nº 2) também foi determinada a litologia dominante com base no mapa litológico do Projeto ACIIRS (Fig. nº 3) e finalmente localizadas as Unidades de Mapeamento de solos, segundo o mapa do Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio Grande do Sul (Fig. nº 4) — (Ref. nº 8).

Seguidamente foram planimetradas as superfícies de cada Unidade de Mapeamento de solos dentro do setor em estudo e calculada a percentagem que a superfície de cada uma representa em relação à superfície total considerada.

O cálculo da altura de água armazenável (h) em cada horizonte do perfil da Unidade de Mapeamento foi feito com base na descrição e análise da respectiva Unidade (Ref. nº 9). Para isto foi utilizado o Equivalente de Umidade como representativo da Capacidade de Campo (CC). A percentagem de murchidão (PMP) foi obtida dividindo a CC por 1,84 (Ref. nº 9).

A gravidade específica aparente (Da) foi estimada com base nas recomendações de Israelsen e Hansen citados por Grassi (Ref. nº 10).

Para o cálculo da altura de água armazenada foi utilizada a profundidade de cada horizonte do perfil indicada na descrição da Unidade (H). Somando-se as alturas de água armazenadas em cada horizonte, obteve-se a altura de água armazenável no perfil. A altura da lâmina de água armazenável foi calculada mediante a equação:

$$h = \frac{CC\text{-}PMP}{100} Da \cdot H$$

O segundo parâmetro de balanço hídrico é a Precipitação Efetiva (Pe) que foi calculada diminuindo-se da chuva mensal a altura de Escoamento Superficial **(surface run off)**. Esse último valor foi calculado no fluviograma médio do rio, tirando-se dos valores mensais a vazão do mês de menor defluvio, a qual foi considerada como fluxo básico proveniente dos lençóis profundos.

Os valores mensais de ETP que constituem o terceiro parâmetro do balanço hídrico foram tomados do trabalho de Silveira da Mota (Ref. nº 7).

Finalmente, foram feitos balanços hídricos para cada uma das Unidades de Mapeamento da bacia e os dados de excedentes hídricos (escoamento superficial mais drenagem interna) foram comparados com os deflúvios mensais médios obtidos pela Companhia Estatal de Energia Elétrica (CEE) na Estação Fluviométrica de Alegrete (Ref. nº 11).

5. RESULTADOS

5.1. Distribuição das Unidades de Mapeamento na área da bacia do Rio Ibirapuitã. Os resultados constam no Quadro nº 1.

5.2 Alturas da lâmina de água armazenável nos solos da Bacia Ibirapuitã. O cálculo, feito na forma já descrita, aparece resumido no Quadro nº 2.

5.3. Determinação da pluviometria efetiva (Pe). Primeiramente foi feita a separação do escoamento superficial do fluxo básico do rio, na forma já descrita. (Fig. 5). A continuação,o escoamento superficial assim calculado foi deduzido da pluviometria **in natura,** obtendo-se a pluviometria efetiva (Fig. 6).

5.4. Balanços hídricos

Na base dos parâmetros indicados foram feitos balanços hídricos para todas as Unidades de Mapeamento consideradas, agrupadas na forma que segue:

– Grupo A. Compreende as três fases da Unidade Pedregal, que totalizam 377.000 has representando o 65,35% da superfície da bacia e posuem uma capacidade de armazenamento de água de 22 mm (Fig. 7).

– Grupo B. Compreende as Unidades: São Pedro, Vacacai, Escobar, Camaquá, e as Associações Livramento-São Pedro e São Pedro-Santa Maria, que totalizam 114.700 has representando o 20% da superfície da bacia. Estas unidades apresentam uma capacidade de armazenamento de água entre 114 e 252 mm igualando ou superando a altura de chuva acumulada disponível para ser armazenada (setembro) e consequentemente seus balanços hídricoss resultam idênticos (Fig. 8).

– Grupo C. Compreende a Associação Pedregal suave ondulado – São Pedro – Escobar – Afloramento de Rochas, representa 79.900 has. e 13,80% da superfície da bacia com 50 mm de capacidade de armazenamento.

– Grupo D. Compreende a Associação Pedregal suave ondulado-Escolbar; esta unidade abrange 4.900 has que significam o 0,85% da superfície da bacia, sendo sua capacidade de armazenamento de 62 mm.

5.4.1. Resultados quanto a drenagem. O resumo dos resultados está no Quadro nº 3.

5.4.2. Resultados quanto a deficiências hídricas. O resumo está no Quadro nº 4.

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1. Solos do grupo A: A estratigrafia destes perfis representada esquematicamente na Fig. 9 tomada do trabalho do projeto ACIIRS, e o balanço hídrico da Unidade Pedregal possibilitam fazer algumas observações.

6.1.1. Normalmente ocorre nestes solos um deficit de umidade de 250 mm. distribuido nos meses de novembro e fevereiro (Fig. 7). Este deficit é consideravelmente maior que os valores apresentados em estudos anteriores desta Região (Ref. 4, 5, 6, 7) e aparentemente, concorda muito mais com a observação direita da área nos meses de verão.

6.1.2. As reservas de água no solo são praticamente inexistentes e a vegetação depende totalmente na regularidade das chuvas.

6.1.3. Não obstante o fato que a soma dos valores de escoamento superficial e drenagem (422 mm) supera o deficit de umidade (250 mm) não parece aconselhável uma política de açudagem e irrigação devido a que isto acarretaria perdas excessivas de água por infiltração e evaporação nos açudes. Por outra parte a pouca profundidade do solo faz duvidosa a recuperação do investimento necessário.

6.1.4. Deve ser ressaltado o fato que ainda nos meses de maior déficit de umidade a chuva fornece cerca da metade da água que as plantas necessitam e conseqüentemente parece ser conveniente dedicar recursos e esforços para encontrar ou produzir espécies ou variedades de plantas forrageiras adaptadas a esta limitação hídrica.

6.2. Solos do grupo B.

Quadro 1 – Símbolo, nome, superfície e participação das Unidades de Mapeamento que integram a Bacia do Rio Ibirapuitã, à montante da cidade de Alegrete.

Símbolo	Nome da Unidade de Mapeamento	Superfície Has.	% na bacia
Pe 1	Pedregal, fase suave ondulado	181.500	31.45
Pe 2	Pedregal, fase ondulado	112.300	19.45
Pe 3	Pedregal, fase forte ondulado	83.400	14.45
S. P.	São Pedro	61.700	10.70
Va 1	Vacacaí	20.100	3.60
ES	Escobar	11.700	2.02
CA	Camaquã	1.500	0.26
Pe 1, SP, ES, AR.	Associação Pedregal suave ondulado São Pedro, Escobar e Afloramento Rochas.	79,900	13.80
L, SP.	Associação Livramento e São Pedro	14.500	2.52
SP, SM	Associação São Pedro e Santa Maria	5.200	0,90
Pe 1, ES	Pedregal suave ondulado e Escobar	4.900	0.85
	Superfície total	576.700	100.00

QUADRO Nº 2: CALCULO DAS ALTURAS DE AGUA ARMAZENAVEIS NOS PERFIS DAS UNIDADES DE MAPEAMENTO DE SOLOS DA BACIA.

Solo	Horizontes Simbol.	Prof. cm.	Textura	Equivalente de umidade %	Percentagem de murcha	Densidade aparente	Agua (cm) armazenave	Observ.
Pedregal	A	0–15	Fr. arenoso	21,0	11,4	1,5	2,16	
Pe 1, Pe 2, Pe3	C ou R	15 +	——	——	——	——	——	Basalto
São Pedro	A 1	0–65	Fr. arenoso	10,5	5,7	1,5	4,68	
SP	A 2	65–100	Fr. arenoso	16,0	8,7	1,5	3,84	
	B	100–210	Fr. arg. ar.	19,0	10,3	1,3	12,4	
	C	210 +	——	——	——	——	——	Arenito
Soma							20,92	
Vacacai	A	0–70	Fr. arenoso	11,5	6,2	1,5	5,52	
Va 1	B	70–120	Fr. argil.	25,0	13,6	1,35	7,70	
	C	120 +	Areia gros.	——	——	——	——	Aluvium
Soma							13,22	
Escobar	A 11	0–15	Argila	57,0	31,0	1,25	4,87	
ES	A 12	15–70	Arg. pesada	65,0	35,4	1,25	20,35	
	C	70 +	——	——	——	——	——	Basalto
Soma							25,22	
Camaqua	A	0–42	Fr. arenoso	11,5	6,25	1,5	3,30	
CA	B 1	42–58	Fr. argil.	19	10,3	1,35	1,88	
	B 2	58–120	Argila	20,5	11,2	1,25	7,21	
	B 3	120–150	Arg. arenosa	20,0	10,9	1,30	3,54	
	C	150 +	——	——	——	——	——	Granito
Soma							15,93	
Pe 1–SP–ES–AR	——	0–70	Fr. arenosa	10,5	5,7	1,5	5,04	
L – SP	——	0–120	Fr. arg. aren	16,0	8,7	1,3	11,38	
SP–SM	——	0–110	Fr. arenoso	21,0	11,4	1,5	15,84	
Pe 1–Es	——	0–40	Fr. argil.	25,0	13,6	1,35	6,15	

QUADRO Nº 3*

AGRUPAMENTO DE SOLOS

Mes	Grupo A	Grupo B	Grupo C	Grupo D
Julho	8,2 mm	0 mm	8,2 mm	8,2 mm
Agosto	0	0	0	0
Setembro	1,7	0	1,7	1,7
Outubro	0	0	0	0
Novembro	0	0	0	0
Dezembro	0	0	0	0
Janeiro	0	0	0	0
Fevereiro	0	0	0	0
Março	0	0	0	0
Abril	0,1	0	0	0
Maio	37,0	0	9,1	0
Junho	45,4	0	45,4	42,5
Total	92,4	0	64,4	52,4
Coeficiente	0,654	0,200	0,138	0,085
Áporte ao Drenagem da bacia	59,22	0	8,88	0,44

* Drenagem interna dos solos da Bacia Ibirapuitã.
Lâmina ponderada para a bacia. (68,54 mm.)

QUADRO Nº 4*

AGRUPAMENTO DE SOLOS

Mes	Grupo A	Grupo B	Grupo C	Grupo D
Julho	0	0	0	0
Agosto	0	0	0	0
Setembro	0	0	0	0
Outubro	0	0	0	0
Novembro	76,9	0	46,9	36,9
Dezembro	68,2	52,7	68,2	68,2
Janeiro	53,3	53,3	53,3	53,3
Fevereiro	46,4	46,4	46,4	46,4
Março	0	0	0	
Abril	0	0	0	
Maio	0	0	0	
Junho	0	0	0	
TOTAL	244,8	152,4	216,8	204,8

* Deficiências hídricas dos solos da bacia Ibirapuitã. (em mm.)

6.2.1. O balanço hídrico destes solos (Fig. 9) evidencia o papel da profundidade do perfil como regularizador da umidade. Praticamente, todos os excedentes de chuva efetiva dos meses de abril até janeiro ficam armazenados no solo e permitem superar a seca de novembro e parte da de dezembro. Nos meses de dezembro, janeiro e fevereiro a chuva abastece aproximadamente 66% da ETP.

6.2.2. Açudagem e irrigação suplementar são práticas recomendáveis nestes solos e podem aumentar consideravelmente sua produtividade.

6.3. Resultados com respeito a metodologia empregada.

Segundo os dados do Quadro nº 3, a drenagem dos solos da bacia produz 68,54 mm anuais que somados aos 328,9 mm de escoamento superficial (Fig. 5) resultam 397,44 mm. Por outra parte, o deflúvio de 15 anos medido pela CEE (Ref. Nº 11) em Alegrete, é de 479 mm anuais. Como em ambos casos a pluviometria empregada foi a média da bacia (1.385,5 mm) pode concluir-se que o escoamento superficial real é maior que o calculado. Um cálculo mais aproximado do escoamento superficial poderia ser feito com base a hidrogramas unitários, o que pode ser objeto de outro trabalho. (Ref. Nos. 12 e 13).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Conselho Nacional de Geografia. **Atlas Nacional do Brasil.** Rio de Janeiro, 1966.

2. MOTA, F.S. et al. **Zoneamento agroclimático do Rio Grande do Sul.** Normas agroclimáticas. Ministério de Agricultura, DNPAS/IPAS, Pelotas 1971 v.1.

3. CAMARGO, A. P. de. Contribuição para a determinação da evapotranspiração potencial no Estado de São Paulo. **Bragantia**, Campinas, 21 (12): 163-213, 1962.

4. INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZAÇÃO E REFORMA AGRÁRIA. **Levantamento e avaliação de recursos naturais, sócio-econômicos e institucionais do Rio Grande do Sul.** Brasília, 1973. v.1.

5. BARRIOS, J. et al. Determinação rápida das limitações de umidade para as culturas no Estado de Rio Grande do Sul, Brasil. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO, 2.,Porto Alegre, 1970. **Anais...** Porto Alegre, Ministério do Interior/GEIDA, 1970.

6. MOTA, S. da et al. Balanço hídrico do Rio Grande do Sul. **Pesquisa Agropecuária Brasileira,** Rio de Janeiro, 5: 1-27, 1970.

7. BRASIL. Departamento Nacional de Meteorologia. **Balanço hídrico do Brasil.** Rio de Janeiro, 1972.

8. BRASIL. Ministério da Agricultura. Divisão de Pesquisa Pedológica. **Levantamento de reocnhecimento dos solos do Estado do Rio Grande do Suo.** Recife, 1973.

9. BAVER, L.D. **Soil physics.** New York, J. Wiley, 1948.

10. GRASSI, C.J. **Estimación de los usos consuntivos de agua y requerimientos de riego con fines de formulación y diseño de proyectos.** Mérida, Venez, CIDIAT, 1968.

11. ULBRICH, R.R. **Características hidrológicas do R C. do Sul.** Porto Alegre, Cia. Estadual de Energia Elétrica, 1966. Mimeog.

12. PINTO, N. L. de Souza et al. **Hidrologia de superfície.** Curitiba, Univ. Fed. Paraná, Escola de Engenharia, 1967. Notas de aula.

13. GARCEZ, L.N. **Hidrologia.** São Paulo, Universidade de São Paulo, 1967.

EFEITO DA IRRIGAÇÃO NO MOVIMENTO DE NITRATOS EM UM LATOSSOLO

A.A. Millar*, José Ribamar Pereira ** e F. Lopes Filho***

INTRODUÇÃO

O manejo adequado da irrigação determina em grande parte a eficiência de uso pelas plantas dos adubos aplicados ao solo. Os sais movimentam-se ou acumulam-se no solo principalmente devido ao movimento da água de irrigação. Dos processos envolvidos no movimento de nutrientes, a convecção ou fluxo de massa (7) é de maior importância agrícola em solos manejados sob irrigação.

A direção e extensão do movimento de nutrientes por fluxo de massa depende da concentração do nutriente na solução e da direção e velocidade do movimento da solução no solo (7). A mobilidade dos nutrientes no solo é afetada por fatores físicos, químicos e climáticos sobre os quais Thomas (10) apresenta uma discussão detalhada.

Dos nutrientes nitrogenados o mais comum na solução do solo é o nitrato (10). Praticamente todos os íons nitratos se perdem da camada arável dos solos arenosos devido ao fluxo de massa (1). Alguns fatores que afetam o movimento de nitrato aplicado ao solo são: quantidade de nitrato aplicada, lâmina e movimento da água no solo, método de aplicação da irrigação, absorção pelas plantas, cátions associados, temperatura e atividade microbiana (3,5).

Neste trabalho apresentam-se os resultados de um estudo do movimento de nitrato em um latossolo sob diferentes lâminas de irrigação.

MATERIAIS E MÉTODOS

No Laboratório de Solos da SUDENE, em Petrolina, realizaram-se testes em colunas de solo com a finalidade de estudar o efeito da irrigação no movimento do nitrato.

Utilizando um latossolo do Projeto de Irrigação do Bebedouro da CODEVASF, prepararam-se colunas de solo em tubos PVC de 90 cm de comprimento e 10 cm de diâmetro. O solo foi amostrado em camadas de 30 cm e assim restituído nos tubos de PVC. Com a finalidade de se obter homogeneidade na coluna, as amostras foram colocadas em quantidades correspondentes a 0,5 kg e compactadas com um batedor de borracha. Testes de infiltração e permeabilidade definiram a homogeneidade das colunas.

As colunas foram montadas em posição vertical e mediante uma calha e sifões aplicou-se uma carga de água constante de 6,5 cm.

Em um conjunto de colunas realizaram-se testes de infiltração e logo após aplicou-se a carga de água constante. Uma vez indicada a drenagem das colunas, aproximadamente 30 minutos após o início da aplicação da lâmina, fizeram-se várias determinações de permeabilidade durante 24 horas. Com a finalidade de se obter a distribuição do nitrato por efeito do fluxo saturado, nestas colunas aplicou-se 100 kg N/ha na forma de KNO_3 na superfície das colunas e 3 minutos após ligaram-se os sifões. Uma hora após funcionar em fluxo saturado, as colunas foram amostradas a cada 5 cm, e nestas amostras determinou-se o conteúdo de nitrato pelo método do ácido fenoldissulfônico (4).

Uma outra série de colunas receberam também 100 kg N/ha em forma diluída na superfície do solo, e logo após submeteram-se foram simultânea a 5 lâminas de irrigação: 2, 4, 8, 12 e 16 cm de água mediante uma garrafa invertida, mantendo-se 3 cm de altura da água sobre a superfície da coluna durante a aplicação da lâmina de irrigação. O sistema empregado na aplicação foi similar ao mostrado por Bates e Tisdale (2).

As colunas do segundo conjunto, 24 horas após terem recebido as diferentes lâminas de irrigação foram amostradas a cada 5 cm de profundidade e nestas amostras determinou-se o conteúdo de nitrato pelo método já mencionado.

*Eng. Agr. Ph.D., Especialista em Irrigação, IICA, Convênio MINTER/IICA, Escritório da SUDENE, Petrolina, PE.

** Eng. Agr. M.S., Chefe do Laboratório de Solos, Departamento de Recursos Naturais, Divisão de Estudos Integrados, SUDENE, Escritório da SUDENE, Petrolina, PE.

***Eng. Agr. Pesquisador do Centro de Pesquisas Agropecuárias do Trópico Semi Árido, EMBRAPA, Petrolina, PE.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Figura 1, mostra-se a curva de retenção de umidade do latossolo para a profundidade de 0 a 45 cm, e na Figura 2 apresenta-se a condutividade capilar em função do conteúdo de água. Essa informação foi obtida por Carvallo e Azevedo (6) através de um método empírico. Estas duas características físico-hídricas do solo são muito importantes na descrição do movimento de nitrato no fluxo não saturado, conforme será descrito posteriormente.

Na Figura 3, mostra-se a distribuição média do nitrato no perfil do solo de colunas sob condições de fluxo saturado, com diferente condutividade hidráulica, após uma hora de aplicado o KNO_3 na superfície do solo. O avanço da concentração máxima foi maior na coluna com a condutividade hidráulica mais alta. O avanço da concentração máxima (A) em função da condutividade hidráulica (K) apresenta-se na Figura 4. Encontrou-se uma relação curvilinear com a relação A/K variando entre 5,6 e 9,3 $cm/cmhr^{-1}$. O solo em condições de campo tem uma infiltração básica, que representa aproximadamente a condutividade hidráulica, da ordem de 2 $cm\ hr^{-1}$.

A Figura 5, mostra a distribuição do nitrato no perfil das colunas de solo para as diferentes lâminas de irrigação aplicadas. Observa-se que o movimento do nitrato aumentou com o incremento da lâmina aplicada. A relação entre o avanço médio da máxima concentração de nitrato e a lâmina de irrigação está na Figura 6. Encontrou-se uma relação de aproximadamente 4,38 cm de avanço por cm de água aplicada. Bates e Tisdale (2) encontraram em solos arenosos uma relação de 7 a 17,7 cm de avanço da concentração máxima por cm de água aplicada, entretanto, Olsen et al. (9), para o mesmo tipo de solo encontraram uma relação de 4. A informação obtida para o latossolo é razoável considerando as suas características de textura franco arenosa.

O aspecto mais importante que mostra a Figura 6 refere-se ao efeito de carreamento provocado pela lâmina de irrigação. Observa-se que com uma lâmina de 50 mm, o que seria uma irrigação comum neste solo, o deslocamento da concentração máxima de nitrato só chegará até 23 cm de profundidade se o adubo estiver na superfície Do anterior se deduz que é de grande importância agrícola manter o manejo da irrigação a um nível adequado com a finalidade de evitar perdas por percolação e obter o máximo retorno da adubação nitrogenada.

A informação da Figura 6 juntamente com a da Figura 2 permitem descrever, através de um balanço de água, a situação do movimento do nitrato, inicialmente na superfície, num ciclo de irrigações sucessivas. A informação da Figura 6 permite definir o avanço da concentração máxima para o caso de uma irrigação após a aplicação superficial do adubo. Este caso representa o máximo efeito da movimentação por fluxo de massa, considerando que o movimento de água na primeira fase da irrigação é quase saturado. Todo movimento posterior é na fase não saturada, o qual poderia em princípio descrever-se com base na informação da Figura 2. Esta suposição não é totalmente certa devido a que nem sempre se encontra no perfil do solo uma condição de gradiente hidráulico unitário. Mas, para as suposições da análise é um procedimento satisfatório.

Para esta análise considerou-se a aplicação da irrigação cada vez que o balanço de água indicava 50% de água disponível. As extrações de água do perfil de solo fixaram-se em 3, 5 e 7 mm dia^{-1}. Os resultados desta análise apresentam-se na Figura 7 para dois ciclos de irrigações iniciadas com o adubo nitrogenado na superfície do solo. A freqüência de irrigação ficou definida pelo padrão de extração constante de água pela cultura, e a perda variável por percolação da zona radicular é definida pela Figura 2 em função do conteúdo de água no perfil do solo. Esta última relação para os três casos de extração constante apresenta-se na Figura 8.

A Figura 7 mostra o grande movimento inicial da concentração máxima como produto da primeira irrigação. Observa-se que o movimento durante o primeiro dia após a irrigação é quase na fase saturada. Logo após e até a próxima irrigação o movimento do nitrato se supõe que continua de acordo com o movimento de água na fase não saturada dado pela Figura 2. Não obstante a Figura 6 indicar traços retos entre irrigações, estes são curvilíneos como mostra a Figura 8. O latossolo tem uma taxa de drenagem interna de aproximadamente 2,64 mm dia^{-1} quando o conteúdo de água no solo está na capacidade de campo, diminuindo curvilineamente a zero em 4 a 6 dias após a irrigação dependendo do padrão da extração de água pela cultura.

O efeito do fluxo de massa da segunda irrigação é menor devido ao fato da camada superficial do solo acima da concentração máxima atuar como tampão de armazenamento, deixando uma menor quantidade de água atingir a concentração máxima. Para uma profundidade de 90 cm, camada onde aplicou-se o balanço de água, uma irrigação de 50% da água disponível corresponde a aproximadamente 50 mm. Desta lâmina aproximadamente 38 mm ficaram retidos na camada acima da concentração máxima e só 12 mm tingiram-na, produzindo movimento de fluxo de massa, e portanto produzindo um deslocamento de apenas 20-25% do efeito inicial. Após a segunda irrigação todo movimento posterior da concentração máxima só ocorre devido ao movimento de água interno porque a lâmina de irrigação não atinge a concentração máxima diretamente. Na Figura 7 também inclui-se a situação de uma segunda aplicação de adubo nitrogenado como normalmente acontece com algumas culturas. Neste caso o movimento da concentração máxima vai em forma similar à primeira aplicação. As irrigações que estão afetando à segunda aplicação de adubo não influenciam apreciavelmente o movimento do primeiro perfil de concentração.

Pelas profundidades atingidas pela máxima concentração após um número apreciável de irrigações conclui-se que a maior quantidade do adubo permaneceria numa profundidade onde poderia ser utilizada pelas plantas. A

condição anterior está limitada ao caso de um manejo adequado e eficiente das irrigações. A medida que aumentam as perdas por percolação por manejo inadequado da irrigação também aumentará o deslocamento da máxima concentração e portanto aumentarão as possibilidades de perdas de adubo na água de percolação.

Um outro fator importante na análise anterior está relacionado ao efeito da presença da cultura e inversão dos gradientes de potenciais de água, os quais afetarão o movimento de fluxo de massa. Devido à absorção do nutriente pela planta produzem-se gradientes de concentração de nitrato para as raízes da planta. Este fenômeno de difusão é menos importante na fase saturada mas torna-se realmente importante na fase não saturada devido a que o efeito do fluxo de massa no movimento do nitrato é reduzido. O efeito da mudança na direção do fluxo de água, especialmente em condições de alta evaporação, reduz o avanço da concentração máxima em profundidade considerando que o movimento de água para a superfície devido à inversão de gradientes de potenciais de água transporta também o adubo na mesma direção. Este efeito é mais reduzido por produzir-se em condições não saturadas no solo.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados deste trabalho permitem concluir:

– A profundidade que atinge a concentração máxima de nitrato quando o adubo nitrogenado é colocado na superfície do solo, aumenta com o aumento da lâmina de irrigação na proporção de aproximadamente 4,4 cm de avanço por cm de água aplicada.

– O avanço do "peak" de nitrato aumenta com o aumento da condutividade hidráulica do solo na proporção de 5,6 a 9,3 cm/em hr^{-1}.

– A análise de um ciclo de irrigações mediante o balanço de água, demonstrou que só as duas primeiras irrigações provocam um efeito marcado no movimento do nitrato, sendo devido ao fluxo de massa.

– Irrigações posteriores às duas primeiras provocam um reduzido movimento da concentração máxima de nitrato, sendo proporcional ao movimento de água no fluxo não saturado.

– Baseado nas conclusões anteriores e com a finalidade de evitar perdas de nitrato por percolação, recomenda-se um controle eficiente na aplicação das duas primeiras irrigações após a aplicação do adubo nitrogenado.

BIBLIOGRAFIA

1. ALLISON, F. 1966. The fate of nitrogen applied to soils. Advance in Agronomy 18:219-258.

2. BATES, T.E. e S. TISDALE. 1957. The movement of nitrate nitrogen through columns of coarse-textured soil materials. Soil Science Society of America Proceedings 21:525-528.

3. BOSWELL, F. C. e O. E. ANDERSON, 1970. Nitrogen movement comparisons in cropped versus fallowed soils. Agronomy Journal 62:499-503.

4. BREMMER. J. M. 1965. Inorganic forms of nitrogen. In: C. A. Black (ed.) Methods of Soil Analysis (Part 2). Agronomy series 9:1197-1232.

5. BURNS, G. R. e L. A. DEAN. 1964. The movement of water and nitrate around bands of sodium nitrate in soils and glass beads. Soil Science Society of America Proceedings 28:470-474.

6. CARVALHO, H. O. e H. M. de AZEVEDO. 1975. Determinação da condutividade capilar em função do conteúdo de água através das curvas de retenção. Fortaleza, CE. III Seminário Nacional de Irrigação e Drenagem (Submetido para apresentação).

7. GARDNER, W. R. 1965. Movement of nitrogen in soil. In: W. V. Bartholomew and F. E. Clark (ed.) Soil Nitrogen. Agronomy Series 10:550-572.

8. MILLAR, A. A., N. DUARTE, E. RIQUELME e E. ARIAS. 1975. Movimiento de nitrato en un suelo volcanico bajo diferentes regimenes de riego. Turrialba 25(2):139-143.

9. OLSEN. R. J., R. F. HENSLER, O. J. ATTOE, S.A. WITZEL, e L. A. PETERSON. 1970. Fertilizer nitrogen and crop. rotation in relation to movement of nitrate nitrogen through soil profiles. Soil Science Society of America Proceedings 34:448-452.

10. THOMAS, G. W. 1970. Soil and climatic factors which affect nutrient mobility. In: O. P. Engelstad (ed.) Nutrient mobility in soils: Accumulations and losses. pp. 1-20. Madison, Wisconsin, Soil Science Society of America (Special Publication nº 4).

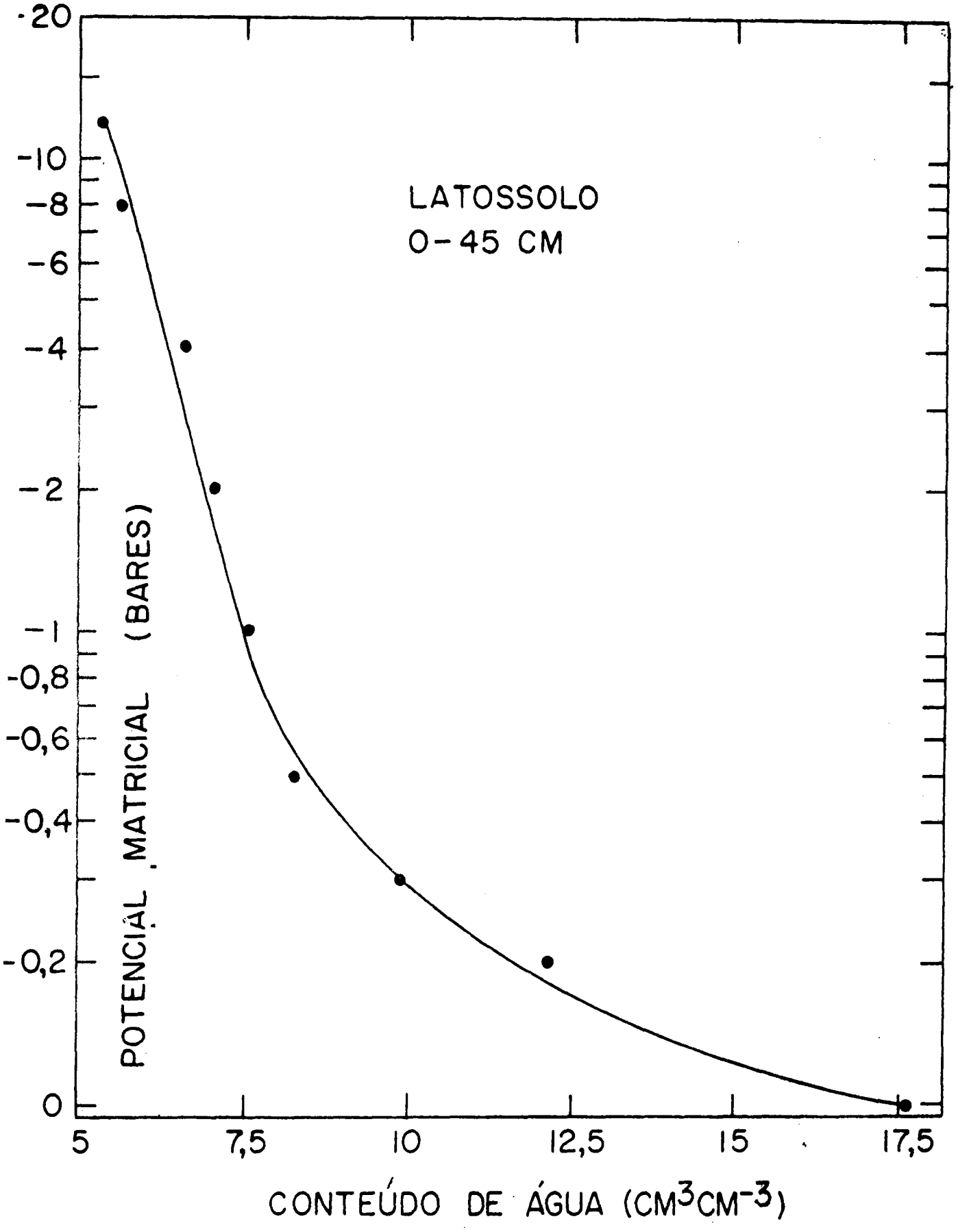


Figura 1. Curva de retenção de água para a camada de 0-45 cm do Latossolo.

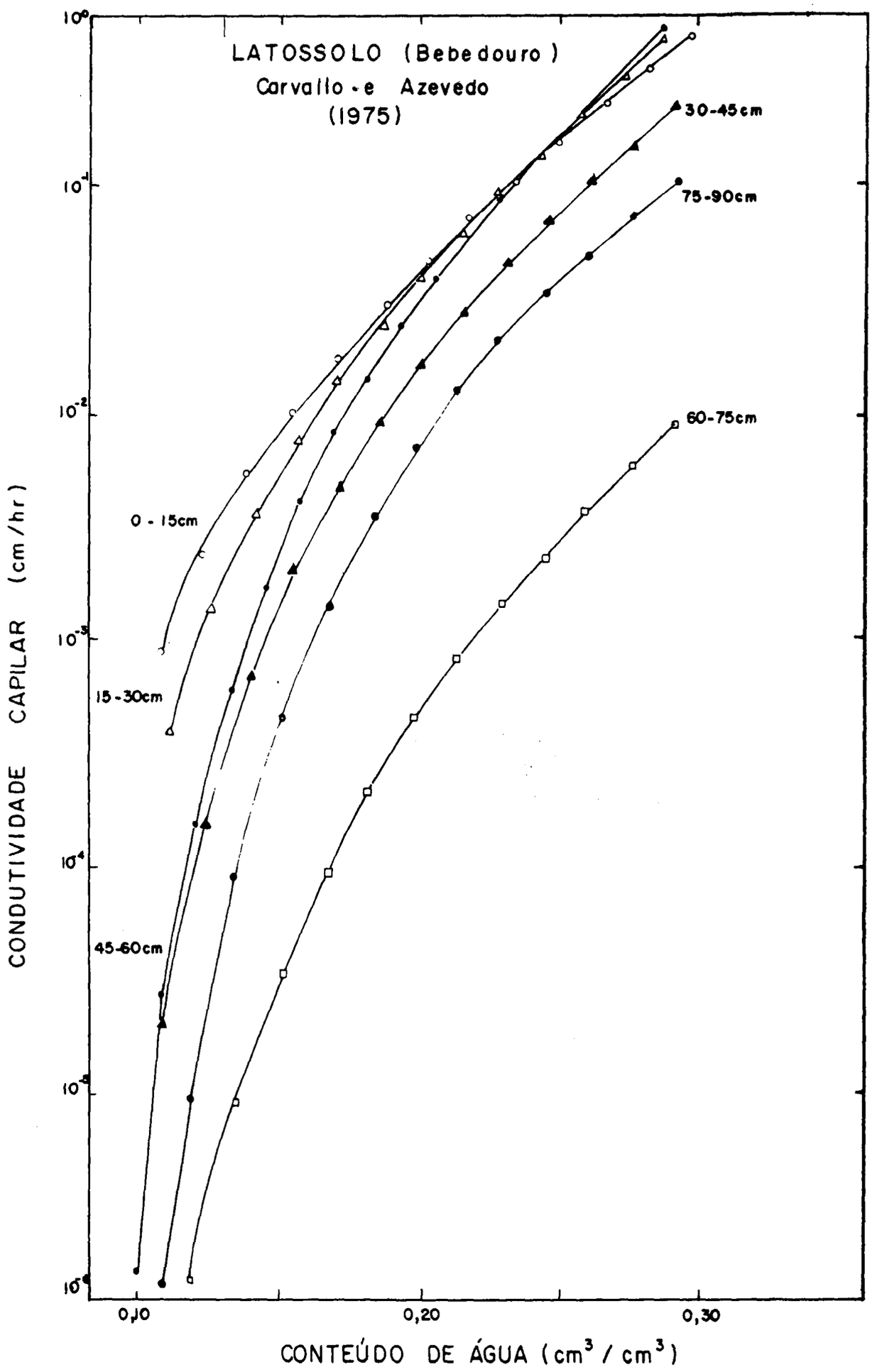


Figura 2 — Condutividade capilar de Latossolo em função do conteúdo de água para diferentes profundidades (Carvalho e Azevedo, 1975).

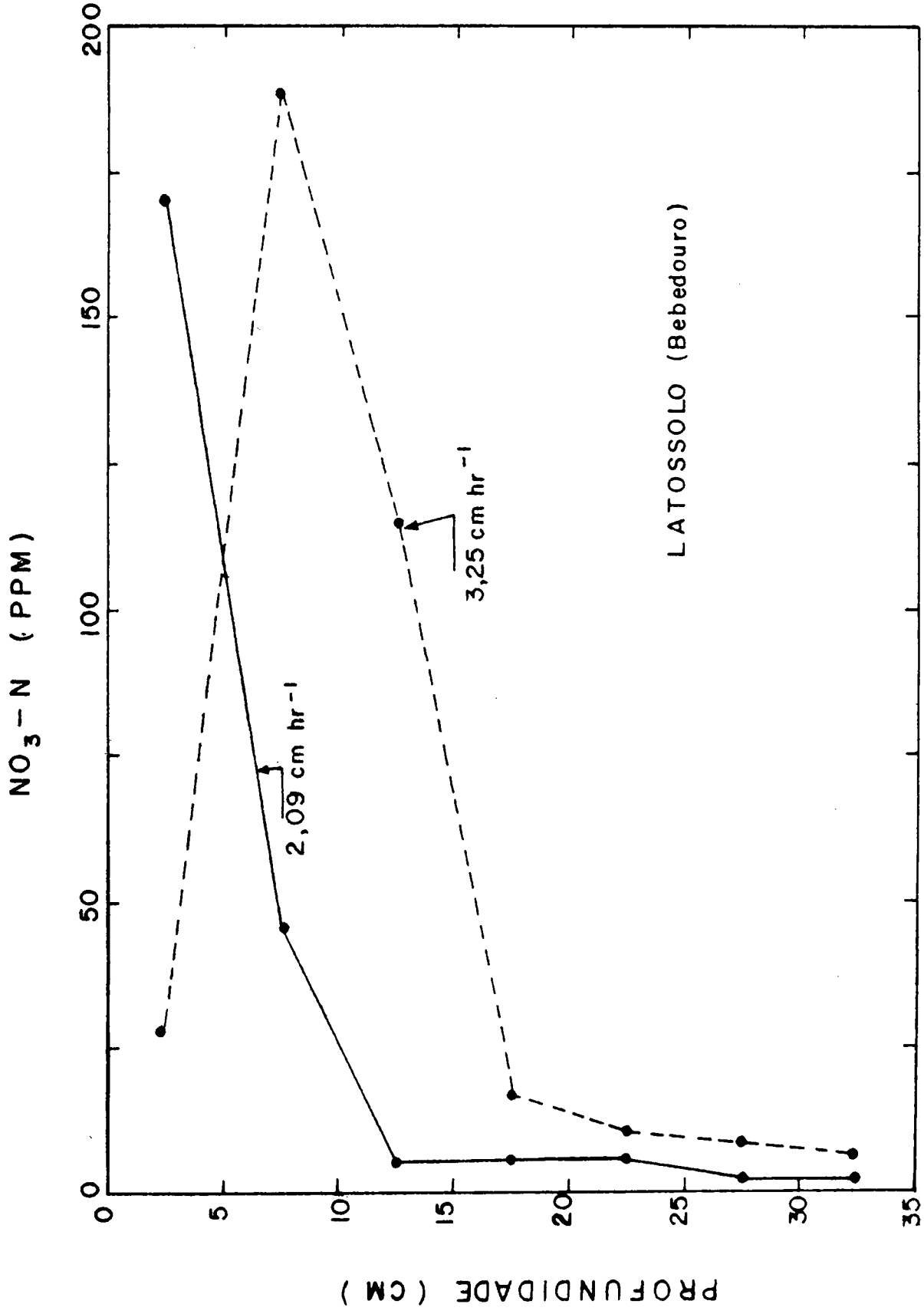


Figura 3 – Distribuição do nitrato no perfil do solo de colunas sob condições de fluxo saturado, após 1 hora de aplicado na superfície.

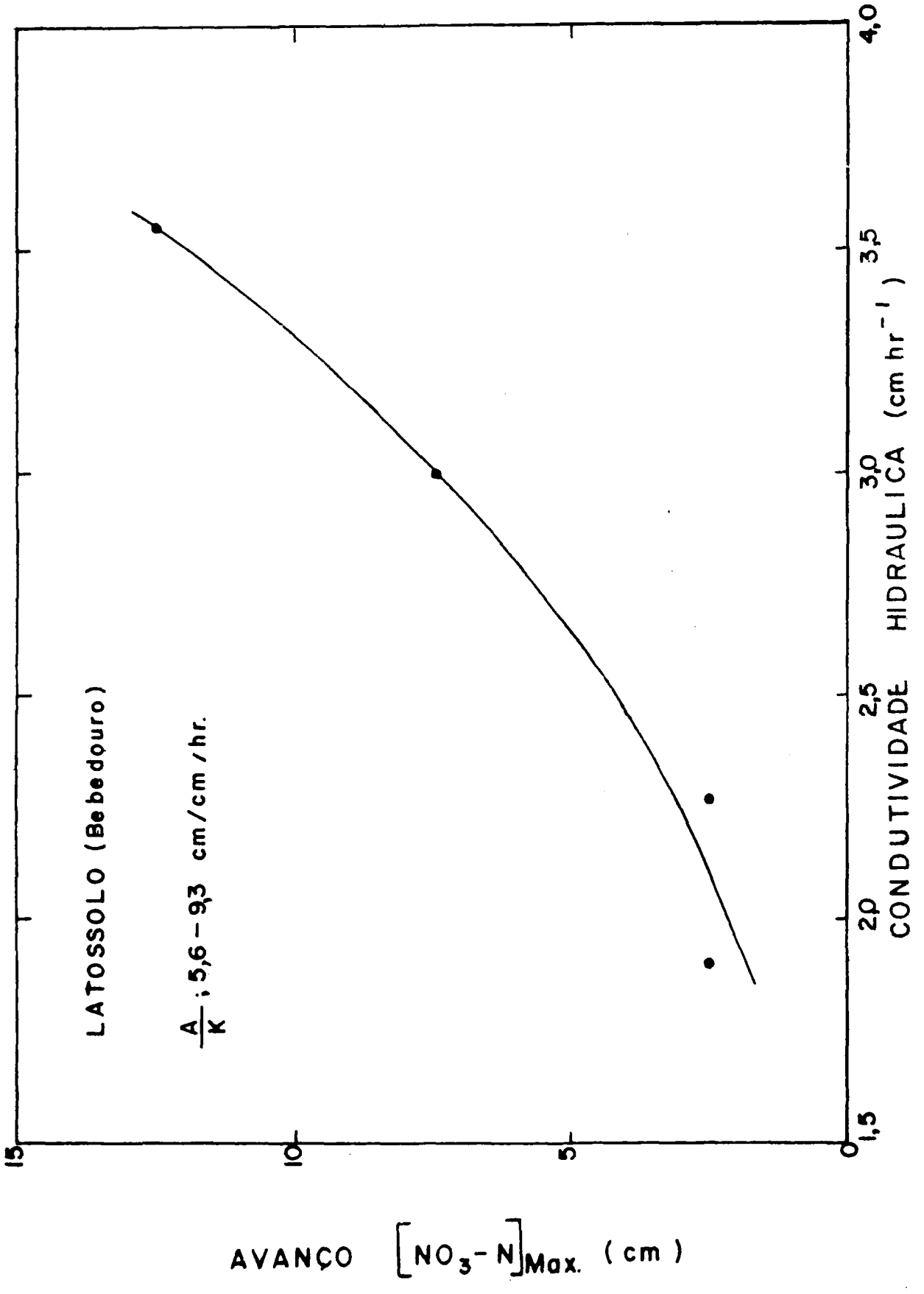


Figura 4. Relação entre o avanço da concentração máxima e a condutividade hidráulica do solo.

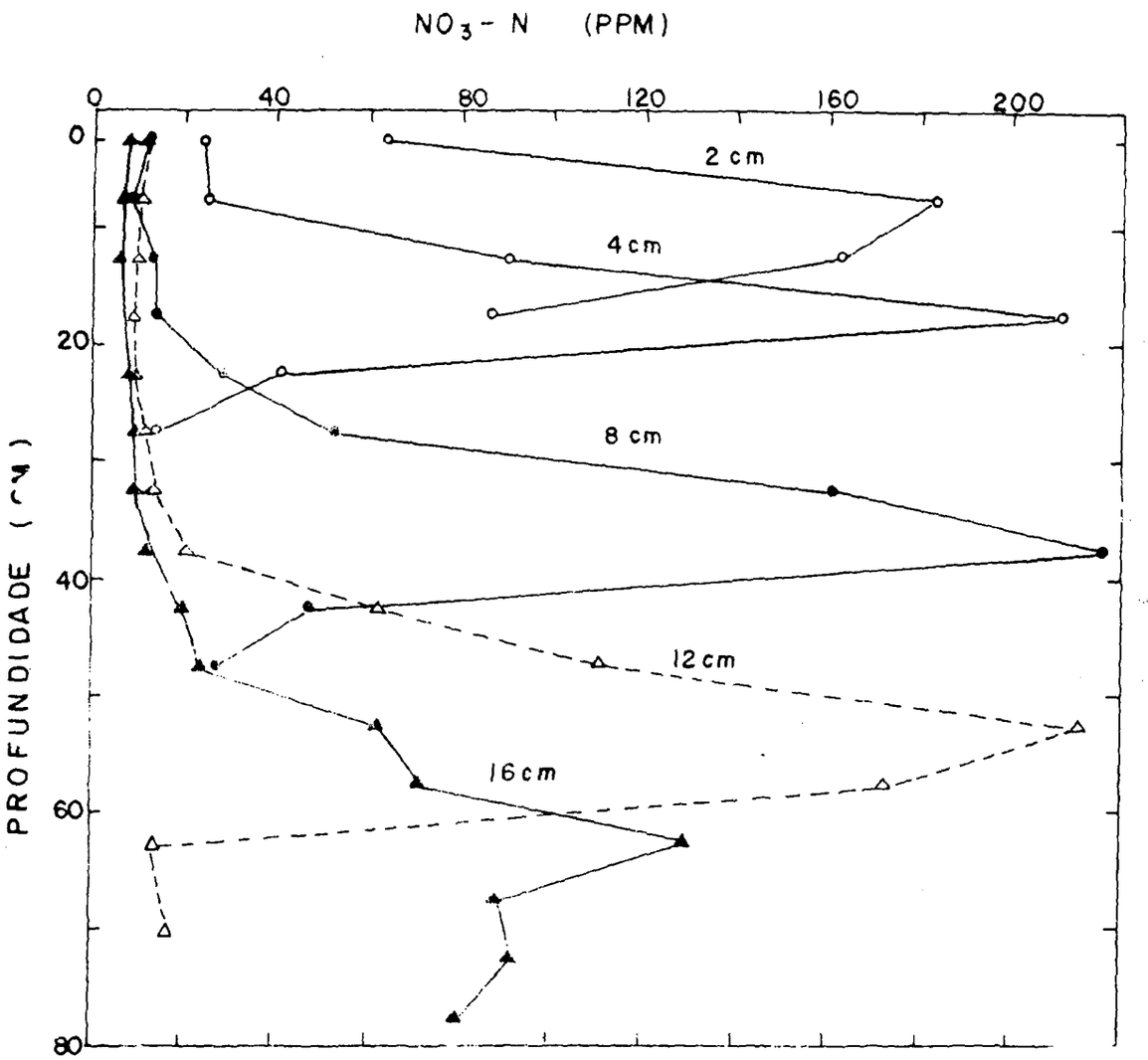


Figura 5. Distribuição do nitrato no perfil das colunas de solo para as diferentes lâminas de irrigação aplicadas.

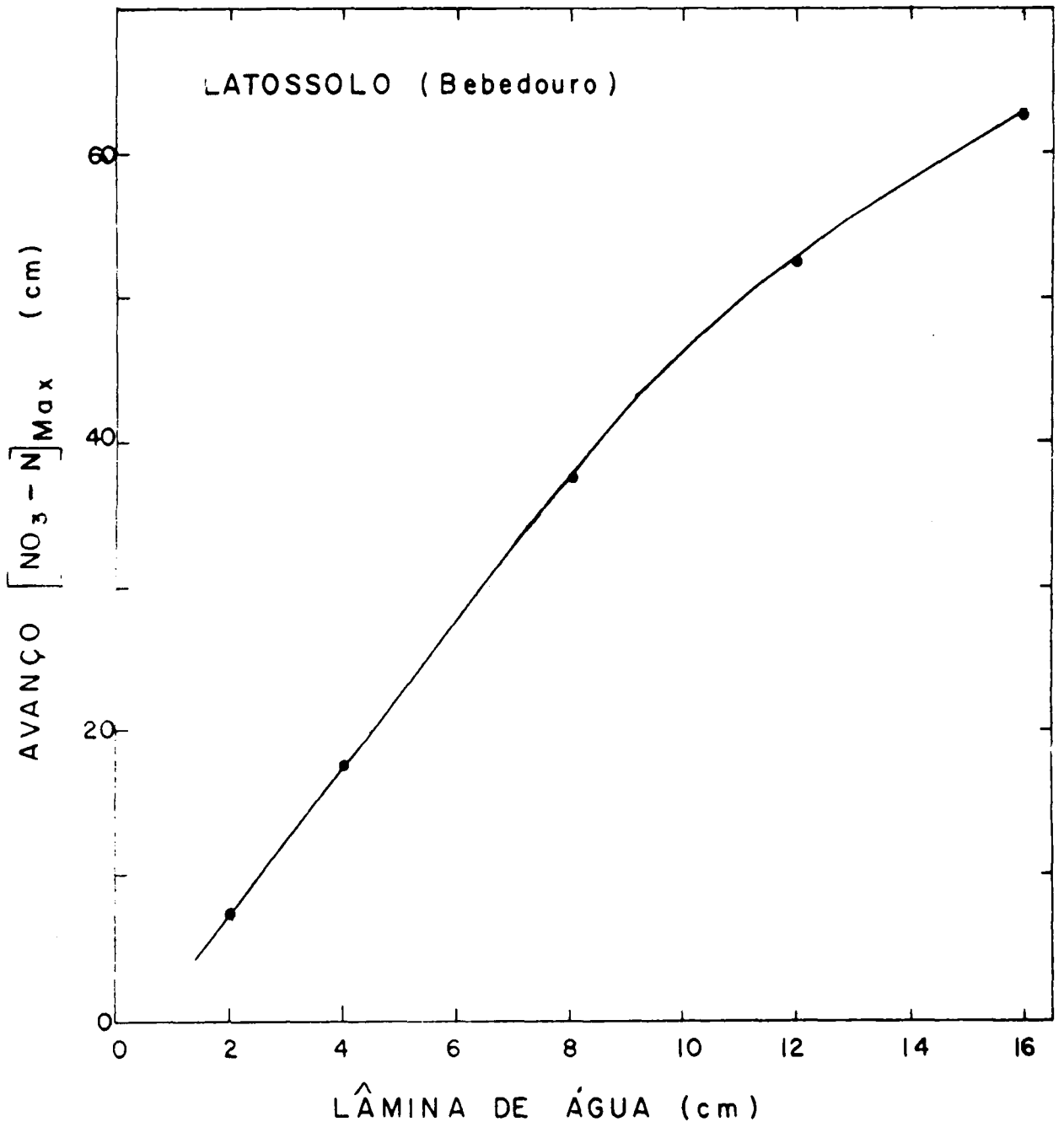


Figura 6 — Relação entre o avanço da concentração máxima de nitrato e lâmina de água aplicada.

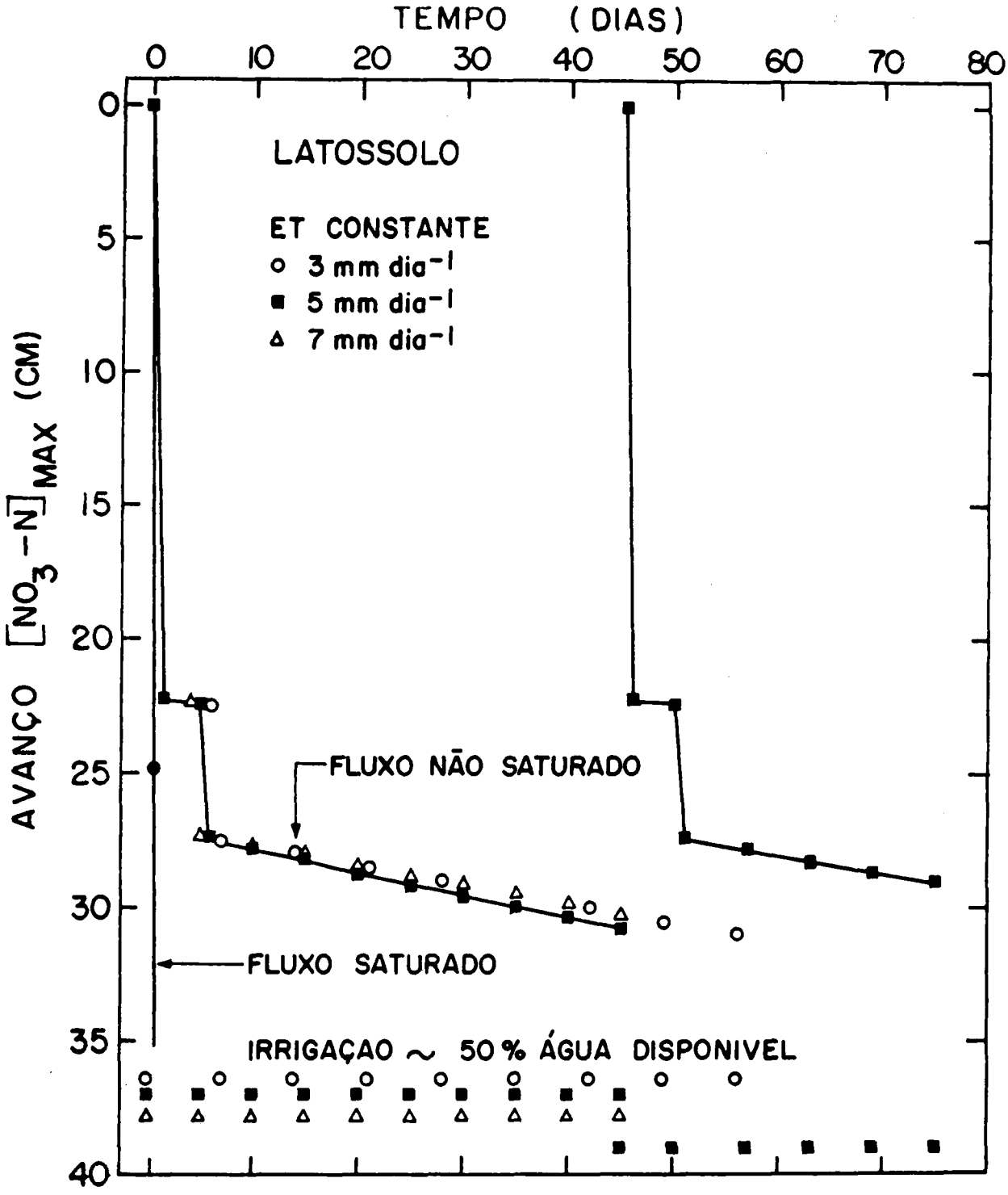


Figura 7. Avanço da concentração máxima de nitrato em função do tempo para um ciclo de irrigações.

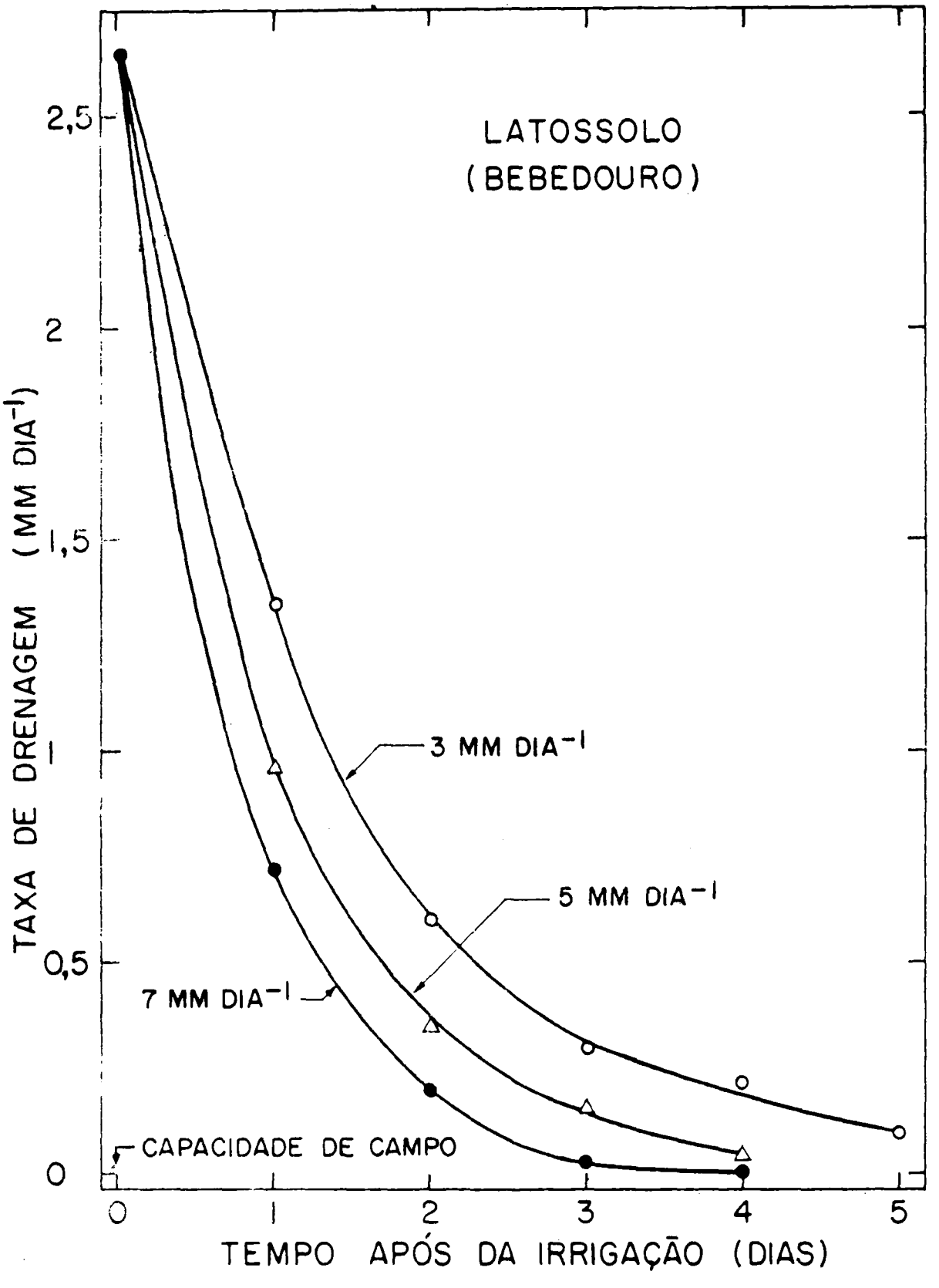


Figura 1. Taxa de drenagem em função do tempo após a irrigação, para diferentes padrões de extração de água.

PERDAS E NITRIFICAÇÃO DO NITROGÊNIO EM UM VERTISSOLO DO MÉDIO SÃO FRANCISCO

José Ribamar Pereira*
Maria A. Amador Cavalcnate**e
F. Lopes Filho***

INTRODUÇÃO

O comportamento dos fertilizantes nitrogenados amoniacais, em solos alcalinos, tem sido objeto de intensa pesquisa (8, 9, 10, 13, 17). Vários fatores com pH do solo, fonte e quantidade de fertilizantes aplicados, método de aplicação, capacidade de troca de cátions, umidade do solo e temperatura (1, 8, 9, 11, 12, 14, 15, 18), agindo isoladamente e em conjunto, determinam a intensidade dos processos de transformação do nitrogênio amoniacal e orgânico no solo em outras formas, influenciando assim, na quantidade de nitrogênio disponível para as plantas.

Resultados de pesquisas tem revelado que grande parte do nitrogênio adicionado à superfície de solos alcalinos na forma amoniacal e orgânica pode ser volatizada na forma de NH_3 (3, 9, 10, 13, 20). Estas perdas podem alcançar valores significativos, diminuindo assim a eficiência do fertilizante como fonte de nitrogênio para as plantas. Valores superiores a 50% tem sido encontrados quando sulfato de amônio, uréia e amônia líquida foram colocados na superfície de solos calcários com pH alcalino (3, 9, 10). Há evidência de que perdas do nitrogênio de solos alcalinos também possam ocorrer através da redução do nitrato e nitrito a formas fasosas (2, 3, 5, 9).

Os fertilizantes amoniacais quando são adicionados ao solo, parte do $NH4^+$ é transformado em nitrito e em seguida a nitrato, através da oxidação biológico (1, 2, 9). A maioria dos solos calcários tem uma flora nitrificante com grande capacidade para oxidar o $NH4^+$ em nitrato, em um período relativamente curto (9). Contudo, amônio em alta concentração associado a pH alcalino, inibe a atividade das bactérias nitrificantes do gênero Nitrobácter, responsáveis pela transformação do nitrito em nitrato, mas não tem nenhum efeito sobre as bactérias do gênero Nitrossomonas, que transformam $NH4^+$ em nitrito (1, 5, 9), em conseqüência poderá aparecer acúmulo de nitrito no solo.

O objetivo deste trabalho foi avaliar as perdas de nitrogênio e as percentagens de nitrificação em função de diferentes níveis e fontes de nitrogênio aplicado no solo.

MATERIAIS E MÉTODOS

Este experimento foi conduzido nas condições de laboratório com amostras de um vertissolo do Médio São Francisco, coletados à profundidade de 0-30cm. As características físicas e químicas do solo constam na Tabela 1.

As amostras de solo foram secas ao ar livre e passadas em peneiras de 2mm de diâmetro, em seguida foram colocadas em placas de Petri com área de 78 cm^2.

Os tratamentos consistiram de três fontes de nitrogênio: sulfato de amônio, uréia e amônia líquida com 20,5, 43 e 10% de N respectivamente, em seis níveis: 0, 25, 50, 100 e 125 mg de N/100 g de solo, aplicadas na superfície do solo.

Durante o período do experimento, o teor de umidade do solo foi mantido em torno da capacidade de campo através da adição de água quando 50% da umidade disponível havia sido evaporada.

No final de 20 dias foram determinados os teores de nitrogênio total, pelo método de Kjeldhal (4), e o nitrato pelo método do ácido fenoldissulfônico (4). O nitrogênio amoniacal foi extraído com KCl 2N e destilado em presença de óxido de magnésio (4). O nitrogênio perdido foi calculado através da diferença entre a soma do nitrogênio do solo e o adicionado, menos a quantidade total recuperada do solo.

O pH foi medido aos 10 e 20 dias após a aplicação do nitrogênio. A temperatura ambiente durante o período do experimento variou de 24o a 36°C.

---

*Eng. Agr. M. Sc., responsável pelo Laboratório de Solos da SUDENE, Petrolina, Pernambuco.

** Eng. Agr., Superintendência do Vale do São Francisco, Juazeiro, Bahia.

*** Eng. Agr., Centro de Pesquisa Agropecuária do Trópico Semi-Árido, EMBRAPA, Petrolina, Pernambuco.

Tabela 1. Propriedades físicas e químicas do solo do local do experimento.

Profundidade cm.	pH(H_2O) 1:1	CE mmhos/cm	Ca^{++}	Mg^{++}	Na^{+}	K^{+}	P ppm	N	M.O.	$CO_3^{=}$	Arg.	Silt	Areia	Umidade 0,3atm	Umidade 15atm
			me/100 g de solo								%				
0 - 30	7,8	0,25	26,0	5,9	0,11	0,30	1,9	0,05	1,1	3,8	57	14	31	28	16
30 - 60	7,8	0,28	27,5	6,2	0,21	0,22	1,2	0,01	0,80	4,3	57	13	30	28	17
60 - 90	7,9	0,40	27,0	6,7	0,30	0,19	1,2	0,02	0,51	4,9	59	13	32	30	18

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados da Figura 1 revelam que ocorreram perdas de parte do nitrogênio aplicado ao solo em todos os tratamentos, tanto em função da fonte, como da quantidade aplicada. Com relação às fontes de nitrogênio, observa-se que as perdas ocorreram na seguinte ordem decrescente: amônia líquida, uréia e sulfato de amônio. Os níveis crescentes de nitrogênio aplicados independente da fonte, incrementaram as perdas de nitrogênio do solo, contudo tiveram pouca influência sobre as percentagens de perdas. Resultados similares foram obtidos por Martin e Chapman (10.

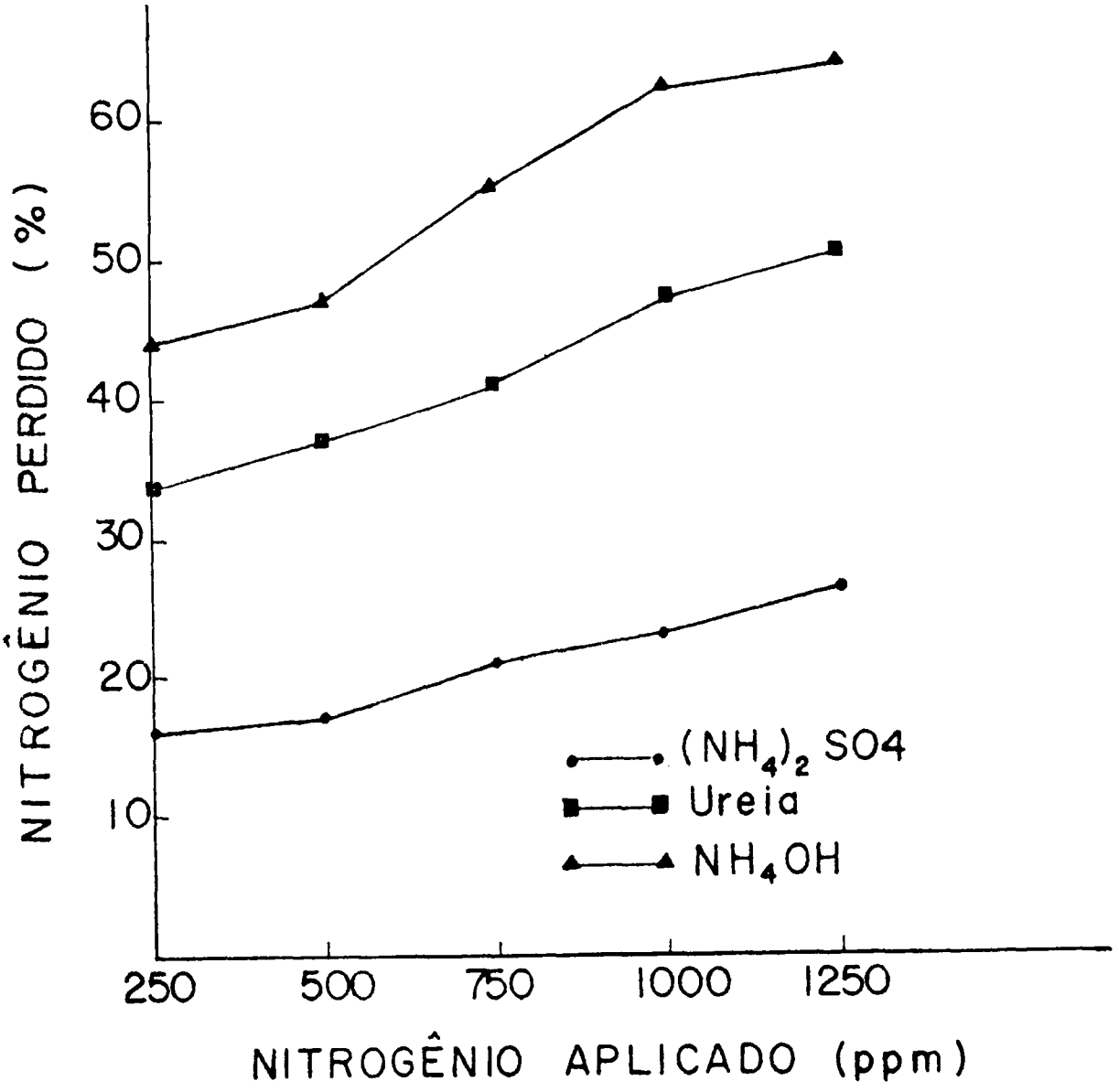


Figura 1. Nitrogênio perdido em um período de 20 dias, em função de diferentes níveis e fontes de nitrogênio aplicado ao solo.

Devido às características do solo (Tabela 1) e as temperaturas elevadas, as perdas do nitrogênio devem ter ocorrido principalmente por volatilização do NH_3 (3, 9, 10). Perdas através do processo de desnitrificação é provável que também tenha ocorrido, mas em menor escala (3, 5).

As diferenças entre as quantidades de nitrogênio perdido das três fontes pode ser explicado através das reações de cada produto no solo. Desse modo a aplicação de amônia líquida, resultou em uma busca elevação no pH do solo, tornando-o ainda mais alcalino, e nestas condições esse produto é instável e se decompõe em H_2O e NH_3 (3, 9). Volatilização do NH_3, oriundo da aplicação superficial da uréia e sulfato de amônio, ocorrem principalmente em consequência da formação de $(NH_4)_2\ CO_3$ que em meio alcalino se decompõe rapidamente, liberando nitrogênio na forma de NH_3 (3, 7, 9, 13).

A natureza das reações que dão formação ao $(NH_4)_2\ CO_3$, em consequência da aplicação de uréia e sulfato de amônio são diferentes, dai as diferenças nas quantidades de nitrogênio volatilizado. A uréia quando colocada em solos alcalinos, se hidroliza rapidamente, através da ação enzimática da urease, formando $(NH_4)_2\ CO_3$ (3, 13). O sulfato de amônio em solos calcários reage com o $CaCO_3$ livre, dando como produtos da reação $CaSO_4$ e $(NH_4)_2\ CO_3$ (3, 7, 8, 13). A razão da maior perda de NH_3 da uréia comparada com o sulfato de amônio, foi provavelmente conseqüência de uma maior reatividade no solo e uma brusca elevação do pH devido à rápida transformação da ureia, imediatamente após ter sido colocado no solo (1, 7, 19, 20). A reação do sulfato de amônio com o $CaCO_3$ livre, não se dá de maneira tão rápida, por esse motivo não produz alto pH, logo após a adição no solo, comparado com uréia (3, 9, 10). De acordo com diversos pesquisadores (6, 10), perdas de nitrogênio da ureia em solos alcalinos, contendo $CaCO_3$ são mais intensas do que $(NH_4)_2\ SO_4$.

O pH do solo (Tabela 2), determinado aos 10 e 20 dias após a aplicação do nitrogênio, revela que nos tratamentos com sulfato de amônio ocorreu um abaixamento do pH, enquanto que nos tratamentos com uréia e amônia líquida aumentou ligeiramente. Estas diferenças no pH estão associadas às perdas do nitrogênio do solo por volatilização (3, 13).

Tabela 2. Variação do pH em função dos tratamentos com sulfato de amônio, ureia e amônia líquida, após 10 e 20 dias de incubação

Tabela 2. Variação do pH em função dos tratamentos com sulfato de amônio, ureia e amônia líquida, após 10 e 20 dias de incubação.

N aplicado	$(NH_4)_2SO_4$		Uréia		NH_4OH	
ppm	10 dias	20 dias	10 dias	20 dias	10 dias	20 dias
	pH (1:1)					
0	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8
250	7.7	7.7	7.9	7.9	8.0	7.8
500	7.6	7.5	8.0	7.9	7.9	7.9
750	7.6	7.5	8.0	8.0	8.1	8.1
1000	7.4	7.4	8.1	8.1	8.2	8.1
1250	7.4	7.4	8.2	8.1	8.3	8.1

Além do processo de volatilização do NH_3, é provável conforme já foi visto, que também tenha ocorrida perdas através de desnitrificação, se bem que em menor escala (3, 5). Estas perdas, parecem especialmente pronunciadas em solos onde se tem verificado acumulação de nitrito, devido as condições desfavoráveis à nitrificação, como no caso de alta concentração de amônio que inibe a atividade das bactérias do gênero Nitrobacter, responsáveis pela transformação do NO_2^- em NO_3^- (1, 6, 9, 17).

Dos dados da Figura 2, nota-se que as quantidades de nitrogênio amoniacal recuperado do solo no final do esperimento, foram mais altos nos tratamentos com sulfato de amônio, seguindo-se os tratamentos com uréia e amônia. As quantidades encontradas estão estreitamente relacionadas com as percentagens de perdas do nitrogênio e a variação do pH do solo determinado aos 10 e 20 dias.

Os produtos usados neste experimento comportaram-se diferentemente em relação ao processo de nitrificação (Figura 3). No nível correspondente a 250 ppm de nitrogênio aplicado, independente da fonte, observou-se um aumento na ordem de 100% nas quantidades de nitrato do solo. Nos tratamentos com sulfato de amônio o teor de nitrato permaneceu praticamente constante, independente da quantidade de nitrogênio adicionada ao solo, contudo no caso da uréia e amonia líquida, a nitrificação decresceu acentuadamente com o incremento dos níveis de nitrogênio no solo a partir de 250 ppm.

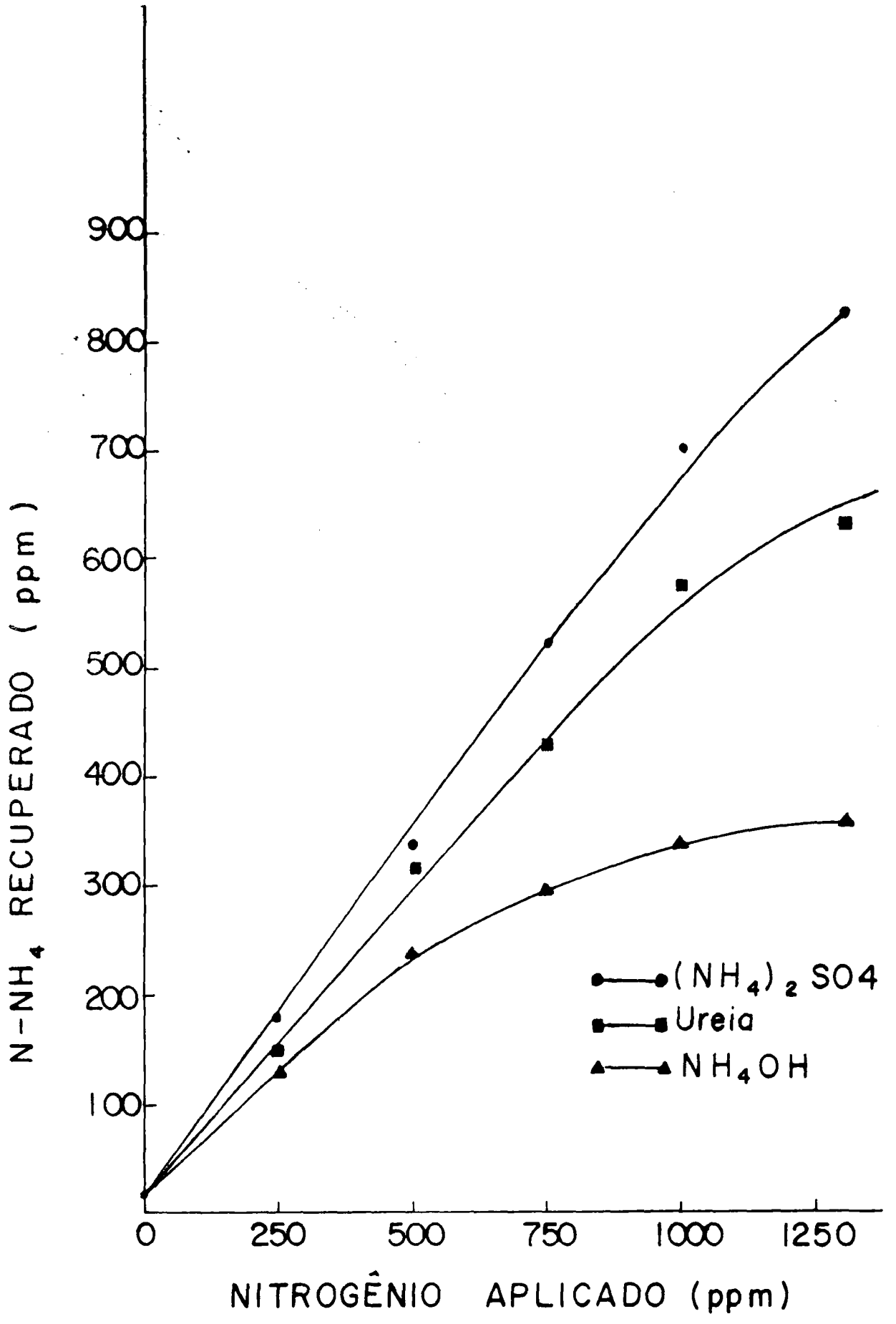


Figura 2. Nitrogênio amoniacal recuperado do solo após 20 dias de incubação, em função de diferentes níveis e fontes de nitrogênio.

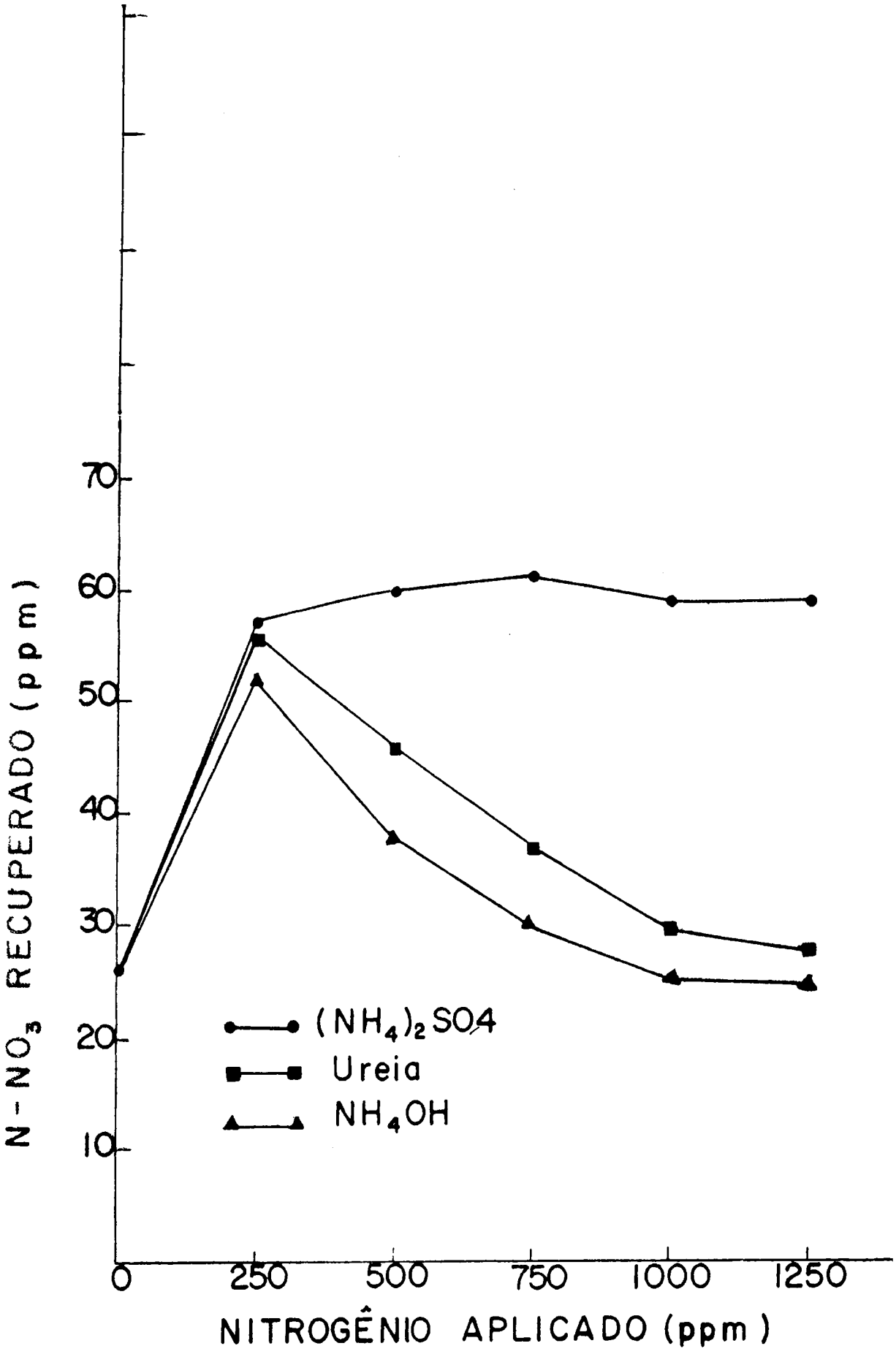


Figura 3. Nitrogênio nítrico recuperado do solo após 20 dias de incubação, em função de diferentes níveis e fonte de nitrogênio.

No caso dos últimos níveis com amônia líquida os valores obtidos para nitrato foram iguais às quantidades originais. A provável razão para o decréscimo na taxa de nitrificação a partir do nível 250 ppm de nitrogênio aplicado ao solo decorreu da inibição da atividade das bactérias do gênero Nitrobacter, responsáveis pela transformação do nitrito, ocasionada pela concentração elevada de amônio associado a pH alcalino (3, 6, 16, 17).

A análise dos resultados obtidos em relação ao comportamento das três fontes de nitrogênio no solo, permite as seguintes conclusões:

a. Perdas de nitrogênio ocorreram na seguinte ordem decrescente em função das fontes: amônia líquida, uréia e sulfato de amônio.

b. Os níveis de nitrogênio tiveram pouca influência nas percentagens de perdas de nitrogênio.

c. As maiores quantidades de nitrogênio perdido estão estreitamente associadas à elevação do pH do solo após 10 e 20 dias do início do experimento, e menores quantidades de nitrogênio que foram recuperadas, na forma amoniacal e na forma nítrica.

d. A nitrificação aumentou em 100% no nível correspondente a 250 ppm, independente da fonte, permanecendo praticamente inalterada para os demais níveis no caso do sulfato de amônio, e decresceu acentuadamente nos tratamentos com uréia e amônia líquida.

e. Observou-se uma inibição do processo de nitrificação do NH 4 associado com aplicação de crescentes níveis de nitrogênio.

BIBLIOGRAFIA

1. ALEXANDER, Martin. Nitrification. In W. V. Bartholomew et al. (eds.). Soil Nitrogen. Agronomy 10: 309-335. American Society of Agronomy. Madison Wisc., USA. 1965.

2. ALLISON, F. E. Evaluation of incoming and outgoing process that affect soil nitrogen. In W. V. Bartholomew et al. (eds.). Soil Nitrogen. Agronomy 10:573-606. American Society of Agronomy. Madison, Wisc., USA. 1965.

3. BLACK, C.A. Soil Plant Relationships, 2ª ed. John Wiley & Sons, Inc. New York, N. Y., USA. 1968. pp 405-557.

4. BREMMER, J. M. Inorganic forms of nitrogen. In C. A. Black (ed.). Part 2. Agronomy 9:1179-1232. American Society of Agronomy. Madison, Wisc., USA. 1965.

5. BORADMENT, F. E. e F. Clarck. Desnitrification. In W. V. Bartholomew et al. (eds.). Soil Nitrogen. Agronomy 10:347-359. American Society of Agronomy. Madison, Wisc., USA. 1965.

6. DANCER, W. S., L. A. Peterson e G. Chesters. Ammonification and nitrification of nitrogen as influenced by soil pH and previous nitrogen treatments. Soil Sce. Sóc. Amer., Proc. 37:67-69. 1973.

7. FEN, L. B. e D. E. Kissel. Ammonia volatilization from suface applications of ammonium compounds on calcareous soils. I: General theory. Soil Sci. Soc. Amer. Process 37:855-859. 1975.

8. FEN, L. B. e D. E. Kissel. Ammonia volatilization from surface applications of ammonium compounds on calcareous soils. II: Effects of temperature and rate of NH_4^+– N application. Soils Sci. Soc. Amer. Proc. 38:606-610. 1973.

9. FULLER, W. H. Reactions of nitrogeneous fertilizers in calcareous soils. Agric. and Food chem. 11:188-193. 1963.

10. MARTIN, J. P. e H. D. Chapman. Volatilization of ammonia from surface fertilized soils. Soil Sci. 71:25-34. 1951.

11. OVERREIN, L. N. e P. G. Moe. Factores affecting urea hydrolysis and ammonia volatilization in soil. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 31:57-61. 1967.

12. MAHENDRAPPA, M. K., R. L. Smith e A. T. Christiansen. Nitrifying organisms affected by climatic region in Western United States. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 30:60-62. 1966.

13. PRESSEK, J., G. Stanford e N. L. Case. Nitrogen production and use. In R. A. Olsen et al. (eds.). Fertilizer technology and use. Soil Science Society of America, Inc. Madison, Wisc., USA. 1971. pp. 217-266.

14. POWER, J. F., J. Alessi, G. A. Reichman e D. L. Grunes. Edfect of nitrogen source on corn and bromegrass production, soil pH, and inorganic soil nitrogen. Agron. J. 64: 341-344. 1972.

15. POWER, J. F. et al. Recovery, residual effects and rate of nitrogen fertilizer sources, in a semiarid region Agron. J. 65: 769-772. 1973.

16. RUSSEL, J. E., e E. Walter Russel. Las condiciones del Suelo y el desarrollo de las plantas. 8a. Ed. Aguilar, S. A. de Ediciones. Madrid, Espanha. 1964. pp. 527-570.

17. STOJANOVIC, B. T. e M. Alexander. Effect of inorganic nitrogen on nitrification. Soil Science 86:208-215. 1958.

18. TERMAN, G. L. e C. M. Hunt. Volatilization losses of nitrogen from surface applied fertilizer, as measured by crop response. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 28:667-672. 1964.

19. WATKINS, S. H., R. F. Strand, D. S. DeBell e J. Esch, Jr. Ractores influencing ammonia losses from urea applied to northwestern forest soils. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 36:354-357. 1972.

20. Volk, M. G. Volatile loss of ammonia following surface application of urea to turf or bare soils. Agron. J. 51: 746-749. 1959.

CONSIDERAÇÕES SOBRE O MÉTODO DA TRANSFERÊNCIA DE MASSA NA ESTIMATIVA DA EVAPORAÇÃO

Nilson A. Villa Nova *
A. Sanchez de Oliveira **
J. Marden dos Santos ***

RESUMO

A partir das observações na estação para estudos de evaporação da ESALQ-USP, em Piracicaba, são feitas considerações sobre o método da transferência de massa na estimativa da evaporação.

Os autores estabelecem uma correlação entre $\overline{E} / \overline{e_s - e}$ e $\overline{U}$ para a estimativa de $\overline{E}$ em condições de alta e baixa razão de insolação. Para os dias de alta insolação($\geq 0,8$) a equação proposta é a seguinte:

$$\overline{E} = 0,94\left[1 + 0,21\ \overline{U}(\overline{\Delta e})\right]$$

e para os dias de baixa razão de insolação ($\leq 0,2$):

$$\overline{E} = 0,71\left[1 + 0,34\ \overline{U}(\overline{\Delta e})\right]$$

Visando facilitar os cálculos da estimativa de E propõem-se as expressões:

$$t_{s_a} = 0,872\ t_a + 4,637$$

$$t_{s_b} = 1,026\ t_a + 2,863$$

que permitem estimar a temperatura média diária da superfície d'água em função da temperatura média diária do ar no abrigo termométrico, para dias de alta e baixa razão de insolação.

onde,

- E = evaporação do reservatório.
- e_s = tensão de saturação a temperatura da superfície líquida evaporante.
- e = tensão parcial de vapor acima da superfície evaporante.
- f(U) = uma função da velocidade do vento medida acima da superfície evaporante.

No presente trabalho a forma explícita da equação (1) nas condições do experimento foi determinada como se segue:

2.1.1. *Determinação da função da velocidade do vento*

A função da velocidade do vento, f(U), foi determinada a partir de um estudo de correlação entre o quociente $E/e_s - e$ e U, obtendo-se uma equação do tipo

$$E = a + b\left[U(e_s - e)\right]$$

---

* Professor Livre Docente do Deptº Física de Meteorologia da ESALQ-USP, Piracicaba (SP), 1975.

** Professor Livre Docente do Depº Engenharia Rural da ESALQ-USP, Piracicaba (SP), 1975.

*** Professor Assistente Doutor do Deptº Física e Meteorologia da ESALQ-USP, Piracicaba (SP), 1975.

na qual cada termo foi obtido da seguinte maneira:

2.1.1.1. Evaporação

Medida diretamente de acordo com os padrões clássicos de medida (corpo volumétrico padrão) de um tanque padrão de 20 m^2 instalado de acordo com as normas da O.M.M., na estação para estudos de evaporação do Departamento de Física e Meteorologia da ESALQ-USP, Piracicaba-SP (latitude 23°42' Sul e longitude 47°30'W). As leituras eram realizadas às 7:00 horas, tendo desprezado os dias nos quais houve chuva.

2.1.1.2. Tensão de saturação ($\overline{e_s}$)

Avaliada de acordo com a temperatura média diária da superfície da água, ($\overline{t_s}$), medida com pares termo-elétricos flutuantes, registrada em potenciógrafo Leeds and Northrup, de 24 pontos. Através dos registros obteve-se o valor médio de cada hora e com eles a média de 24 horas.

2.1.1.3. Tensão parcial média de vapor ($\overline{e}$)

Calculada a partir da umidade relativa média diária medida a 2,0 m acima da superfície do tanque com pares termo-elétricos seco e úmido instalados em abrigo termométrico padrão. Dos valores obtidos calculou-se, do mesmo modo, a média diária de acordo com a expressão:

$$\overline{e} = 0,01\ \overline{UR}\ \overline{e_{sa}}$$

onde,

$\overline{e}$ = tensão atual de vapor média diária (mmHg) a 2 m de altura.
$\overline{UR}$ = umidade relativa média diária.
$\overline{e_{sa}}$ = tensão de saturação a temperatura média do ar.

2.1.1.4. Velocidade do vento (U)

Medida com anemômetro totalizador de canecas tipo Fuess, modelo 91 g, instalado a 2,0 m acima da superfície livre de água sendo determinada a velocidade média diária em m/s.

2.1.2. Determinação das relações entre $\overline{t_s}$ e $\overline{t_a}$

Como $\overline{t_s}$ não é medido usualmente em estação meteorológica padrão, procuramos exprimí-lo em função de $\overline{t_a}$, valor normalmente medido através de um estudo de correlação para situações de alta e baixa razão de insolação, com a finalidade de dar um caráter prático às equações obtidas.

3 – RESULTADOS OBTIDOS

3.1. Dados obtidos

Os dados médios diários de $\overline{E}$, $\overline{e_s}$, $\overline{t_s}$, $\overline{t_a}$, $\overline{UR}$ e $\overline{U}$ foram separados em dois grupos característicos:

a) Dias de alta razão de insolação (superior a 0,8) $\geq 0,8$.

b) Dias de baixa razão de insolação (inferior a 0,2) $\leq 0,2$.

Os dados obtidos se encontram nos quadros I e II.

3.2. Análise estatística

3.2.1. Da função velocidade de vento f(U)

Um estudo de correlação entre $\overline{E}/\overline{e_s} - \overline{e}$ e $\overline{U}$, revelou as seguintes equações:

a) Dias de alta razão de insolação ($\leq 0,80$)

$$\overline{E} = 0,94\left[1 + 0,21\ \overline{U}(\overline{\Delta e})\right]$$

$$r = 0,968$$

b) Dias de baixa razão de insolação (0,20)

$$\overline{E} = 0,71\left[1 + 0,34\ \overline{U}(\overline{\Delta e})\right]$$

$$r = 0,938$$

Nestas equações os termos significam:

$\overline{E}$ = evaporação em mm/dia.
$\overline{U}$ = velocidade média diária do vento a 2,0 m de altura acima da superfície (m/s).
e = deficit de saturação médio diário relativo à diferença entre a tensão de saturação, a temperatura da superfície ($\overline{e_s}$) e a tensão atual de vapor do ar ($\overline{e}$), valores médios diários expressos em mm de Hg, ou seja:

$$\overline{\Delta e} = \overline{e_s} - \overline{e}$$

3.2.2. Das relações entre $\overline{t_s}$ e $\overline{t_a}$

Com os dados dos quadros I e II obtiveram-se as seguintes relações entre $\overline{t_s}$ e $\overline{t_a}$ obtidas para dias de alta razão de insolação ($\geq$ 0,8):

$$t_{s_a} = 0,872\ t_a + 4,637$$

$$\text{com } r = 0,92$$

e para dias de baixa razão de insolação ($\leq$ 0,2)

$$t_{s_b} = 1,026\ t_a + 2,863$$

$$\text{com } r = 0,94$$

4 – BIBLIOGRAFIA

1 – BENCI, J.F., AASE, J.K., FERGUSON, A.H. Aerodynamic and energy balance in barley. **Agron. J.**, Madison, Wis., 65 (3): June, 1973.

2 – BERNARD, E.A. Theorie et mesure de l'evapotranspiration. Paris, UNESCO, 1965. (Arid zone research, 25).

3 – BLACKWELL, M.J. Measurement of natural evaporation: comparison of gravimetric and aerodynamic methods. Paris, UNESCO, 1965. (Arid zone research, 25).

4 – BOWEN, I.S. The ratio of heat losses by conduction and by evaporation from any water surface. **Phis. Rev. Serv. 2**, Ithaca, **27**: 799-87, 1926.

5 – DEACON, E.L. Vertical difusion in the lowest layers of the atmosphere. **Z. J. R. Met. Soc.**, London, 75:89, 1949.

6 – HARBECK, G. Earl, Jr. Status of evaporation measurement in the United States. **Pubs. int. Ass. Scient. Hydrol**, (78): 285-92, 1968.

7 – MARCIANO, J.J. e HARBECK, G.E. Mass Transfer Studies in Water-Loss Investigations: Lake Hefner Studies, Technical Report. Geological Survey Profesional Paper 269, 1954, p. 46-70.

8 – PENMAN, H.L. Natural evaporation from open water, bare soil and grass. **Proc. R. Soc. Ser. A.**, London, **193**: 120-45, 1948.

9 – VILLA NOVA, N.A. A estimativa da evaporação potencial no Estado de São Paulo. Piracicaba, 1967. 66 p. (Doutoramento – ESALQ-USP).

QUADRO I – Dados observados em dia de alta insolação ($n/N \geq 0{,}08$).
Estação de Piracicaba: 23°42'S, 47°30'W, 540 m

MÊS	Dia	$E_{obs.}$ (mm)	$\overline{t_s}$ (°C)	$\overline{e_s}$ (mmHg)	$\overline{t_a}$ (°C)	$\overline{UR}$ (°C)	$\overline{e}$ (mmHg)	$\overline{U}$ (m/s)	$\overline{U} \cdot \overline{\Delta e}$
NOVEMBRO (1968)	2	5,0	28,93	39,82	28,95	64	25,48	1;26	18,06
	14	6,7	27,40	36,49	24,69	62	19,29	1,70	29,24
	15	5,7	28,03	37,80	26,47	50	17,30	1,24	25,42
	22	6,4	25,12	31,86	23,27	55	15,73	1,64	26,45
	23	4,9	25,97	33,61	26,17	41	13,94	0,90	17,25
DEZEMBRO (1968)	12	4,5	27,60	36,96	25,96	63	21,05	1,01	16,02
	13	4,8	28,03	35,23	26,21	60	20,41	1,17	17,33
JANEIRO (1969)	14	5,3	29,41	40,99	25,54	71	23,17	1,21	21,56
	16	3,5	29,21	40,52	26,23	80	27,21	1,03	13,71
	20	7,3	29,08	41,94	25,21	72	23,07	1,71	32,26
	30	3,7	30,29	43,17	26,43	76	26,15	0,76	12,94
ABRIL (1969)	9	4,1	26,10	33,81	20,55	86	20,73	1,17	15,30
	10	3,1	26,51	34,61	22,54	80	21,80	0,60	7,69
	16	4,3	24,88	31,48	20,57	75	18,08	1,23	16,48
	18	3,7	24,99	31,67	21,28	74	18,74	0,98	12,67
	26	4,3	23,88	29,65	19,24	73	16,67	1,37	17,78
MAIO (1969)	16	3,7	21,56	25,79	18,24	72	15,04	1,10	11,82
JULHO (1968)	2	1,9	17,86	20,50	14,35	76	12,38	0,66	5,34
	3	2,0	18,22	20,89	17,04	55	10,65	0,82	8,40
	12	3,7	18,03	20,63	15,18	75	12,94	1,89	14,53
	13	2,0	18,56	21,42	16,99	72	13,94	1,17	8,75
	15	2,4	17,83	20,37	14,84	65	10,93	1,00	9,44
	16	3,0	18,08	20,76	15,81	64	11,48	1,26	11,69

(Continua)

QUADRO I – (continuação)

MÊS	Dia	E_{obs} (mm)	t_s (°C)	e_s (mmHg)	t_a (°C)	UR (°C)	$\bar{e}$ (mmHg)	$\bar{U}$ (m/s)	$\bar{U} \cdot \overline{\Delta e}$
	1	3,0	18,47	21,23	16,55	66	12,38	0,90	5,34
	2	2,4	18,57	21,42	16,83	70	13,38	0,71	5,64
	11	2,9	19,28	22,38	17,74	75	15,18	1,37	9,86
	12	4,5	18,27	21,02	14,90	74	12,53	2,13	18,01
AGOSTO	14	3,1	18,10	20,76	16,09	79	14,45	1,33	8,39
(1968)	15	3,1	18,97	21,96	17,33	69	13,62	1,01	8,42
	16	3,0	19,56	22,80	16,93	73	14,04	1,15	10,07
	17	2,6	19,66	22,94	17,72	75	15,18	1,03	7,99
	18	2,3	19,86	23,23	18,38	70	14,80	1,25	10,53
	19	3,1	18,77	21,69	17,02	66	12,78	1,23	10,34
	20	3,4	18,82	22,08	18,19	61	12,74	1,26	13,02
	27	3,3	20,37	23,96	19,72	69	20,37	1,60	13,02
	6	2,2	21,02	24,86	19,00	73	16,03	0,88	7,77
SETEMBRO	7	3,0	21,39	25,48	20,73	66	16,11	1,19	11,10
(1968)	24	4,2	21,50	25,63	19,50	69	21,50	1,50	15,43
	25	3,2	22,88	27,92	22,11	63	22,88	1,00	11,17
	2	4,1	23,35	28,60	22,13	65	17,28	1,49	16,87
	3	4,4	23,91	29,65	22,69	69	19,03	1,53	16,25
OUTUBRO	5	5,6	24,78	31,29	26,58	55	19,15	1,70	20,64
(1968)	6	6,9	25,12	31,86	27,55	48	17,62	1,86	26,48
	7	5,2	25,00	31,67	27,03	47	16,75	1,28	19,10
	9	6,3	24,63	30,92	22,90	70	19,54	2,52	28,67

QUADRO II – Dados observados em dias de baixa insolação (n/N $\leq$ 0,2).
Estação de Piracicaba: 23°42'S, 47°30'W, 540 m.

MÊS	Dia	E_{obs} (mm)	$\overline{t_s}$ (°C)	$\overline{e_s}$ (mmHg)	$\overline{t_a}$ (°C)	$\overline{UR}$ (°C)	$\overline{e}$ (mmHg)	$\overline{U}$ (m/s)	$\overline{U} \cdot \overline{\Delta e}$
JULHO	10	1,6	18,73	21,56	16,52	82	15,38	0,95	5,87
(1968)	18	2,4	18,11	20,76	17,73	60	12,14	1,30	11,33
AGOSTO (1968)	22	3,6	19,70	22,94	18,38	73	15,43	1,25	9,39
SETEMBRO (1968)	3	4,5	19,99	23,37	15,84	86	16,98	2,00	12,78
OUTUBRO (1968)	16	4,1	22,49	27,25	18,75	78	16,81	1,54	16,07
NOVEMBRO	5	3,3	29,11	40,30	27,11	63	22,59	0,87	15,40
(1968)	17	8,1	25,68	33,02	23,14	76	21,47	2,81	32,45
JANEIRO (1969)	23	5,4	28,59	39,14	22,92	95	26,52	1,38	17,41
	3	5,2	30,20	42,92	24,58	78	24,12	0,97	18,23
FEVEREI-	11	6,8	30,44	43,41	27,68	70	26,00	1,31	22,80
RO	12	4,6	30,44	43,41	27,41	78	28,46	0,94	13,96
(1969)	21	6,8	27,18	36,07	21,71	84	21,40	1,85	27,14
	22	4,3	26,65	34,82	22,30	81	21,80	1,15	14,97
MARÇO	21	4,8	27,86	37,58	25,41	71	23,02	1,02	14,85
(1969)	22	4,0	27,26	36,28	22,44	86	23,29	1,15	14,93
JUNHO (1969)	19	2,6	20,82	24,56	16,39	85	15,84	0,97	8,45

CONSIDERAÇÕES ENTRE ALGUNS MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA TAXA DE EVAPORAÇÃO DE SUPERFÍCIES LIVRES E A COMPARAÇÃO COM O MÉTODO ISOTÓPICO NO CASO DO AÇUDE PEREIRA DE MIRANDA, PENTECOSTES – CEARÁ.

UFC – DNOCS – CTA *

Para melhor conhecimento das taxas de evaporação de superfícies livres no Nordeste brasileiro, realizou-se estudo comparativo entre diversas técnicas largamente testadas nas condições diferentes do hemisfério norte, a saber: isótopos estáveis; balanceamento de águas; fórmulas empíricas; evoporímetro de Piché e balanço energético simplificado. Interesse do DNOCS e facilidades de acessibilidade, dados meteorológicos, etc, levaram à escolha do Açude Pereira de Miranda para o estudo em questão. Sua superfície livre é da ordem de 50 milhões de m^2, sua profundidade máxima de m e sua capacidade de 0,4 bilhões de m^3.

Avaliações numéricas com dados de diversas fontes são comparadas, em termos de mm de água evaporada e do tempo decorrido durante a amostragem isotópica, conforme ilustra a figura.

A base do método isotópico é que durante a evaporação a água se torna mais rica em seus componentes pesados, $HD^{16}O$ e $H_2{}^{18}O$, devido ao fato de que a água leve, $H_2{}^{16}O$, tendo maior pressão de vapor, evade-se numa proporção mais rápida do que o seu teor. As concentrações das águas pesadas são diminutas mas bastantes acessíveis às medidas massa-espetrométricas. A contribuição dos outros componentes (D_2O, etc) para os teores de deutério e exigênio – 18 são desprezíveis para os cálculos em questão, que são baseados nas variações dos teores desses dois isótopos. Na atmosfera úmida, todavia, deve ser levada em conta a troca molecular com o vapor d'água atmosférico.

No método do balanço de água, a evaporação é avaliada indiretamente pela diferença entre a água que entra no açude e a que sai do mesmo. De princípio muito simples, continuidade do fluxo, é, no entanto, sujeito a erros apreciáveis devido às limitações e propagação das imprecisões de suas parcelas.

O empírico fundamenta-se na lei de Dalton: a evaporação é proporcional ao gradiente da pressão de vapor existente entre a película de ar adjacente à superfície da água (saturada com vapor d'água à temperatura da água) e a massa de ar superior. Nas diversas fórmulas empíricas, de uso corrente, o coeficiente de proporcionalidade leva em conta diversos fatores, entre os quais o mais importante é o efeito turbilhonar do vento.

No ajuste às condições dos reservatórios naturais, as medidas dos atmômetros, instrumentos utilizados para medir a evaporação, vêm sempre corrigidas por um fator apropriado. Para o Nordeste brasileiro e evaporação tem sido tomada, em média, do reservatório como 1,20 vezes a do evaporímetro de Piché.

Pelo princípio da conservação da energia é possível estimar a evaporação contabilizando a energia que entra no reservatório (radiação solar, total e indireta, energia carreada por influxos, etc) e a que sai (transferência para a atmosfera e absorção de calor durante a evaporação). Métodos simplificados de balanço, aproveitando alguns dados meteorológicos usuais contornam as dificuldades de medir com precisão os vários fatores envolvidos.

Os métodos empíricos e de Piché carecem de adaptações em seus coeficientes para darem resultados mais fidedignos para o Nordeste brasileiro. O da energia total, tem o inconveniente do custo do equipamento sofisticado de campo e de exigir assiduidade local de especialista. Havendo pouca infiltração e baixos influxo e efluxo, o método do balanço de águas pode fornecer bons resultados; em caso contrário, as incertezas são elevadas. O isotópico ganha pela facilidade de amostragem e pela comodidade de processamento no laboratório, sob melhores condições de controle; pela não permanência de pessoal especializado no campo e por não envolver coeficientes a serem ajustados. Todavia, nem todos os fatores que influenciam o método são bem apreciados e, assim, a técnica está aberta à elaboração de modelos simplificadores. É, porém, mais global que os demais; por exemplo, é o único que permite estudo completo da infiltração. O custo de laboratório é grande se usado exclusivamente para fins de evaporação, mas cai à medida em que as pesquisas sobre os recursos hídricos pedem novas informações: infiltração, salinização, origem de águas, etc, além de fornecer dados importantes para as investigações meteorológicas e, eventualmente, para a física das nuvens. Menor ainda será seu custo relativo de instalações e operacional quando aplicado aos estudos sobre o meio ambiente: poluição, ciclos naturais, etc, de grande interesse atual. Tivesse a Universidade suas próprias verbas de pesquisa, este método não representaria ônus para as pesquisas sobre água no Nordeste tendo em vista seu valor acadêmico. Considerado sob esse ângulo é ainda um investimento relativamente pequeno.

*UFC: Departamento de Física e Q. Analítica e Fisicoquímica; DNOCS: Diretoria de Estudos e Projetos e Laboratório Regional da 2ª DR; CTA: Divisão de Ciências Atmosféricas do IAE.

DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DE INFILTRAÇÃO BÁSICA (VIB) EM SOLOS DE TERRAÇOS NA BACIA DO RIO TURVO SUJO

Hermano Souto Montenegro *
Blanor Torres Loureiro **
Juarez de Souza e Silva **
Telmo Carvalho A. da Silva **

A escolha do sistema de irrigação mais conveniente é um fator importante para se conseguir os benefícios máximos do uso no aumento da produção das culturas.

O emprego de um sistema inadequado pode resultar em falhas no empreendimento e, possivelmente, causar sérios danos ao solo. O abuso da água de irrigação pode ocasionar erosão do solo, seu encharcamento, acumulação de sais e despesas inúteis na instalação do sistema de irrigação.

A Bacia do Rio Turvo Sujo, situa-se na parte sudeste do Estado de Minas Gerais, na região da zona da Mata, em forma, aproximadamente, alongada no sentido leste-oeste, compreendendo parte dos municípios de Coimbra, Cajuri, Viçosa e Porto Firme.

O solo da bacia do Rio Turvo Sujo é podzódico vermelho amarelo câmbico, fase terraço, textura argilosa.

O Rio Turvo Sujo percorre cerca de 60 km, desde a sua nascente, nas vertentes da Serra de São Geraldo, no município de Coimbra, até a sua confluência com o Rio Turvo Limpo. A região compreendida pela bacia possui relevo bastante acidentado, com altitudes médias em torno de 500 - 600 m. Pela classificação climática de Koppen, o clima de Viçosa é do tipo Cwa, com temperatura média do mês mais frio entre 18°C e −3°C, inverno seco, mais de quatro meses com temperaturas superiores a 10°C e a temperatura média do mês mais quente é superior a 22°C. Essa classificação refere-se ao município de Viçosa, porque é o único pertencente à Bacia que possui estação meteorológica. A altura média anual de chuva é de 1.316mm, com um período chuvoso definido de outubro a março, concentrando-se todavia, com mais intensidade, nos meses de outubro e dezembro.

Este trabalho foi realizado em nove terraços da Bacia do Rio Turvo Sujo, abrangendo partes dos municípios de Coimbra, Cajuri, Viçosa e Porto Firme. A bacia em estudo foi dividida em três partes: inferior, mediana e superior. Os terraços onde se realizaram os testes foram escolhidos parcialmente através de fotointerpretação. Os locais dos testes dentro dos terraços, foram escolhidos "in loco", mantendo-se, aproximadamente a mesma distância para cada uma das posições: superior, mediana e inferior do terraço, seguindo a linha de maior declividade.

Mediram-se as velocidades de infiltração básica (VIB) através do infiltrômetro cilíndrico de anéis concêntricos de carga constante, usando-se para isso tempos de 10,20 e 30 minutos, para as leituras na escala métrica.

Diante dos resultados obtidos, conclui-se que:

a) A velocidade de infiltração na parte superior da bacia foi maior que na parte mediana e inferior..

b) Os solos dos terraços da Bacia do Rio Turvo Sujo, no concernente a VIB, apresentam condições bastante favoráveis à irrigação.

c) Com os dados médios de velocidade de infiltração básica pode-se, com relativa segurança, evitar perdas excessivas d'água por percolação e escorrimento superficial;

d) O trabalho possibilita selecionar tipos de irrigação sobretudo, para fins de estudos e projetos.

e) Recomenda-se, para as condições do trabalho, o método de irrigação por aspersão, em razão da alta permeabilidade dos solos, as pequenas dimensões dos terraços e sua distribuição desuniforme ao longo da Bacia.

---

* M.S. Universidade Federal de Viçosa - MG; Técnico da SUDENE.

** Respectivamente, Professores Assistentes do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa, Chefe e Professor Assistente do Departamento de Fitotécnica da U.F.V.

PERMEABILIDADE HIDRÁULICA DO SOLO ABAIXO DO LENÇOL FREÁTICO

Francisco Xavier da Rocha Loures*

I – INTRODUÇÃO

A drenagem de terras para a agricultura, consta da retirada natural ou artificial do excesso de água do solo.

O solo recuperado através da drenagem, deve conservar o lençol freático a uma profundidade mais ou menos fixa, de acordo com o tipo de cultura a ser implantada na área, a fim de dar condições de penetração às raízes em busca de nutrientes, matéria orgânica, etc.

A fixação do lençol freático a uma certa profundidade da superfície do solo, se obtém através de um exato espaçamento entre canais de drenagem ou drenos na área a ser recuperada.

Para fixar o valor do espaçamento destes canais ou drenos, temos de calcular o valor mais aproximado possível da permeabilidade hidráulica (K) do solo na área em estudo.

O presente trabalho consta da descrição suscinta do método denominado "AUGER HOLE", que permite calcular a permeabilidade hidráulica (K) de solos abaixo da superfície do lençol freático.

De simples cálculo e trabalho, consiste em parte de campo que consta da perfuração de um orifício de 8 a 10 cm de diâmetro, através de trados no solo, até certa profundidade abaixo da superfície do lençol freático; neste orifício é colocado um tubo de mesmo diâmetro aberto na extremidade superior e inferior; parte da água contida é removida anotando-se o tempo médio em que o lençol freático entra novamente em equilíbrio.

Posteriormente em escritório os dados obtidos no campo são então computados em fórmula, calculando-se desta maneira o valor da permeabilidade hidráulica (K) do solo pesquisado.

O uso deste método é limitado a áreas onde temos o lençol freático quase que superficial durante grande parte do ano.

Para se calcular o valor de (K), 4 fases distintas devem ser levadas em consideração:

1) Perfuração dos orifícios no campo.
2) Retirada da água destes orifícios.
3) Medidas do tempo de elevação do lençól freatico
4) Cálculo de (K) a partir dos dados obtidos no campo.

II – A PERFURAÇÃO DOS ORIFÍCIOS NO CAMPO

Os orifícios deverão ser executados com o máximo de cuidado,a fim de conservar as propriedades originais do solo.

A profundidade do orifício depende da natureza, espessura e seqüência das camadas de solo na área investigada, como também da profundidade em que é necessário o cálculo de (K).

Se o solo for homogêneo até uma grande profundidade, é suficiente uma perfuração de 60 ou 70 cm abaixo da superfície do lençol freático; no entanto quando encontramos duas camadas diferentes de solos, tem-se então dois valores distintos de (K), sendo aconselhável calcular a permeabilidade hidráulica para os dois tipos de solo.

A fim de se evitar possíveis erros, é necessário repetir o trabalho em diversos pontos do campo devido as diferenças que podem ocorrer na permeabilidade do solo, classificado como homogêneo em toda a área investigada.

No desenho figura nº 1, temos um esquema do método a seguir por ocasião do trabalho de campo, onde:

H – profundidade do orifício, abaixo da superfície do lençol freático.

S – profundidade da camada de solo impermeável abaixo do final do orifício.

Y_o – distância entre a superfície do lençol freático e o nível da água no orifício, após a retirada da mesma, no tempo da 1ª leitura.

Y_n – distância, entre a superfície do lençol freático e o nível da água no orifício, após a retirada da mesma, no tempo da última leitura. (5 leituras).

---

*Engenheiro Civil da 10ª Diretoria Regional de Saneamento – DNOS.

$\Delta_Y = \Sigma\ \Delta_{Yt} = Y_n - Y_o$ Elevação do nível da água no orifício, durante o tempo de leituras.

Y – distância entre a superfície do lençol freático e o nível médio da água no orifício, durante o tempo das leituras.

$$Y = \frac{Y_n - Y_o}{2} = Y_o - \frac{1}{2}\Delta_Y$$

r – raio do orifício

III – RETIRADA DA ÁGUA DOS ORIFÍCIOS

A retirada da água do orifício, pode ser efetivada com um tubo de 50 a 60 cm de comprimento dotado de um balde em seu final; o tubo deve ter um diâmetro 2 cm menor que o diâmetro do orifício; deve ser iniciada a retirada da água, quando o lençol freático dentro do orifício estiver em equilíbrio com o lençol freático da área adjacente ao mesmo; geralmente leva-se de 10 a 30 minutos para se obter este equilíbrio em um solo de média permeabilidade (K = 1 m/dia); deve-se esperar algumas horas para se retirar a água, quando o solo apresenta uma baixa permeabilidade (K < 0,10 m/dia).

O nível da água no orifício, deve ser rebaixado de 20 a 40 cm (Y_o = 20 – 40 cm) – ver figura 1.

Se o solo apresenta um baixo valor de permeabilidade hidráulica (K < 1 m/dia), o nível da água deve ser rebaixado 40 cm.

Para se medir altos valores de (K), deve-se tomar Y_o = 20 cm.

IV – MEDIDAS DO TEMPO DE ELEVAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO

IV – 1 – INTERVALO DE TEMPO

A medida consiste na determinação do tempo em que o nível da água se eleva dentro do tubo no orifício.

As observações podem ser efetuadas a intervalos de tempo pré-fixados (Δ_t), como a intervalos de elevação pré-fixados (Δ_{Y_t}) do nível da água.

A fim de serem evitados possíveis erros deve-se efetuar pelo menos 5 leituras cada vez que o lençol freático entra em equilíbrio.

O intervalo de tempo (Δ_t) escolhido depende da permeabilidade do solo e geralmente varia de 10 a 30 segundos ou seja 5-10-15 ou 30 segundos; o intervalo de tempo escolhido pode corresponder a um valor de y = 1 cm.

Para solos que apresentam pequena permeabilidade (K = 0,01 m/dia; r = 4 cm; $\frac{\Delta Y}{\Delta t}$ = + 0,01 a 0,02 mm/seg), um valor de Δ y = 5 mm e um intervalo de tempo Δ_t t = 3 a 4 minutos devem ser adotados.

Se o solo apresenta um alto valor para a permeabilidade hidráulica, (K = 10 m/dia, $\frac{\Delta Y}{\Delta t}$ = ± 10 mm/seg), deve-se medir o valor de Δ_Y a cada 5 segundos.

IV – 2 – EQUIPAMENTOS

O equipamento usado (ver figura nº 2) para a determinação do valor de (K) no campo é simples, e consta de uma trena com um indicador móvel e um flutuador fixo em sua extremidade; um suporte vertical de madeira ou ferro, onde podemos fixar na extremidade uma régua graduada; um tubo com diâmetro de 8 a 10 cm, aberto nas duas extremidades; um trado de mesmo diâmetro que o tubo com finalidade de abrir o orifício no solo e um cronômetro com a finalidade de marcar o intervalo de tempo escolhido para as leituras.

A régua, tem um comprimento de 40 cm e a graduação tem seu início na parte superior da mesma.

O suporte vertical é pressionado no solo, de tal forma que as leituras podem ser tomadas a uma distância fixa de 40 cm acima da superfície do terreno.

IV – 3 – PROCEDIMENTO

1) O suporte vertical é fixado ao lado do orifício, de forma que a trena com o flutuador fique exatamente perpendicular acima do mesmo.

2) O flutuador é colocado em contacto com a água no orifício, anotando-se o nível d'água dentro do mesmo.

3) Retira-se o flutuador.

4) A água é retirada do orifício da maneira que o nível d'água baixe de 20 a 40 cm.

5) O flutuador é colocado novamente no orifício até encontrar o nível d'água; as leituras então devem ser iniciadas o mais rápido possível.

6) Cerca de 5 leituras devem ser tomadas, a regulares intervalos de tempo.

7) Concluídas as leituras, a profundidade do orifício é então medida.

V – CÁLCULO DA PERMEABILIDADE HIDRÁULICA (K), A PARTIR DOS DADOS OBTIDOS NO CAMPO

V – 1 – GRÁFICOS

A relação entre o fator (K) e $\frac{\Delta Y}{\Delta t}$ pode ser expressa pela fórmula: $K = C \cdot \frac{\Delta Y}{\Delta t}$

O valor de C é função de (Y, H, r e S) e pode ser obtido através do gráfico nº 1 para $S \geq \frac{1}{2}H$ e r = 4 cm.

No gráfico nº 2, temos valores de C para S = 0 e r = 4 cm.

Nos gráficos 3 e 4, encontramos valores de C para $S \geq \frac{1}{2}H$ e r = 5 cm e para o caso de S = 0 e r = 5 cm.

Para serem utilizados os gráficos procede-se da seguinte maneira: O valor de C é obtido através dos diagramas como função de Y e H.

H é encontrado nas abcissas em cm; usando-se a linha apropriada para Y, C pode ser encontrado nas ordenadas.

A equação $K = \frac{C \cdot \Delta Y}{\Delta t}$, pode ser resolvida utilizando-se as escalas a esquerda dos gráficos, de acordo com o esquema encontrado como exemplo no gráfico nº 1.

No caso de S = oo podemos utilizar o gráfico para $S = \frac{1}{2}H$, obtendo-se praticamente o mesmo valor de (K).

A diferença entre os valores de C para $S \geq \frac{1}{2}H$ e S = 0 é que o mesmo diminui enquanto aumenta o valor de H.

Em geral podemos dizer que a camada de solo a uma profundidade maior que 10 a 15 cm, abaixo do final do tubo no orifício, tem pouca influência no tempo de elevação do nível de água no tubo, podendo o gráfico $S \geq \frac{1}{2}H$ ser utilizado nestes casos.

V – 2 – EXEMPLOS

1 – No exemplo nº 1 (FIGURA nº 3), o valor de (K) é obtido com leituras de campo com um intervalo de tempo fixo (Δ t).

Deve-se observar o valor de Δ yt para cada leitura efetuada no campo, a fim de que cada medida de (K) seja efetivamente correta.

Todas as leituras foram efetuadas 40 cm acima da superfície do solo.

CÁLCULOS:

EXEMPLO Nº 1

Nº:	DATA:
LOCALIZAÇÃO:	TÉCNICO:
D' = 240 D = 200	r = 4 cm K estimado = ___ m/dia
W' = 114 W = 74	= > $\frac{1}{2}H$ K calculado = 0,66 m/dia
H = 126 H = 126	

(Continuação)

t	Y'_t	ΔY_t
0	145,2	
		1,2
10	144,0	
		1,2
20	142,8	
		1,1
30	141,7	
		1,1
40	140,6	
		1,1
50	139,6	
ΔY = 5,6		5,6

$Y_o = Y'_o - W' = 145,2 - 114 = 31,2$

$\Delta Y = Y'_o - Y'_n = \Sigma \Delta Y_t = 5,6$

$Y = Y_o - \frac{1}{2}\Delta Y = 31,2 - 2,8 = 28,4$

$H = 126$

$Y = 28,4$ } C = 6,0 (obtido no gráfico 1)

$\frac{\Delta Y}{\Delta t} = \frac{5,6}{5\ 0} = 0,11$

$K = C \frac{\Delta Y}{\Delta t} = 6,0 \times 0,11 = 0,66$

2 – No exemplo nº 2 o valor de (K) é obtido com leituras de campo com um intervalo fixo (Δ y) de elevação do nível d'água.

Se por exemplo Δ y = 4 cm é fixado, e efetuamos 5 leituras, ou seja (4 Δ y), então a diferença entre o primeiro e o último Δt, de preferência não deve ultrapassar de 20% ao primeiro Δt.

Quando temos grandes diferenças nos valores de t, por exemplo a seqüência: 28 - 45 - 56 - 72, isto significa que grandes vazios provenientes de fatores causados por pedras raízes, madeira ou animais ocorrem no solo.

Nestes casos as medidas devem ser efetuadas em outros locais do campo.

EXEMPLO Nº 2

Nº:

DATA:

LOCALIZAÇÃO:

TÉCNICO:

D' = 165 D = 125

W' = 100 W = 60

H = 65 H = 65

r = 4 cm K estimado = ___ m/dia

$S = \geq \frac{1}{2}H$ K calculado= 0,57m/d.

Y_t	t	Δt
Y^1_n=124	84	
		23
125	61	
		21
126	40	
		21
127	19	
		19
Y'_o=128	0	

$y = \bar{y}' - W' = 126 - 100 = 26$ C=11,2

H = 65

$\frac{\Delta y}{\Delta t} = \frac{4}{84} = 0,048$

$K = C\frac{\Delta Y}{\Delta t} = 11,2 \times 0,048 = 0,54$

3 – No exemplo nº 3 temos o cálculo da permeabilidade hidráulica em duas camadas de diferentes tipos de solos. (FIGURA Nº 4), neste caso há necessidade de se trabalhar em dois orifícios de diferentes profundidades, sendo que o final do orifício menos profundo deve ficar a uma distância de 10 a 15 cm acima da linha que separa os dois tipos de solo.

Há necessidade de executar primeiro o orifício mais profundo a fim de localizar a linha que separa um tipo de solo do outro.

Se acharmos de (K1) a permeabilidade hidráulica da camada de solo superior e de (K_2) a do solo mais abaixo, então a taxa de elevação do lençol freático no orifício mais profundo será:

$$\frac{\Delta Y'}{\Delta t'} = \frac{K_1}{C_o} + \frac{K_2}{C_2} - \frac{K_2}{C_o} \quad \text{ou} \quad K_2 = \frac{C_o \frac{\Delta Y'}{\Delta t'} - K_1}{\frac{C_o}{C_2} - 1}$$

K_1 é calculado a partir de $\frac{\Delta Y}{\Delta t}$ no orifício menos profundo; C para os valores de H_1 e Y_1 usando-se o gráfico $S > \frac{1}{2}H$.

$\frac{\Delta Y'}{\Delta t'}$ —, é a taxa de elevação do lençol freático no orifício mais profundo.

O valor C_2 correspondente a H_2 e Y_2 é obtido no gráfico para $S = 0$ ou $S > \frac{1}{2}H$ dependendo da localização da camada de solo impermeável.

O valor C_o é obtido no gráfico $S = 0$ usando-se D e Y_2; o gráfico $S = 0$ é utilizado neste caso, devido ao fato de considerarmos somente o fluxo horizontal d'água no orifício mais profundo, na camada superior do solo; isto significa que consideramos o solo mais baixo como impermeável.

CÁLCULOS:

1) $\frac{\Delta Y}{\Delta t} = 0,16$ $\quad H_1 = 70$, $Y_1 = 30$, $S > \frac{1}{2}H$, $r = 4$ $\Rightarrow C_1 = 9,4$ (gráfico 1) $\quad K_1 = 9,4 \times 0,16 = 1,5$

2) $\frac{\Delta Y'}{\Delta t'} = 0,26$ $\quad H_2 = 150$, $Y_2 = 40$, $S > \frac{1}{2}H$ $\Rightarrow C_2 = 3,9$ (gráfico 1); $D = 100$, $Y_2 = 40$, $S = 0$ $\Rightarrow C_o = 6,3$ (gráfico 2)

$$K_2 = \frac{C_o \frac{\Delta Y'}{\Delta t'} - k_1}{\frac{C_o}{C_2} - 1} = \frac{6,3 \times 0,26 - 1,5}{\frac{6,3}{3,9} - 1} = \frac{1,64 - 1,5}{1,62 - 1} =$$

$$= \frac{0,14}{0,62} = 0,22$$

VI – POSSÍVEIS ERROS E VARIAÇÕES

Devemos levar em consideração os seguintes possíveis erros:

1) O máximo erro nos gráficos, é estimado em 5%

2) O erro de leituras dos valores de H e Y, é inversamente proporcional aos valores de H e Y.

Por exemplo: seja H = 50 e errarmos em 1 cm sua leitura, logo o erro será de 2%; se H = 100 o erro será de 1%.

O mesmo raciocínio se aplica para os valores de Y.

3) Uma diferença de 10% é normal, quando o valor de (K) é medido diversas vezes no mesmo orifício.

Geralmente, não nos interessa saber a permeabilidade hidráulica do solo em um ponto qualquer, mas sim em vários pontos cobrindo toda a área a ser recuperada, logo devemos sempre em paralelo com o cálculo de (K) estudar sempre os tipos de solos encontrados, obtendo-se então baixos valores de permeabilidade K = 0,01 m/dia, com altos valores K = 10 m/dia.

VII – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DRAINAGE PRINCIPLES AND APLICATIONS
INTERNATIONAL INSTITUTE FOR LAND
RECLAMATION AND INPROVEMENT – NETHERLANDS
THE AUGER HOLE METHOD – INTERNATIONAL
INSTITUTE FOR LAND RECLAMATION AND
IMPROVEMENT – NETHERLANDS

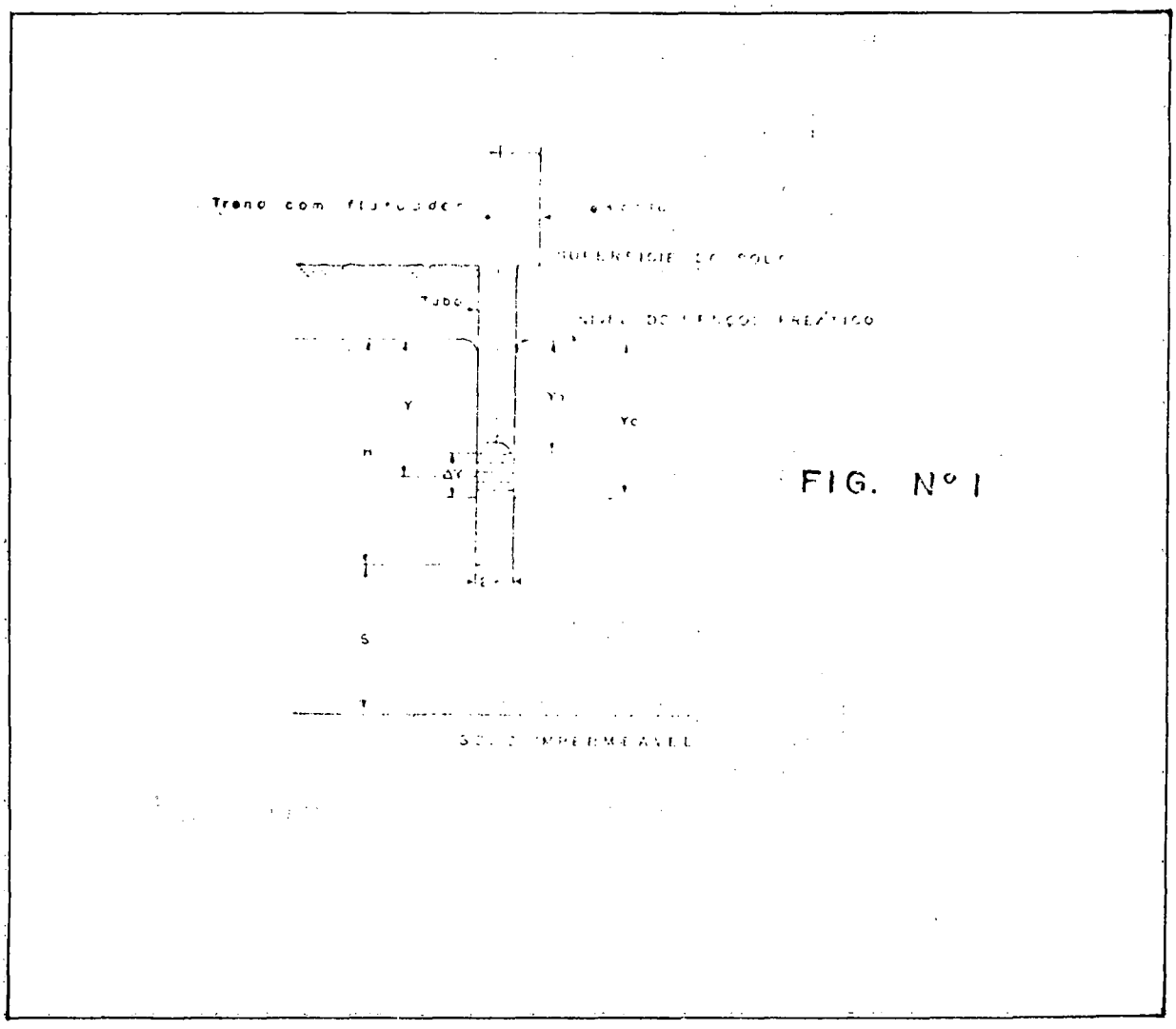


FIG. Nº 1

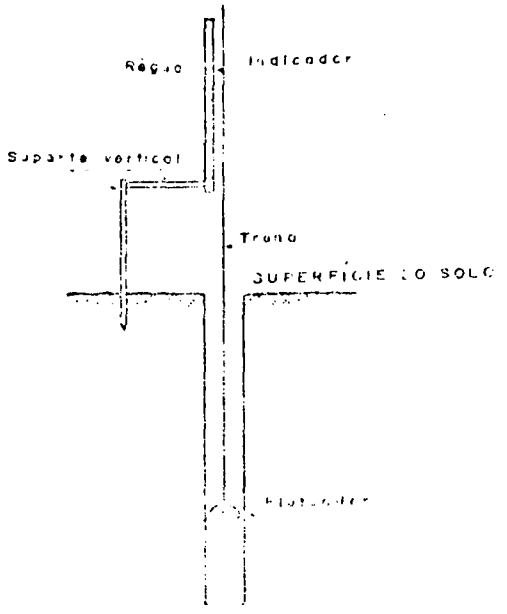


FIG. Nº 2

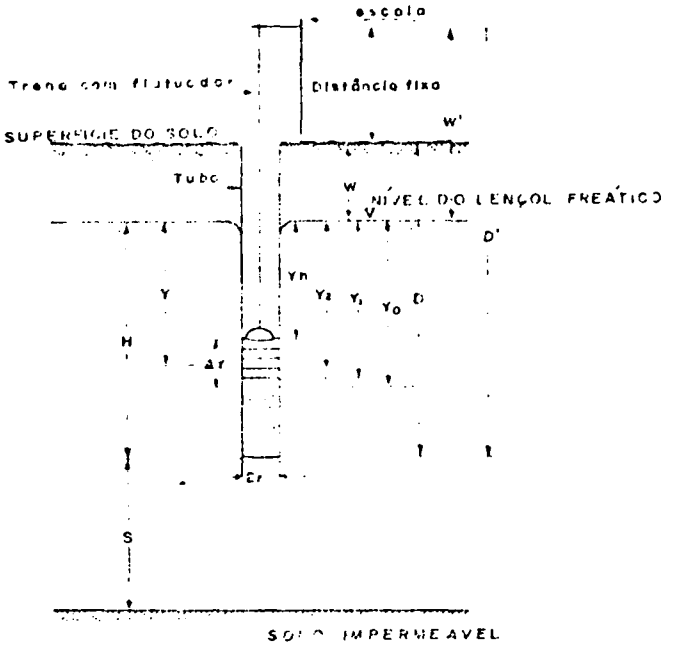


FIG. Nº 3

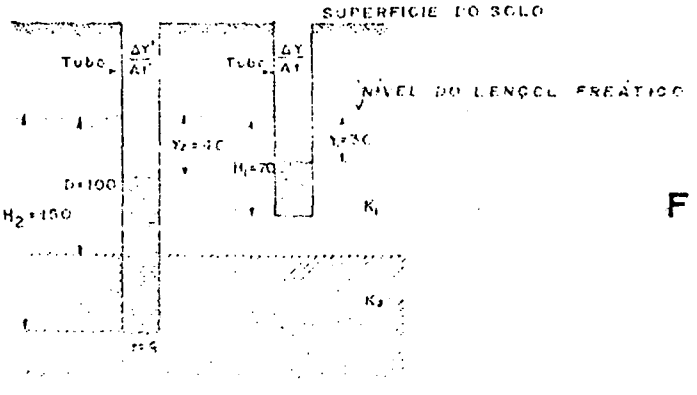


FIG. Nº 4

INFILTRAÇÃO HORIZONTAL EM TRÊS SOLOS DOS TABULEIROS COSTEIROS DO NORDESTE DO BRASIL

Eliane Nogueira de Queiroz*
Klaus Reichardt**

1. INTRODUÇÃO

O ciclo da água em uma cultura tem como fase principal sua penetração no solo através do processo de infiltração, com posterior armazenamento temporário, na zona do sistema radicular e subseqüente remoção do solo por meio da evapotranspiração e da drenagem para camadas mais profundas.

O estudo físico-hídrico do solo é de fundamental significância na sua caracterização, como também, na elucidação de certos problemas vinculados à fertilidade e à produtividade do solo.

As experiências têm demonstrado que o estado físico-hídrico de um solo não é estático. Há uma permanente variação desse estado, o qual interfere na produtividade do solo.

Considerando os solos dos Tabuleiros Costeiros do Nordeste, a disponibilidade de água e a fertilidade constituem os dois fatores mais críticos para a determinação das práticas agrícolas e tipos de culturas necessários à utilização racional desses solos.

Portanto, o estudo da infiltração é de grande importância para determinar parâmetros hídricos tais como a condutividade hidráulica e a difusividade da água, fundamentais na descrição analítica do movimento da água e sua disponibilidade no solo.

2. TEORIA

Os processos dinâmicos da água no solo são bastante complexos devidos as diversas direções nos quais a água se movimenta e os diferentes estados termodinâmicos em que se apresenta. Para a análise e compreensão da penetração da água no solo, os estudiosos do assunto fazem uma distinção entre a infiltração horizontal e a infiltração vertical, em solo homogêneo.

Dentro de um sistema poroso a água se movimenta sempre que existir diferença de potencial total (Ψ) nos diversos ponto sendo a densidade do fluxo q ($cm^3 . cm^{-2} . seg^{-1}$) dada pela equação de DARCY (1856).

$$q = - K(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

onde K (θ) é a condutividade hidráulica da água que é função da umidade do solo 0 (cm^3 de água/cm^3 de solo), x (cm) é a coordenada de posição e o sinal negativo indica que o fluxo ocorre em sentido contrário ao gradiente $\partial\Psi/\partial x$.

Além da condutividade hidráulica, existe outro parâmetro hídrico denominado difusividade hidráulica D(θ). No caso do fluxo horizontal o potencial total (Ψ) pode ser considerado igual ao potencial matricial (ζ), uma vez que o potencial gravitacional não interfere no processo, e as outras componentes podem ser desprezadas. Consequentemente a equação de DARCY, ficará:

$$q = - K(\theta) \frac{\partial \zeta}{\partial x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

e como $\zeta = \zeta(\theta)$,que é a "característica do solo", podemos reescrever a equação (2) na seguinte forma:

$$q = - K(\theta) \frac{\partial \zeta}{\partial \theta} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

na qual a difusividade hidráulica ($cm^2 . seg^{-1}$) é definida por:

$$D(\theta) = K(\theta) \frac{\partial \zeta}{\partial \theta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

---

* – Pesquisador junto à Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) e aluna do Curso de Pós-Graduação em Solos e Nutrição de Plantas ESALQ-USP, Piracicaba – SP.

** – Prof. Assist. Livre Docente junto ao Depto. de Física e Meteorologia da ESALQ-USP e pesquisador junto ao Centro de Energia Nuclear na Agricultura.

Desta forma a equação de DARCY pode ser expressa em função do gradiente de umidade:

$$q = - D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

Combinando a equação de DARCY, que nos possibilita uma quantificação do movimento da água em materiais porosos, com a equação da continuidade que fornece subsídios para determinar a variação de umidade em função da posição e do tempo, obtém-se a equação diferencial geral que descreve o movimento horizontal da água em um solo homogêneo:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \{D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x}\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

O estudo analítico do processo de infiltração envolve um problema de contorno, o qual se constitui da equação diferencial (6) e de um número de restrições, tendo por objetivo final, a obtenção de uma solução que satisfaça a equação diferencial e também esteja sujeita a estas restrições.

Assim, considerando uma coluna de solo homogênea com umidade inicial constante, θ_o, a qual é aplicada e mantida uma umidade de saturação θ_s, em uma das extremidades da coluna, onde x=0, a equação (6) ficará às condições inicial e de contorno.

$$\theta = \theta_o \ , \ x > 0 \ , \ t = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

$$\theta = \theta_s \ , \ x = 0 \ , \ t > 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8)$$

$$\theta = \theta_o \ , \ x = \infty \ , \ t > 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

A solução que satisfaz a equação (6) e as condições (7), (8) e (9) é a seguinte:

$$x = \lambda(\theta) t^{1/2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

onde $\lambda(\theta)$ é chamada variável de Boltzmam, podendo ser obtida experimentalmente ou através de solução numérica segundo PHILIPS (1955), a partir dos valores de difusividade.

Partindo da equação (6), BRUCE e KLUTE (1956), através da técnica das variáveis separáveis, deduziram a equação que se segue para obter os valores de difusividade:

$$D(\theta) = - \frac{1}{2t_o} \left(\frac{dx}{d\theta}\right) \int_{\theta_o}^{\theta} x \, d\theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11)$$

Obtido o perfil de umidade θ versus x para um dado instante t_o calcula-se a difusividade para θ variando entre θ_o e θ_s.

No entanto REICHARDT et alii (1972) baseado no conceito de comprimento característico microscópio, proposto por MILLER & MILLER (1956) introduziu uma nova técnica para determinação da difusidade. Posteriormente, REICHARDT & LIBARDI (1973), considerando esta nova metodologia apresentaram uma equação que permite calcular a difusividade da água no solo, cujas variáveis são a umidade e o coeficiente angular da reta representativa do processo de infiltração:

$$D_i(\omega) = 1{,}462 \times 10^{-5} m_i^2 + \exp.\ (8{,}087\omega) \quad \ldots\ldots \quad (12)$$

onde m é o coeficiente angular (cm.min-1/2) da reta que representa a variação do avanço da frente de molhamento em função da raiz quadrada do tempo e ω uma unidade adimensional definida por:

$$\omega = \frac{\theta - \theta_o}{\theta_s - \theta_o} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13)$$

Em seguida baseados na metodologia acima, REICHARDT et alii (1975) apresentaram uma equação para o cálculo da condutividade hidráulica, fundamental para o cálculo do fluxo de água no solo:

$$K_i(\omega) = 1{,}942 \times 10^{-12} m_i^4 \exp\ (-12{,}235\omega^2 + 29{,}061\omega) \quad \ldots \quad (14)$$

3. MATERIAL E MÉTODOS

Foram estudados três solos com textura variando de argiloso a arenoso, classificados pela SUDENE (1969)

com Latossol Vermelho Amarelo distrófico fase floresta sub-perenifólia, LVA (Unidade Utinga), Podzólico Vermelho Amarelo latossólico fase floresta sub-perenifólia, PVA (Unidade Itapirema) e Areias Quartzosas distróficas fase caatinga hiperxerófila (AQ), localizados, respectivamente, na zona dos Tabuleiros Costeiros dos Estados de Alagoas, Pernambuco e Rio Grande do Norte.

Os solos depois de secos ao ar foram passados em peneiras de 2 mm e segundo a técnica descrita por LIBARDI & REICHARDT (1974) empacotou-se em cilindros de plástico com dimensões de 50 cm de comprimento 5,65 cm de diâmetro interno e 0,3 cm a espessura da parede.

A quantidade de solo a ser acondicionada no cilindro de plástico acrílico foi calculada a partir da densidade global de cada horizonte, determinada com estrutura natural, OLIVEIRA & MELO (1970) visando obter no laboratório condições semelhantes às de campo.

O cilindro foi fechado em uma das extremidades com tela de malha de nylon, permitindo um livre deslocamento da água para o interior da coluna. Junto à tela adicionou-se um papel de filtro com a finalidade de impedir a perda do solo, durante as operações experimentais. Na outra extremidade da coluna, colocou-se um papel de alumínio previamente perfurado, a fim de dar passagem ao ar para o exterior, quando a água o deslocasse dos poros, ao longo da coluna.

No acondicionamento dos solos argilosos, encheu-se o cilindro parceladamente, recebendo cada porção de solo uma compactação através de um bastão de metal, contendo em uma das extremidades uma placa cilíndrica. Após a operação de acondicionamento o solo parecia uniforme, embora algumas estratificações fossem visíveis.

Os solos arenosos foram empacotados batendo-se na coluna com um martelo de borracha até não observar-se variação de volume de solo.

Empregando-se a técnica de radiação gama, DAVIDSON et alii (1963) & REICHARDT (1965), efetuou-se a determinação da densidade global ao longo da coluna de solo para constatar sua homogeneidade, como também a determinação da umidade da coluna em diferentes pontos para obtenção dos perfis de umidade (θ vs x).

A fonte da radiação gama utilizado foi de ^{241}Am, cuja atividade aproximada é de 100 mCi. O sistema de detecção é constituído de um espectrômetro gama monocanal acoplado a um cristal cintilador NaI (Tl) tipo plano de 2 x 2 polegadas de fabricação "Nuclear Interprises". Os orifícios de colimação tanto da fonte como do detector é circular, com um diâmetro de 4 mm.

Para infiltração da água no solo, empregou-se um suporte de plástico acrílico, contendo uma câmara de água cuja tensão permanece constante durante o processo. Para manter o reservatório de água constante, um tubo graduado e cheio de água é acoplado ao reservatório, de maneira a permitir a penetração de água no solo e a uma tensão constante de −5,0 cm de coluna dágua. As medidas das distâncias às frentes de molhamento foram efetuadas, visualmente em uma escala graduada colocada sobre o cilindro que continha o solo. A umidade do solo ao longo da coluna foi medida em tempos arbitrários (t_o) e através do seu movimento perpendicular ao feixe de radiação gama. Com estas medidas determinou-se os perfis de umidade dos horizontes dos três solos estudados.

Conhecida a umidade do solo seco ao ar (θ_o), umidade de saturação (θ_s) e coeficiente angular das retas representativas do processo de infiltração, calculou-se a difusividade da água no solo para qualquer θ compreendido entre θ_o e θ_s, pelo uso da equação (12) e a condutividade hidráulica a partir da equação (14), cujas variáveis contidas na equação são as mesmas da equação (12).

4. RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÃO

O Quadro 1 apresenta, para cada horizonte dos perfis típicos dos solos estudados, os dados da densidade global, umidade de saturação e umidade do solo seco ao ar, como também o coeficiente angular m_i das retas representativas do processo de infiltração horizontal da água.

Os Quadros 2 e 3 mostram as equações das difusividades da água e as condutividades hidráulicas dos horizontes em estudo, obtidos das equações (12) e (14) e dos dados contidos no Quadro 1.

Na Figura 1 encontram-se as curvas que representam o processo de infiltração horizontal dos horizontes A e C do solo — Areias Quartzosas, A e B do Latossol Vermelho e sub-horizonte A_1, A_3, B_1, B_2 do Podzólico Vermelho Amarelo Latossólico.

Analisando a Figura 1 que contém as retas representativas do processo de infiltração horizontal em cada horizonte de perfis típicos de três solos, cuja textura varia de arenosa a argilosa e o Quadro 1 mostra os valores médios de densidade global dos referidos horizontes, podemos verificar que a infiltração da água no solo, entre outros fatores é fortemente influenciada pela geometria do espaço poroso, uma vez que o horizonte B_1 do PVA apresenta uma infiltração bastante lenta, ao contrário do horizonte C das Areias Quartzosas que apresenta uma infiltração muito alta com relação aos horizontes estudados.

Quadro 1 - Características dos Solos.

Solos	Horizontes	Densidade média da coluna ($g.cm^{-3}$)	Umidade Saturação: θ_s ($cm^3.cm^{-3}$)	Umidade de Solo seco ao ar θ_o ($cm^3.cm^{-3}$)	Coeficiente angular m_i ($cm.min^{-1/2}$)
AQ	A	1,55	0,345	0,002	5,13
	C	1,59	0,400	0,002	6,83
LVA	A	1,41	0,400	0,036	0,90
	B	1,37	0,450	0,028	0,90
PVA	A_1	1,43	0,350	0,001	3,33
	A_3	1,46	0,400	0,001	2,30
	B_1	1,69	0,360	0,015	0,60
	B_2	1,50	0,363	0,016	1,40

Quadro 2 - Equações das difusividades da água dos solos.

Solos	Horizontes	Equações das difusividades $D(\theta)$ $(cm^2.min^{-1})$
AQ	A	$D(\theta) = 3,636 \times 10^{-4} \exp(23,6050\theta)$
	C	$D(\theta) = 6,495 \times 10^{-4} \exp(20,3395\theta)$
LVA	A	$D(\theta) = 5,297 \times 10^{-6} \exp(22,2292\theta)$
	B	$D(\theta) = 6,953 \times 10^{-6} \exp(19,1544\theta)$
PVA	A_1	$D(\theta) = 1,5806 \times 10^{-4} \exp(23,1754\theta)$
	A_3	$D(\theta) = 5,7225 \times 10^{-5} \exp(20,9834\theta)$
	B_1	$D(\theta) = 2,559 \times 10^{-6} \exp(23,4542\theta)$
	B_2	$D(\theta) = 1,998 \times 10^{-5} \exp(23,2719\theta)$

Quadro 3 - Equações das condutividades hidráulicas da água dos solos.

Solos	Horizonte	Equações de condutividade hidráulica do Solo $K(cm.seg^{-1})$
AQ	A	$K(\theta) = 10,8661 \times 10^{-10} \exp(-104,2338\theta^2 + 85,3252\theta)$
	C	$K(\theta) = 3,5446 \times 10^{-10} \exp(-77,3947\theta^2 + 73,4625\theta)$
LVA	A	$K(\theta) = 6,2644 \times 10^{-17} \exp(-92,4440\theta^2 + 86,5747\theta)$
	B	$K(\theta) = 1,7822 \times 10^{-13} \exp(-68,6497\theta^2 + 72,6492\theta)$
PVA	A_1	$K(\theta) = 2,1783 \times 10^{-10} \exp(-100,5883\theta^2 + 83,5143\theta)$
	A_3	$K(\theta) = 1,7758 \times 10^{-11} \exp(-82,3722\theta^2 + 77,8101\theta)$
	B_1	$K(\theta) = 3,2921 \times 10^{-14} \exp(-102,912\theta^2 + 87,4121\theta)$
	B_2	$K(\theta) = 1,9922 \times 10^{-12} \exp(-101,3198\theta^2 + 86,7697\theta)$

Pelo exame das equações de difusividade e condutividade hidráulica dos horizontes podemos verificar que estes parâmetros também dependem das condições intrínsecas do solo, sendo fortemente influenciados pela compactação.

Os dados apresentados são fundamentais para o estudo da dinâmica da água nestes solos. É oportuno porém chamar a atenção sobre as limitações de seu uso, por se tratar de dados obtidos em laboratório, com amostras deformadas quanto a sua estrutura natural. Nos experimentos procurou-se porém obter amostras que representam da melhor forma possível as condições dos perfis em campo.

Como discutem REICHARDT et alii (1975), as equações aqui apresentadas para a determinação de K (θ) e D(θ) podem ser utilizadas como uma primeira aproximação. Dados da condutividade hidráulica obtidos em condições de campo, tais como os apresentados por ROSE et alii (1965), NIELSEN et alii (1969), HILLEL et alii (1972) e NIELSEN et alii (1973), mostram que a variabilidade deste parâmetro pode ser de um fator da ordem de 100 vezes. Assim sendo, as limitações do uso dos dados aqui apresentados não fogem das limitações dos dados apresentados por outros pesquisadores, por outros métodos. NIELSEN et alii (1973) discute com detalhe a variabilidade especial destes parâmetros dentro de uma área extensa de um solo razoavelmente homogêneo quanto às características de textura, morfologia e densidade global. Os parâmetros K(0) e D(0) são muito sensíveis a pequenas variações no arranjo geométrico do material poroso, podendo variar de um fator de 100 vezes dentro de um ferfil de solo para uma distância não maior que 1 metro.

5. BIBLIOGRAFIA

BRUCE, R.R. & KLUTE, A. Measurement of soil moisture diffusivity. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 20:458-62, 1956

BRASIL. Superintendência do desenvolvimento do Nordeste. Mapa exploratório. Reconhecimento de solos do Estado de Pernambuco. Recife, 1969.

DARCY, H. Les fontaines publique de la ville de dijon. Paris, Victor Dalmont, 1856. 592p.

DAVIDSON, J.M. et alii. Gamma radiation attenuation for measuring bulk density and transient water flow in porous materials. Jour. of Geoph. Research, 68:4777-83, 1963.

HILLEL, D. et alii. Procedure and test of an internal drainagem method for measuring soil hydraulic characteristics in sitre. Soil Sci. 114(5): 395-400, 1972.

MILLER, E.E. & MILLER, R. D. Physical theory for capillary flow phenomena. Your Appl. Phys. 27-324-32, 1956.

NIELSEN, D.R. et alii, Spatial variability of field-measured soil-water properties. Hilgardia, 42:215-259, 1973.

OLIVEIRA, L.B. &MELO, V. Caracterização físico-hídrico do solo. I. Unidade Itapirema. Pesq. Agropec. Bras., 5:35-48, 1970.

OLIVEIRA, L.B. &MELO, V. Potencialidade agrícola dos solos da Unidade Utinga-Latossol Vermelho Amarelo distrófico. Recife, SUDENE, 1970. 52p.

PHILIPS, J. R. Numerical solution of equations of the diffusion type with diffusivity concentration dependent. Trans. Faraday Soc. 51:885-892, 1955.

REICHARDT, K. Uso das radiações gama na determinação da umidade e da densidade do solo. Piracicaba, Tese de Doutoramento, ESALQ/USP, 1965.

REICHARDT, K. et alii. Unsaturated hydraulic condutivity determination by a scaling technique. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. (em fase de publicação).

REICHARDT, K. & LIBARDI, P. L. A new equation for the estimation of soil-water diffusivity. In: Simposium on Isotopes and Radiation Techniques in Studies of Soil Physics, Irrigation and Drainage in Relation to crop Production. Viena, FAO/IAEA, 1973.

REICHARDT et alii. Scaling of horizontal infiltration into homogeneous soils. Soil Sci. Soc. Amer. Proc., 36: 241-245. 1972.

ROSE, C. W. et alii. Determination of hidraulic conductivity as a function of depth and water content in situ. Aust. J. Soil Res. 3:1-9, 1965.

ANÁLISE DE UM SISTEMA MULTI-PROPÓSITOS DE RESERVATÓRIOS

Hypérides Macêdo

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho se propõe definir níveis ótimos de produção no armazenamento de um reservatório, a partir de seu aproveitamento no controle de enchentes e a utilização conjugada da descarga produzida para irrigação e geração de potência.

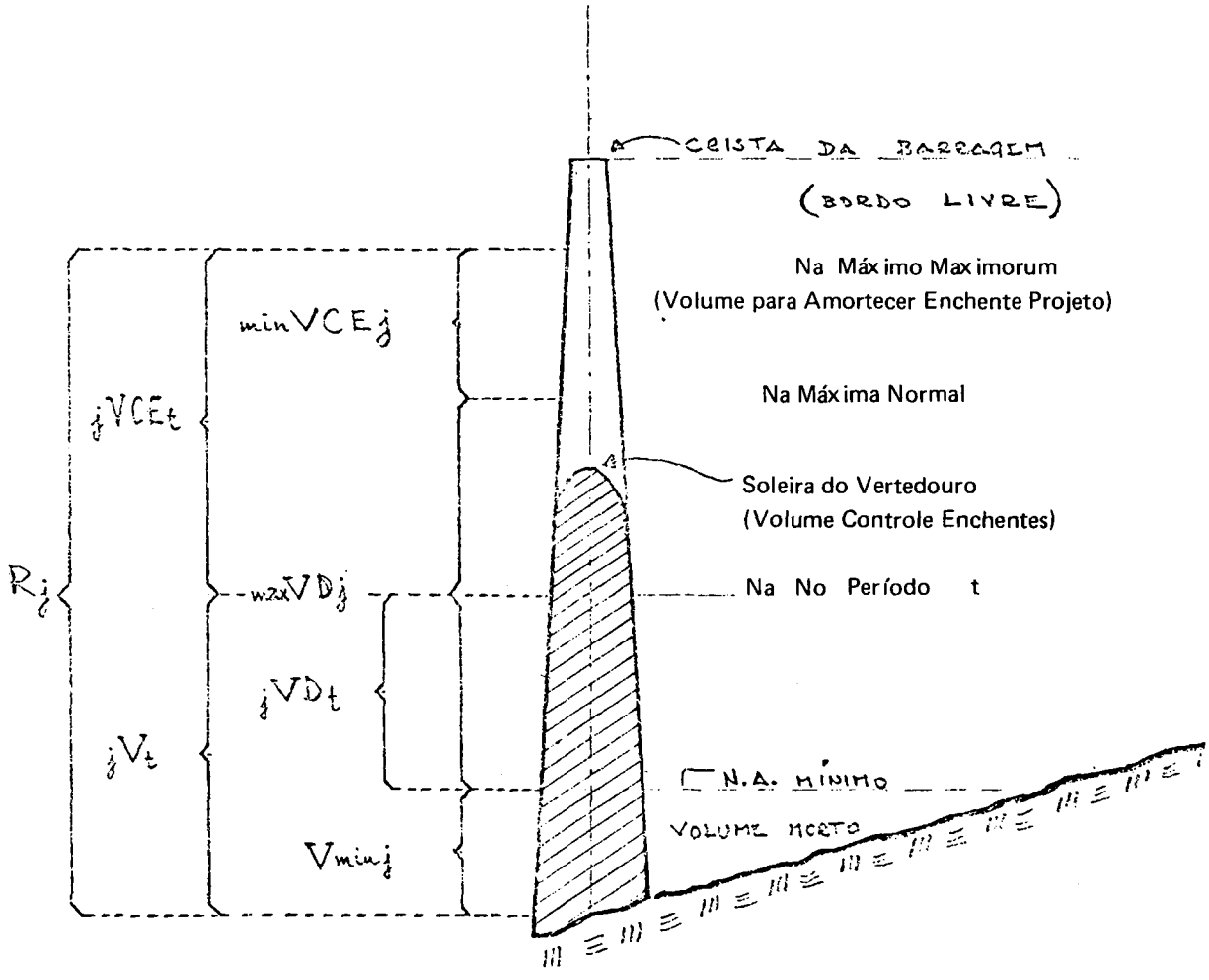
A recente crise de energia nos anima a reconsiderar o uso combinado da descarga aplicada na irrigação, com produção hidro-elétrica nos reservatórios do Nordeste.

Esta energia produzida, poderá ser preferencialmente utilizada no próprio projeto, sobretudo quando houver necessidade e condições favoráveis.

Outro aspecto do nosso trabalho, é o fato de considerarmos o armazenamento dos recursos hídricos no reservatório como um elemento básico, inclusive na questão do controle de cheias, pois, na nossa Região semi-árida, somos de opinião que a reservação da água, origina um maior benefício do que qualquer outro tipo de obras de proteção, no caso de diques, coletores etc. Assim é que, a capacidade de armazenamento, admite também um benefício indireto, em contraposição a uma redução no custo dos diques, obras de retificação e coletores necessários nos projetos, de conformidade com os níveis de produção do estudo.

ANEXO II

DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS DE PROJETO NOS RESERVATÓRIOS



Hypérides Pereira de Macêdo – Graduado em Engenharia Civil pela Escola de Engenharia da Universidade Federal do Ceará e Pós-graduado em Hidráulica e Recursos Hídricos pela Escola de Engenharia de São Carlos – U.S.P.
Engenheiro do DNOCS – Responsável pela 2 DR/EIE.

2. DESCRIÇÃO DO MODELO

O modelo é aplicável, tanto a um reservatório, como a um sistema de armazenamento de uma bacia.

2. a) Período e Tempo dos Dados de Entrada.

O período selecionado poderá ser escolhido da série total, onde inclua alguns eventos considerados críticos. Esse período será dividido em semestre (t).

Como os elementos do modelo são volumétricos, as descargas serão apresentadas em volume/semestre.

$$jQt = \frac{VJ}{t}$$

j = índice do reservatório
t = índice do período

2. b) Descarga de Irrigação

Admitindo uma descarga mínima garantida, seu valor não deverá ultrapassar o nível de regularização da bacia.

Seja:

$\bar{Q}j$ = descarga regularizada da bacia j.

Dminj = descarga mínima efluente garantida pelo reservatório.

jVt = volume acumulado do reservatório j no início do período "t".

$Dminj \leqslant \bar{Q}j$

$Dminj = t\,(jVt)$

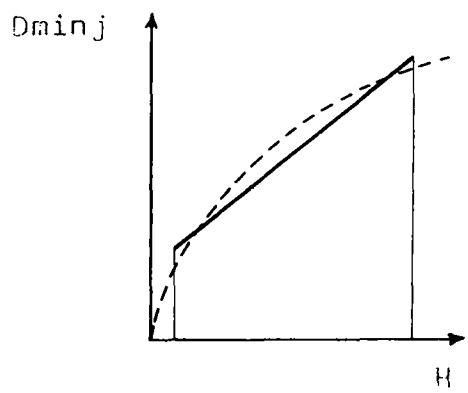
Sendo, $jVt = t(H^m)$

Logo $Dminj = t(H^m)$

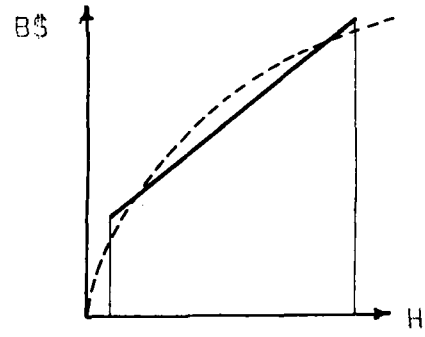
Sendo H, o nível do reservatório.

Essas funções com características exponenciais, podem em condições aceitáveis, admitir um processo de linearização, dentro do trecho representativo da factibilidade do modelo, da forma Dj = AjHj + Bj.

Assim:

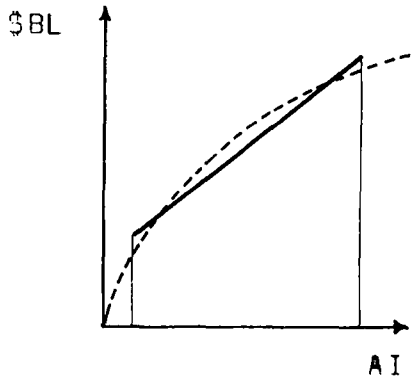


O que redunda num benefício com as mesmas características.



Pois, o volume aplicado na área de irrigação durante um ciclo de produção agrícola (p/semestre), gera um benefício, líquido diretamente proporcional, ao nº de hectares irrigados. Além do que, o benefício líquido gerado, a área irrigada e o volume aplicado no período são funções lineares um do outro.

$$BL\$_{.} = Cj \; AI$$



Desde que: AI = área irrigada.

2.c) Geração de Potência

No caso particular de Geração de Energia, consideramos os seguintes aspectos:

– Já existe uma descarga garantida para irrigação.

– Nos atuais programas de irrigação, imprime-se capital importância aos projetos das chamadas zonas de transição, margeando os aluviões, situados em zonas de cotas elevadas, onde a complementação de irrigação se faz através de bombeamento.

– Há casos no entanto, localizados no próprio aluvião que a pedologia e a topografia, poderão impor um bombeamento secundário no uso de um sistema de aspersão ou até mesmo uma elevação do plano d'água em áreas isoladas na irrigação por gravidade.

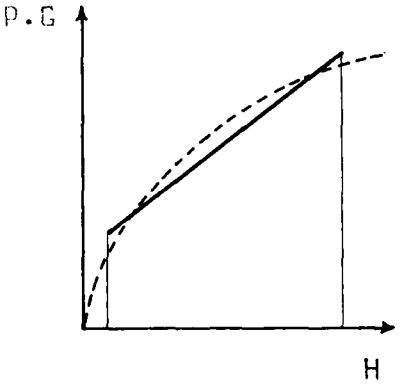
Este custo de energia poderá ser compensado com um benefício hidro-elétrico produzido em conjunto com a própria descarga de irrigação.

Sendo a potência gerada – P. G.

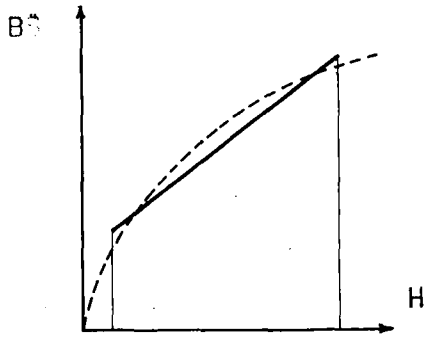
$$P.G = t(Dmin_j, H)$$

$$Se, \; Dmin_j = t(H^{m})$$

$$Logo, \; P.G = t(H^{p}).$$

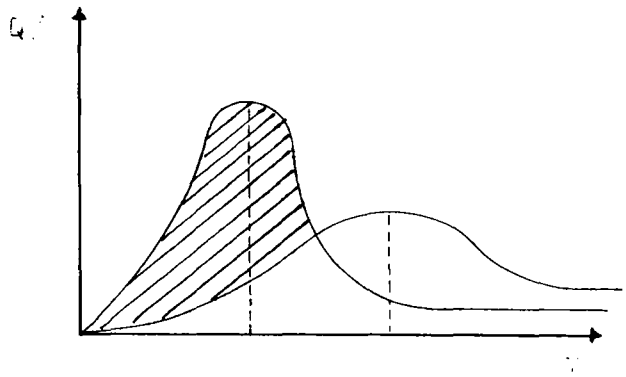


Deste modo o benefício líquido produzido pela geração de potência, deverá possuir também características exponenciais, podendo portanto, em condições aceitáveis ser linearizado.



2.d) Controle de enchentes

O volume de controle de cheia, jVCEt, que é uma funçãodo estado do reservatório,pode ser estudado com base no minVCEj, que é o volume para amortecer a enchente de projeto, calculado para diversos níveis de armazenamento do reservatório. Os valores do minVCEj, são encontrados estudando os níveis de redução de uma descarga máxima da bacia, para volumes definidos do reservatório dentro dos limites físicos do projeto.



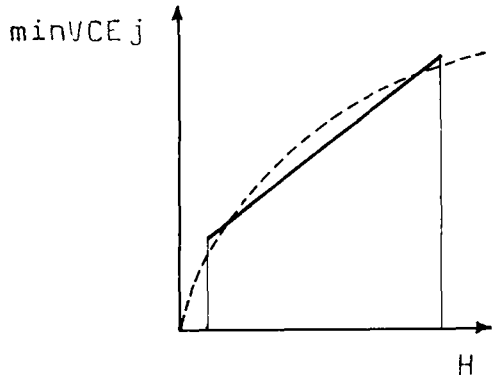
Com este procedimento, o minVCEj, é também uma função da dimensão volumétrica do reservatório Rj.

$$minVCEj = t(Rj)$$

$$Como\ Rj = t(H^n),$$

$$Logo\ minVCEj = t(H^z)$$

Esta função também poderá ser linearizada com razoável aproximação.

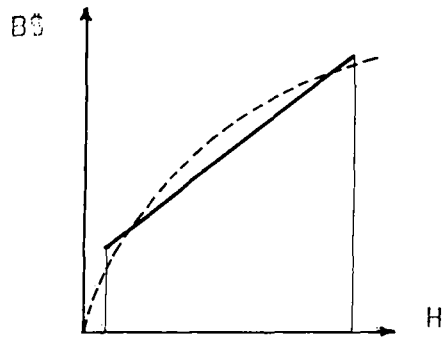


O benefício representado pelo controle de cheia muitas vezes é estudado nos projetos em termos de estimativa de prejuízos causados por enchentes de diversos níveis, o que é bastante difícil de avaliação, e poderá conduzir a um resultado insatisfatório, de vez que provém de elementos não muito realistas.

Sobre este assunto, achamos mais objetivo, estimar esses benefícios com base em custos que podem ser evitados ou reduzidos. Desde modo, se não houver o amortecimento de uma certa enchente máxima, os níveis das obras de proteção (Diques, coletores, retificações etc.) passarão de uma certa dimensão D1, para uma dimensão D2. Os custos da diferença D = D2 – D1, pode significar o benefício do nível de controle representado por minVCEj.

Logo, o benefício de minVCEj, é de um modo indireto, uma função de H.

$$B\$\ (minVCEj) = f(H^x)$$



3. FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES DO MODELO

a) Elementos Componentes do Modelo:

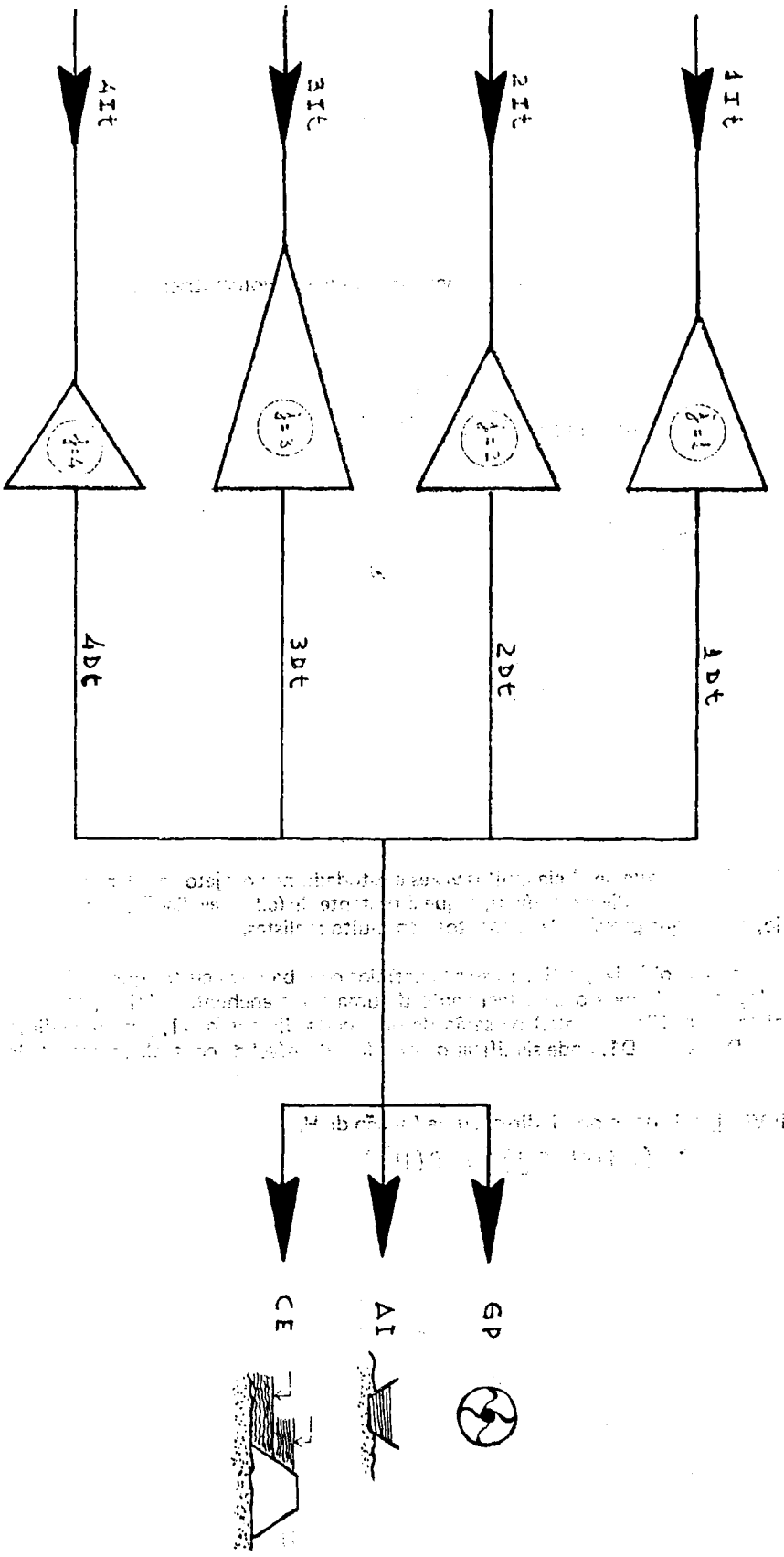
"Imputs" e "Outputs"

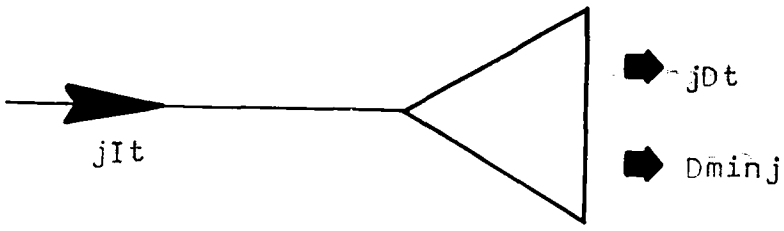
O esquema básico dos elementos de entrada e saída, é apresentado no anexo 1.

j = número índice do reservatório
t =número índice do período.

ANEXO I

SISTEMA DE RESERVAÇÃO DA BACIA





jIt =Volume afluente do reservatório j no período t.

Rj =nível máximo do reservatório j.

jDt =descarga efluente do reservatório j, durante o período t.

Dminj = descarga mínima efluente garantida peço reservatório j.

jVEXt = descarga vertida no reservatório j no período t.

b) Variáveis de Projeto no reservatório

O esquema básico do reservatório, é apresentado no Anexo II

Vminj = volume morto do reservatório. j

jVDt =parte do volume disponível útil do reservatório j ocupado no início do período t.

MaxVDj =máximo volume útil do reservatório.

jVCEt =volume disponível p/atenuação de enchente no início do período t, no reservatório j.

minVCEj = volume mínimo para controle da enchente.

jVt = volume normal do reservatório j, no tempo t.

Rj = Volume máximo total do reservatório j

c) Equações Gerais do Modelo

1. Relações nos reservatórios.

$$jVt \leq Rj - minVCEj$$

$$jVt - Vminj = jVDt \geq 0$$

$$MaxVDj = Rj - minVCEj - Vminj$$

$$Rj = Vminj + MaxVDj + minVCEj$$

2. Equações gerais do Sistema:

- EQR

$$Rj - jVt = jVCEt$$

$$j = 1,2 \ldots m \qquad t = 1,2 \ldots n.$$

No início da operação, os reservatórios deverão estar cheios, no NAmax normal

EQCD

$$jVCEt = minVCEj, \quad p/\ t=1$$

$$jVCEt - minVCEj = jEQCDt$$

$$jVCEt > minVCEj, \quad p/\ t=2,3 \ldots n$$

EQD

$$jVt - Vminj = JVDt$$

$$jVDt \geq 0$$

EQVEXt

$$jDt - Dminj = jVEXt$$

$$jVEXt \geq 0$$

jVEXT = volume de descarga vertida.

EQDMIN

No caso de mais de um reservatório j = m

$$DMIN = \sum_{j=1}^{n} DMINj$$

$$DMIN = DMIN1 + DMIN2...DMINM$$

EQCMIN

$$minVCEj = KRj \text{ ou } minVCEj - KRj = EQCMIN$$

K, *fator que representa o efeito de atenuação.*

EQCON

Com base no princípio da continuidade num reservatório.

$$\bar{I}t - \Delta S = \bar{0}t$$

$\bar{I}t$ ⇒ descarga afluente média

$\bar{0}t$ ⇒ descarga efluente média

ΔS ⇒ variação no armazenamento

$$jIt + jVt - jVt+1 - jDt \geq 0$$

$jVEXt \geq 0$ (variável de folga), pois é possível verter uma parte da descarga no reservatório.

$$jIt + jVt - jVt + 1 - jDt = jEQCONt$$

$$jEQCONt \geq 0$$

4. MATRIZ TECNOLÓGICA

$$\sum_{d=1}^{n} aijxj \leqslant bi \;, \quad i=1,2,3...m$$

$$xj \geqslant 0 \qquad j = 1,2...n$$

n = número de variáveis

m = número de equação da matriz

$$n \geqslant m$$

a) Equações Tecnológicas

(1) $Rj - jVt = jVCEt$

(2) $minVCEj - KRj = EQCmin$

(3) $jVCEt - minVCEj = jEQCDt$

(4) $jVt - Vminj = jVDt$

(5) $jDt - Dminj = jVEXt$

(6) $jIt + jVt - jVt+1 - jDt = jEQCONt$

Para o caso de mais de um reservatório $m \geqslant j \geqslant l$, onde um dos propósitos acontece em conjunto.

(7) $Dmin - \sum_{j=1}^{m} Dminj = EQDMIN$

b) Restrições Tecnológicas – "Bounds"

(1) $jVCEt \geqslant 0$

$Rj \leqslant$ Mj, sendo M, limite superior físico do reservatório. (Dado).

(2) $EQCMIN = 0$

(3) $EQCMIN = 0$

$jEQCDl = 0$

$jEQCDt \geqslant 0$

(4) $jVDt \geqslant 0$ (restrição natural)

Vminj = Sj, sendo S os valores fixados para o volume morto (Dado).

(5) $jVEXt \geqslant 0$ (restrição natural)

Dminj $\leqslant$ Qj, sendo Q, descarga média regularizada, de longo período (Dado).

(6) $jEQCONt \geqslant 0$

$jIt = jCt$

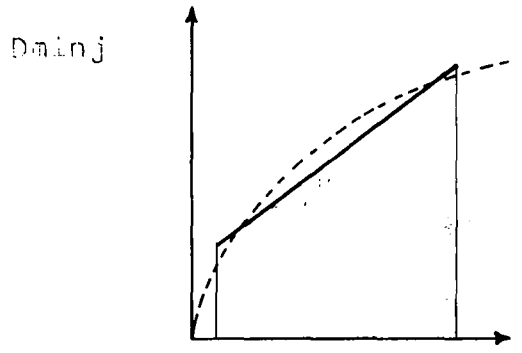
C, valores naturais das descargas afluentes no período (Dados).

(7) EQDMIN = 0

$DMIN_j \geq B_j$

B, valor mínimo requerido à jusante do reservatório j.

O volume de controle de enchente será estimado a partir de uma certa cheia de projeto, operando em diversos níveis do reservatório. O procedimento deve conduzir a um dos métodos hidrológicos mais utilizados, muito embora se deva no final, procurar, um relacionamento do volume controlado com a dimensão Rj do reservatório. A curva será definida então para diversos valores de Rj.



5. FUNÇÃO OBJETIVO

$$U = Uo + \sum_{j=1}^{n} C_j X_j$$

Xj = nível de produção adotado pela atividade j

Cj =utilidades unitárias, benefícios e custos unitários.

Vo = utilidade residual, custos fixos ou custos de capital.

b) Variáveis de Decisão

Rj = volume total do reservatório

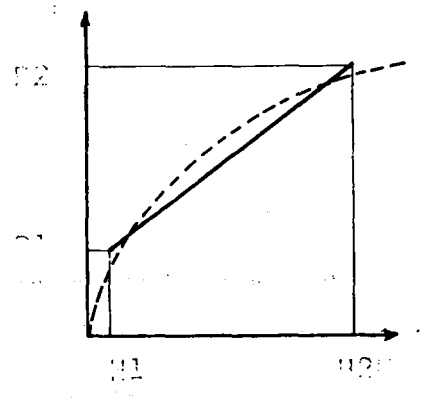
Dminj = descarga produzida no reservatório para geração de potência e irrigação.

MinVCEj =volume de atenuação de enchente de projeto.

A partir dos elementos de custos e benefícios linearizados, considerando o valor presente dos mesmos, são definidos os coeficientes das variáveis de decisão na função objetivo.

Estes coeficientes são definidos a partir das curvas de custos e benefícios. Se Cj é um desses coeficientes.

$$C_j = \frac{P2 - P1}{H2 - H1}$$



Este coeficiente pode ser definido por trecho, sendo estimado o valor médio.

Desde que, estejam determinados:

BHj = coeficiente do benefício líquido da potência gerada no reservatório j

Blj = coeficiente do benefício líquido da área irrigada no reservatório j.

BCj = coeficiente do benefício de controle de enchente no reservatório j.

CRj = coeficiente do custo do reservatório j.

1.0CF = custos fixos ou residuais, ou custos que independem dos níveis variáveis de produção de coeficiente igual à unidade.

A solução ótima maximiza a,

$$F.O = (BHj + BIj)\ Dminj + BCj(minVEj) - CRj(Rj) - 1.0CF.$$

Desde que:

$$BHj + BIj = C1j$$

$$BCj = C2j$$

$$CRj = C3j$$

$$CF = C$$

$$FT = C1j(Dminj) + C2j(minVEj) - C3j(Rj) - 1.0C$$

Se as descargas do sistema de reservação da bacia tiver um dos propósitos utilizados em conjunto à jusante, seu benefício será computado em separado na função objetiva, definindo um coeficiente para DMIN.

6. FATORES DE ATUALIZAÇÃO DO MODELO

O modelo poderá ser ajustado no tempo, com base num fator de atualização α. Assim, é que, é possível que um dos reservatórios já tenha sido construído, enquanto que outros serão implantados em seqüência.

$$Co = \alpha C \qquad \alpha = \frac{1}{(1+R)^n}$$

Para o reservatório inicial, no tempo To

$$n = 0 \qquad \alpha_o = 1 \qquad \text{para} \quad n = 1, \quad \alpha_1 = \frac{1}{(1+R)^1}$$

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Embora já tenhamos comprovado a eficiência desse tipo de modelo em outros problemas de reservatórios, não tivemos ainda, a oportunidade de utilizar o modelo aqui representado, o que faremos na primeira ocasião.

Por outro lado, outros elementos poderão ser acrescidos no melhoramento do modelo, tais como:

a) Fatores técnicos para determinar potência gerada a partir dos níveis máximos e mínimos do reservatório do tipo:

$$FT = aH.p/\ H = b'(H1+H2)$$

Sendo $H1 = Hmax - Hmin$ e $H2 = H$ in.

b) Fatores de evaporação, ajustando o volume evaporado em função de RJ, do tipo $VE = \beta$ Rj

O que pretendemos no entanto, foi desenvolver um método de estudar um reservatório, ou a infra-estrura de armazenamento de uma bacia, diante da nova realidade do Nordeste, considerando portanto, os extensos programas de irrigação.

BIBLIOGRAFIA

Linsley and Franzini

Water — Resources Engeneering International Student Edition McGraw — Hill — Kogakussha — Ed. 1964.

Krutilla e Eckstein — Mutiple Purpose River Development Resources for the Future, inc - by Johns Hopkin Press 1958.

Nathan Buras — Scientific Allocation of Water Resources. American Elsevier publishing Company, inc New York

L. Douglas James, R.R. Lee — Economics of Water Resources Planning — Mc Graw Hill, 1971.

A. Moss et ab. — Design of Water Resources Systems - Harvard University Press, 1962.

ESTUDO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÔMICO DE CANAIS SECUNDÁRIOS EM PREMOLDADOS E DE CANAIS PRINCIPAIS EM SEÇÃO SEMI-CIRCULAR.

Mário Cartaxo *

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento da indústria de pré-fabricados em concreto, apesar de estar sempre crescendo, tem sido lento. Entretanto, após a segunda guerra mundial, quando se fez imperiosa a reconstrução da grande maioria da Europa, este Setor industrial iniciou uma época de grandes progressos.

É muito vasto o campo de aplicação dos produtos de concreto: edifícios, casas, obras públicas, galpões industriais, obras d'artes correntes, obras hidráulicas, agricultura, etc. e, nos últimos anos, pelo aperfeiçoamento dos equipamentos, notável tem sido a expansão da indústria de pré-fabricados, verificando-se uma tendência para um crescimento cada vez maior.

Esta crescente difusão deve-se a vários fatores, como o avanço da tecnologia do concreto, a evolução das técnicas empregadas, a aplicação do concreto pretendido, a melhoria dos acabamentos dos premoldados, o competitivo preço dos produtos, a fácil adaptabilidade dos elementos, a moderna construção, etc.

Estes e muitos outros fatores têm determinado a criação e a expansão de uma nova técnica de construção, na qual tem sido decisiva a colaboração de professores, engenheiros, arquitetos, técnicos e administradores.

No DNOCS, o advento dessa nova técnica surgiu com a construção de acéquias em alguns Perímetros de Irrigação, tais como os de Vaza-Barris e Ceraima, na Bahia, e o de Estreito, em Minas Gerais. Nesses Perímetros a aplicação daquelas peças em pré-moldados de concreto apresentou, em decorrência dos fatores tempo, fabricação em larga escala e segurança, entre outros, uma apreciável vantagem econômica calculada em 45%, em relação aos canais tradicionais em concreto estrutural.

GENERALIDADES

O DNOCS vem empregando há cerca de 4 anos, nas redes secundárias de irrigação, em canais pré-moldados — ACÉQUIAS —, com bons resultados tanto na parte econômica como na técnica.

Acéquias são canais leitos artificiais, geralmente de seção circular, com raios variando de 20cm até 80cm, para condução d'água a partir da obra de tomada na rede principal de adução até os diversos pontos onde se faz necessária a água para irrigação.

As acéquias constituem uma rede de irrigação aérea, tendo como apoios peças de concreto geralmente independentes, isto é, sem ligação estrutural, chamadas berços, que por sua vez se apoiam sobre pilaretes, encarregados de transmitirem os esforços às fundações. As peças acima citadas estão apresentadas nos desenhos nºs 1 a 13.

Nas acéquias cujos pilares ultrapassam uma altura h $\geq$ 3m, costuma-se ancorar estruturalmente o berço ao suporte, como se vê no desenho Nº 9.

Os pilaretes suportes são constituídos por elementos de concreto pré-fabricados, que proporcionam à razante da acéquia a cota determinada do projeto. As dimensões destas peças variam em função dos diâmetros das acéquias, como se nota nos desenhos nºs 1 a 3.

As bases das acéquias são fundações em concreto, construídas no local, ou pré-fabricados e tendo dimensões variando com os diâmetros das acéquias e alturas dos pilares. Vide desenhos nºs 6 a 12.

O DNOCS vem utilizando, nos seus mais diversos projetos de irrigação, vários tipos diferentes de acéquias, quanto às dimensões dos seus raios, ou seja, desde 20cm a 80cm.

Somos, entretanto, contrários ao emprego de acéquias com raio de 80cm, considerando que as mesmas, devido principalmente ao seu peso, são de difícil transporte e colocação na rede de irrigação e, geralmente, é possível substituí-las por outras de diâmetros menores, fazendo aumentar-se a inclinação destas últimas em relação àquelas.

As acéquias ora utilizadas pelo DNOCS tem espessuras variando de 3,5cm a 7cm e comprimento de 5m. Todas as características geométricas das acéquias estão apresentadas nos desenhos nos 14 a 20.

Sendo as acéquias peças prefabricadas com 5m de comprimento, faz-se necessário a introdução de juntas na ligação de cada peça com o fim de assegurar a continuidade entre os diversos elementos da acéquia, e de modo que permita, sem perda da estanqueidade, pequenos movimentos diferenciais entre estas peças, bem como não transmitir esforços prejudiciais aos elementos vizinhos.

* Engenheiro Civil — Chefe da Divisão de Custos e Orçamento da Diretoria de Obras Civis — DNOCS.

As juntas devem ser de material tal que, quando os vãos fiquem colocados sobre os suportes, as acéquias tenham uma condução contínua, impermeável à água, com superfície interior lisa e uniforme no setor de ligação acéquia junta acéquia, permitindo ainda pequenos movimentos dos vãos devidos à contração.

Na união de duas acéquias, geralmente temos 2 tipos de juntas, sendo um tipo sob as duas pontas extremas das peças, constituído de corda alcatroada ou borracha de neoprene do tipo flexível, com cerca de 1 cm de diâmetro; o segundo tipo fica preenchendo a fenda formada pelas duas extremidades das acéquias e o berço, sendo o "Asfalto Oxidado" a substância mais indicada, pois além de permitir montagem e desmontagem fáceis, atende às exigências de impermeabilidade e inalterabilidade através do tempo. As características e detalhes destas juntas estão apresentadas nos desenhos nºs 4 e 23.

Ao longo da rede de acéquias aparecem várias obras com funções específicas diversas, são as "Obras Complementares".

Todas as obras complementares estão nos desenhos nºs 21 a 26.

Abaixo vai uma rápida descrição delas.

1. OBRAS COMPLEMENTARES

1.1. Obras de Derivação:

As obras de derivação são caixas de concreto simples, das quais se desviam as vazões necessárias nas derivações, controladas por meio de limitadores de vazão Neyrpic ou similar. O funcionamento dos limitadores está assegurado por um "bico de pato", situado na acéquia derivante a jusante da caixa de derivação, que fixará o nível dágua na cota de funcionamento ótimo. Além dos elementos acima citados, nas caixas de derivação ainda se dispõe de sangradouros de segurança e comportas.

As obras de derivação estão representadas no desenho nº 21.

1.2. Caixa de Vértice – ou de Mudança de Direção:

São obras que, têm por finalidade dar continuidade hidráulica ao leito das acéquias no vértice de dois alinhamentos retos.

Estas obras são geralmente circulares, em concreto simples.

As suas medidas, raio e altura, variam em função dos diâmetros das acéquias e o ângulo dos alinhamentos. O desenho nº 22 representa este tipo de obra.

1.3. Tomadas de Irrigação:

São tomadas cuja função é fornecer a vazão de irrigação às parcelas. Os tipos e as dimensões das tomadas variam em função dos raios das acéquias e da disposição das passagens sob as estradas, ou não. O detalhe da obra está apresentado no desenho nº 23.

1.4. Vertedores Laterais (Sangradouros):

Quando existe mudança de caudal em uma mesma acéquia, projeta-se um trecho da mesma, de forma que funciona como vertedouro, que seja capaz de desaguar a diferença de vazões nominais de ambas as seções. Esta obra conduz anexa o sistema de recolhimento dágua excedente, formado por uma seção triangular revestida de alvenaria, e o desague se dá no dreno mais próximo. O detalhe da obra está apresentada no desenho Nº 24.

1.5. Bicos de Pato:

Bicos de Pato são vertedouros em concreto simples, dimensionados de modo que a vazão conduzida pela acéquia mantenha a lâmina d'água a um nível constante, para o bom funcionamento dos limitadores de vazão (módulos) ou sistema de medição nas tomadas. O desenho nº 25 apresenta o detalhe.

1.6. Sifões:

São estruturas projetadas para cruzamento das redes de acéquias sob estradas, quando estas não têm cota suficiente para permitir outra obra de passagem. Constam de duas caixas retangulares unidas por tubos de concreto armado e/ou centrifugado.

2. FABRICAÇÃO DE ACÉQUIAS – PREMOLDADOS

Como já vimos, uma rede de irrigação secundária constituída de pré-moldados contém cinco elementos essenciais: acéquias, berços, pilares, fundações e juntas.

2.1. Concreto, Argamassa e Fator Água-Cimento:

A fabricação de acéquias, embora requeira instalações adequadas, não constitui processo difícil, de modo que a maioria dos empreiteiros vêm executando-as diretamente, isto é, sem as encomendar às fábricas especializadas no ramo e, ademais, esta fabricação vem sendo feita no próprio canteiro das obras.

As misturas dos agregados são feitas em betoneiras do tipo usual, tendo-se o cuidado, durante o lançamento do concreto nos moldes, para que o mesmo se processe de forma contínua com o fim de evitar interrupções demoradas ou freqüentes. A vibração do concreto deve ser uniforme em cada forma, usando-se sempre vibradores de alta freqüência, com mais de 8.000 r.p.m.

Os componentes do concreto empregados na fabricaçãodas acéquias têm as prescrições fixadas nas Especificações e Normas Brasileiras vigentes. Entretanto, a experiência tem demonstrado que o emprego de areia grossa e brita nº 0 para as peças de 3,5cm e 5cm de espessura, e de areia grossa e brita nº 1 para as peças de 6 cm a 7 cm, juntamente com um consumo de 350 a 400kg de cimento por m^3 de concreto, fator água cimento variando entre 0,40 a 0,45, constitui uma ótima combinação de agregados e consumo de cimento, usados na fabricação de acéquias, com o que se asseguram todas as características técnicas prescritas nos projetos do DNOCS.

2.2. Armaduras – Ferragem

As armaduras das acéquias são calculadas pelos projetistas estruturais de duas maneiras: ferragem simples (uma só malha de ferro situada na parte inferior da peça), e ferragem dupla (duas camadas de ferro situadas nas partes inferior e superior da acéquia).

Embora as duas soluções resolvam o problema estrutural e tenham praticamente o mesmo consumo de ferro, preferimos a segunda, tendo em vista que a mesma dá maior resistência à peça, pela melhor distribuição da ferragem em todo corpo da acéquia, reduzindo assim ao mínimo as quebras durante o manuseio na fábrica, transporte e instalação. Os detalhes da ferragem estão apresentados nos desenhos nºs 14 a 20.

2.3. Moldes e Formas:

Os moldes são peças construídas em chapas metálicas, moldadas segundo as características das acéquias, formando as formas internas e externas da mesmas, de tal maneira que as superfícies exteriores e interiores da acéquia sejam cilíndricas, ou outras determinadas no projeto, e tais que possibilitem a desmoldagem sem dano algum ao elemento fabricado.

Os moldes devem ter as suas superfícies internas perfeitamente polidas, bem como as suas juntas são projetadas de tal maneira a evitar a formação de ressaltos na superfície interna da peça fabricada. Além das exigências citadas, os moldes devem ser construídos de maneira que permitam assegurar a ferragem estrutural na sua verdadeira posição, apesar dos esforços provenientes da vibração empregada no adensamento do concreto.

Finalmente, recomenda-se a limpeza dos moldes com óleo adequado, antes da fabricação de uma nova peça.

2.4. Cura:

Depois do lançamento do concreto no molde, vem o processo de "CURA", que deve merecer especial cuidado por parte do fabricante, pois é através de uma cura bem feita que se consegue assegurar todas as boas características técnicas de uma peça em pré-moldado.

Existe mais de um método de cura, como por exemplo: a cura por imersão da peça n'água; ou por meio de um sistema de irrigação através de canos perfurados; ou usando aspersores mecânicos; ou ainda cobrindo as superfícies inferior e superior das acéquias com material saturado d'água, e através de vapor.

As peças curadas através dos quatro primeiros métodos, ou pela combinação deles, exigem o cuidado de não serem deslocadas do lugar de cura, pelo menos durante 32 horas, durante as quais se conservarão constantemente úmidas; decorrido este prazo, as acéquias poderão ser armazenadas, onde se continuará mantendo-as úmidas durante o período total de cura. Este tempo será de 120 horas, no mínimo.

A cura a vapor é a mais empregada na atualidade pelos empreiteiros das obras do DNOCS. Vale salientar que foi devido principalmente ao menor tempo de cura que este processo conduz, bem como à necessidade da fabricação em grande escala dos pré-moldados, entre outros, que o procedimento de cura a vapor foi eleito pelos fabricantes de acéquias.

A cura a vapor é feita da seguinte maneira; após alguns minutos da colocação do concreto nos moldes, retira-se a forma superior deste, colocando em seguida as peças numa câmara convenientemente fechada contra correntes de ar exteriores. Esta câmara deve ter suficiente tamanho para permitir a circulação completa do vapor ao redor da peça a ser curada. A título de exemplo, num forno câmara com 4m de largura por 25m de comprimento e 1,60m de altura cabem cerca de 16 acéquias com raios variando de 20 cm a 40 cm, e 12 acéquias de raio entre 50 cm a 70 cm.

A experiência tem demonstrado que após três horas de permanência na câmara forno, cuja temperatura interna é de cerca de 55oC, a peça adquire uma resistência de um concreto com 7 dias. Depois deste período, retira-se a peça da câmara, bem como a forma inferior, conduzindo-se a acéquia para o armazenamento, onde se continuará mantendo-a úmida durante um período de pelo menos 24 horas. Depois deste tempo, os elementos têm adquirido consistência para serem manuseados e transportados.

A comprovação da cura total das acéquias, poderá ser feita através de corpos de prova padronizados, executados com o mesmo concreto com que se fabricam as acéquias, e submetidos a processos de cura iguais aos que se usam na cura das peças pré-moldadas. Após o rompimento dos corpos de prova em lide, as suas resistências à compressão devem ser iguais ou superiores às previstas nos cálculos para os concretos das peças pré-fabricadas.

O sistema de alimentação do vapor para cura de peças pré-fabricadas, bem como as obras de construção civil são bastante simples, podendo ser instaladas no próprio canteiro dos serviços, e compõem-se essencialmente de:

a) **Câmara (Forno)** : é formada por paredes laterais em alvenaria, tampa em concreto estrutural e piso tipo cimentado;

b) **Sistema de Alimentação do vapor:** Este sistema é formado de caldeira de baixa pressão, queimador (ventilador e bicos) e sistema de alimentação do combustível.

2.5. Berços Pilaretes e Fundações:

Os berços, os pilaretes suportes e fundações compõem os elementos complementares da acéquia, de cuja fabricação passaremos a tratar. A execução das 3 peças acima referidas é bastante simples, portanto não merecendo cuidados especiais, como aqueles que se têm com as acéquias propriamente ditas.

As fundações geralmente são executadas no local, e suas dimensões dependem do terreno, altura do pilar e diâmetro da acéquia, sendo o consumo do cimento da ordem de 250kg/m^3.

Os desenhos Nos 6 a 13 dão uma idéia perfeita das fundações.

Os pilaretes são peças em concreto simples pré-fabricadas em moldes metálicos, cujas dimensões variam em função do diâmetro das acéquias. Tais pilaretes são executados de maneira que fiquem perfeitamente encaixados um no outro, quando da formação do pilar, ao modo macho e fêmea. O consumo médio de cimento na fabricação desta peça é da ordem de 320kg/m^3. Os pilaretes têm uma abertura central que poderá ser utilizada para introdução de concreto estrutural, quando a altura dos pilares exceder a mais de 2m, de modo que o conjunto de pilaretes fica funcionando como forma externa do pilar armado na sua parte interior. As dimensões e as características dos pilaretes estão representadas nos desenhos nos 1 a 3.

Os berços podem ser fabricados em concreto simples ou em concreto estrutural; no nosso trabalho demos preferência à execução destas peças em concreto armado, principalmente devido à estética, menor peso da peça, maior facilidade de manuseio, transporte e instalação, e maior resistência à quebra. O consumo médio de cimento na sua fabricação é da ordem de 350kg/m^3.

Os detalhes estruturais e dimensões dos berços estão apresentados nos desenhos nos 6 a 13.13.

3. Acéquias — Provas na fábrica e controle de fabricação:

Quanto à fabricação deverão ser feitas provas nos elementos pré-fabricados, além de controladas as características gerais de cada elemento.

Destacaremos os principais controles e ensaios indicados para os pré-moldados.

3.1. Características Geométricas:

A seção interna das acéquias deverá ser uniforme. Admitem-se diferenças nas dimensões em relação à seção tipo $\pm$ 2%. Nas seções extremas a tolerância será de $\pm$ 1%, com um limite máximo de $\pm$ 7mm.

O comprimento das peças será uniforme, não se admitindo variações superiores a $\pm$ 1cm sobre o nominal.

A espessura dos elementos será a nominal, com uma tolerância de 10% para mais, com um máximo de 6mm e 3% a menos, com máximo de 2mm.

As superfícies não deverão apresentar arestas ou vazios, nem qualquer outro tipo de defeito devido à má colocação do concreto.

3.2. Características Hidráulicas:

Além de atender os dados hidráulicos para os quais foi projetada, deverá apresentar um coeficiente de rugosidade nas superfícies internas inferior a 0,0125, comprovação feita pela fórmula MANNING STRIKLER.

3.3. Absorção:

É permitida absorção de água pelo concreto nos tramos de acéquias igual ou inferior a 8% em peso.

3.4. Permeabilidade:

Os tramos não devem apresentar perdas de água pelas suas paredes.

3.5. Juntas:

Devem ser totalmente impermeáveis à água.

3.6. Elasticidade:

Os tramos de acéquias, incluindo as juntas, deverão resistir à temperatura de 0^{o} sem que surjam fissuras, nem seja prejudicada a estanqueidade das juntas.

3.7. Resistência à flexão:

Os tramos de acéquias com a seção cheia deverão resistir, sem que se note o aparecimento de fissuras, deformações permanentes ou vazamentos pelas juntas, a uma sobrecarga uniforme adicional de uma vez e meia o peso de água, e como mínimo uma carga centrada de 150 kg.

Havendo este ensaio até à ruptura, a sobrecarga será igual ao dobro do peso da água contida, ou de 200 kg quando se tratar de carga central.

3.8. Choques:

Deverão resistir a impactos de energia equivalente a 1.000 joules, produzidos nas laterais por um corpo brando sem que surjam fissuras ou rachaduras, nem se apresentem deslocamentos dos apoios.

No caso de corpos duros, os tramos cheios dágua devem resistir, sem que se notem danos que provoquem saída de água, ao choque produzido por uma bola de aço de 5kg de peso, caindo desde uma altura igual a 40 vezes a espessura da soleira, considerando-se um máximo de 2,50 metros.

4. TRANSPORTE E MANIPULAÇÃO

A capacidade mínima de armazenamento deverá ser igual à capacidade de produção semanal da mesma.

As peças só deverão ser transportadas para o pé da obra quando todas tiverem alcançado a resistência e a cura especificadas.

Quanto à carga, transporte e descarga, deverão ser evitados choques, as peças serão depositadas lentamente no solo, não se deixando cair, adotando-se as precauções necessárias para o seu manuseio, de modo a não sofrerem golpes de importância.

Tanto no transporte como na operação seguinte de empilhamento, deve-se ter em conta o número de peças que podem ser empilhadas a fim de que as cargas superpostas não ultrapassem 50% da cargas de ensaio de resistência.

É comum a utilização de guindastes montados em equipamento ou estruturas especiais para o manuseio eficiente das acéquias.

5. INSTALAÇÃO DE ACÉQUIAS

Uma vez preparada a fundação, serão colocadas as peças pré-moldadas adotando-se, além das precauções descritas, os seguintes procedimentos:

– A parte superior dos suportes deve ficar alinhada em reta paralela à razante indicada nas plantas, e a uma distância por debaixo dela igual à soma da espessura da acéquia em sua parte inferior mais a espessura da parte do berço que sobressai do suporte.

— Os tramos de acéquia serão cuidadosamente colocados sobre os suportes com guindastes, no caso dos tramos de maior seção, ou nos de menor seção, manual ou outro meio adequado.

— Uma vez colocados os tramos da acéquia, se realizarão sua locação e alinhamento com os adjacentes.

— Logo que os tramos sejam centrados e perfeitamente alinhados, dever-se-á calçá-los, fixá-los com um pouco de argamassa, executando-se concomitantemente às juntas.

6. PROVAS DA ACÉQUIA INSTALADA:

Uma vez instalada as acéquias, serão executadas as seguintes provas e ensaios:

— Prova de estanqueidade;

— Prova de coeficiente da rugosidade;

— Ensaio de estanqueidade;

— Ensaio de esvaziamento;

— Ensaio de caudal;

Se os resultados dos ensaios procedidos forem satisfatórios, a rede de acéquias poderá ser recebida, tendo-se o cuidado de, antes do funcionamento, efetuar-se uma lavagem que elimina todos os sedimentos e restos de concreto e argamassa do leito.

7. COMPARATIVO ENTRE OS CUSTO DOS CANAIS EM PRÉ-MOLDADOS E OS CANAIS EM CONCRETO ARMADO:

Como a programação do DNOCS nos próximos anos prevê a irrigação de cerca de 100.000ha, e tendo em vista que a média de canais com vazão inferior a 1 metro cúbico por segundo é da ordem de 40,40m/ha, para os projetos do DNOCS, resulta que a substituição — que o DNOCS vem procedendo — de canais em concreto armado por acéquias com características hidráulicas equivalentes, poderá dar uma diminuição de custo na implantação da meta colimada, da ordem de Cr$ 644.000.000,00, conforme demonstrativo abaixo:

a) **Canal em acéquia:** 0,040km/ha x 100.000ha x Cr$ 181.550,00/km — Cr$ 726.200.000,00;

b) **Canal em concreto armado:** 0,040km/ha x 100.000ha x Cr$ 342.550,00/km — Cr$ 1.370.200,00.

Economia: Cr$ 644.000.000,00.

No quadro I foi feita uma comparação entre custos de canais em premoldados, e canais em concreto armado. Entretanto, os valores de Cr$ 181.550,00/km de canal em acéquia, e Cr$ 342.550,00/km de canal em concreto armado, representam números médios aproximados entre a média ponderada dos diversos tipos de canais e as suas proporcionalidades de ocorrência, bem como os seus preços unitários.

8. CANAL PRINCIPAL EM SEÇÃO SEMI-CIRCULAR:

A técnica de construção de canais semi-circulares se deu a conhecer na "IV Reunião Regional Européia de Irrigação e Drenagem", realizada nas Ilhas Canárias em novembro de 1966.

É por demais conhecido que a seção semi-circular tem raio hidráulico máximo, portanto sendo a ótima para condução dágua; entretanto, as dificuldades construtivas, têm tornado inaproveitável a grande maioria dos projetos referentes à execução de canais semi-circulares.

Se compararmos uma seção trapezoidal de um canal com outra circular equivalente hidraulicamente, podemos fazer as seguintes observações:

a) Hidraulicamente, é incontestável a superioridade da seção circular sobre a trapezoidal, por apresentar raio hidráulico máximo. Além disso, para pequenas vazões, apresenta vantagem de reduzir a sedimentação e, em face de permitir melhor acabamento da superfície molhada, admite coeficiente de rugosidade Manning inferior;

b) Os empuxos do terreno serão nos taludes de seção semi-circular, devido à forma destas, menores que nos trapezoidais;

c) O revestimento de concreto empregado em seção semi-circular resiste melhor às subpressões, que o das seções de fundo plano;

d) Devido à forma curva do revestimento, o seu peso proprio atua com um momento de braço menor em relação aos abatimentos do terreno suporte, ou à sua contração por perda d'água, sendo portanto menos temíveis as rachaduras que se produzem nos canais trapezoidais, em tais casos;

e) Devido principalmente aos modernos processos construtivos postos em prática na atualidade para os canais circulares, se tem conseguido estabelecer séria concorrência econômica com os canais convencionais, como também devido à excepcional qualidade em permitir aproveitar a resistência de forma com finalidade de reduzir a espessura do revestimento.

Hoje existem construídos na Espanha, Argelia, Colômbia e Peru cerca de 1.000km de canais principais de diversos diâmetros, correspondendo aproximadamente a mais de 1.000.000 m^2 de revestimento.

Sob o ponto de vista mecânico, devem-se considerar dois parâmetros: o ângulo no centro do segmento molhado, e a espessura e a natureza do revestimento, isto é, se em concreto armado ou simples.

Tratando-se de concreto simples, usado no revestimento de canal semi-circular e em função do seu diâmetro, o Engº Manuel Barragan Sebastian, recomenda os seguintes valores indicativos, para terrenos argilo-arenosos ou argilosos:

a) Para diâmetros até 1,50m, a espessura deverá ser de 6cm, e nenhuma limitação para o ângulo no centro do segmento molhado;

b) Para diâmetros 1,5m $\leq$ D $\leq$ 5m, a espessura deverá ser de 10cm e ângulo de 160º;

c) Para diâmetros 5m $\leq$ D $\leq$ 10m, e espessura deverá ser de 10cm e o ângulo de 130º;

d) Para diâmetros maiores de 10m, convém fazer-se um estudo tendo em vista as condições particulares de cada caso. Em breve poderemos conhecer um processo de cálculo atualmente em estudo e desenvolvido pelo método de SOKOLWSKY, em consonância com as características físicas do solo.

O consumo de cimento para o revestimento de canais, usando-se concreto simples, é da ordem de 250kg/m^3 sendo o fator água-cimento entre 0,40 a 0,45, devendo-se ainda ter o cuidado de empregar a brita 1 e 2, como consequência da pequena espessura do revestimento.

9. CONSTRUÇÃO DE CANAL COM SEÇÃO SEMI-CIRCULAR:

Os trabalhos especializados da execução da escavação e revestimento de canais de seção semi-circular, são feitos através de equipamentos especializados de fabricação espanhola, com representante no Brasil. As máquinas constam de dois conjuntos: o primeiro, o PERFILADOR, que faz o acabamento rigoroso no terreno por meio de duas frezas cortadoras, montadas nos vértices inferiores de um triângulo oscilante, suspenso num eixo fixado no centro de um pórtico que corre sobre a vala previamente escavada por equipamento nacional, geralmente retro-escavadeira. Tais serviços correspondem à regularização de taludes nos canais trapezoidais, que geralmente é feita manualmente. O segundo conjunto é composto essencialmente de uma vibro-espalhador-acabadora de concreto, que executa o revestimento do canal sem o uso de formas, no sentido transversal. O abastecimento do referido equipamento é feito através de caminhões-betoneiras, depositando o concreto numa tremonha, que o lança numa régua vibratória e acabadora, executando ainda, simultaneamente, o rasgo correspondente à junta de contração transversal.

Nestas condições, estima-se que o conjunto executará cerca de 15 a 20m de revestimento de canal por hora, numa seção semi-circular de diâmetro até 7,30m.

Determinadas limitações têm impedido aos projetistas de operarem, nos canais, por uma estrutura de revestimento de menor espessura e de maior resistência de forma. Estas restrições podem ser funcionais, alturas restritas, necessidade de planos horizontais, entre outras.

Entretanto, segundo o raciocínio do Engº BARRAGAN, "Não devemos esquecer que uma das fontes essenciais do progresso consiste na investigação, em realizar sacrifícios econômicos que depois são compensados por um desenvolvimento de técnicas novas que melhoram e barateiam os produtos.

10. VANTAGENS DO CANAL SEMI-CIRCULAR SOBRE O TRAPEZOIDAL:

Em resumo, poderíamos apontar as seguintes vantagens do canal semi-circular em relação ao trapezoidal de características hidráulicas correspondentes:

a) Substancial economia na execução do revestimento e na abertura de seções, podendo inclusive ser estendidas aos canais secundários de maiores vazões;

b) Melhores condições hidráulicas e estruturais;

c) Tem-se resolvido mecanicamente a construção de canais circulares de qualquer tamanho;

d) Existência, no país, de equipamento especializado para os serviços em lide.

Com base neste raciocínio, a seção semi-circular apresenta vantagens da ordem de 14,33% no que refere ao volume a ser escavado, 30% no que tange à regularização de taludes, e 21.33% na área a ser revestida.

No quadro II foi feito um confronto entre as áreas a serem revestidas para as duas seções, trapezoidal verso

semi-circular. No quadro III vizualiza-se uma comparação de volumes de escavação na abertura das seções, isto é, na trapezoidal e na semi-circular equivalente.

Usando os preços unitários referentes a setembro/75, da Tabela Oficial do DNOCS, para os serviços já espefificados, teríamos os seguintes valores, de acordo com os elementos obtidos nos quadros II e III:

a) Execução do revestimento excedente do canal trapezoidal sobre o semi-circular; Cr$ 53,52/m^2 x 4640m m^2 – Cr$ 248.332,80;

b) Custo da escavação excedente da seção do canal trapezoidal em relação ao semi-circular;

Cr$ 9,74/m^3 x 3510m^3 – Cr$ 34.187,40.

A economia total da diminuição na escavação das valas e com seus revestimentos é da ordem de Cr$ ..... 282.520,20, em apenas 3km de canais, ou seja: Cr$ 94.173,40/km.

Ademais, é sabido que o DNOCS pretende irrigar, nos próximos 5 anos, cerca de 100.000ha de terras e tomando-se por base a relação de 5,0m de canais principais por ha, que é a média para os projetos do DNOCS, poderíamos ter uma economia total resultante da adoção da seção semi-circular de: 0,005km/ha x 100.000ha x Cr$ 94.173,40/km – Cr$ 47.086.700,00. Acrescentamos, que o presente valor representa a diminuição dos custos para o revestimento e abertura de seção.

Deve ser levado em consideração, ainda, que no preparo dos cortes e aterros para abertura de seção semi-circular, se obteria uma substancial economia, pela menor largura exigida para a plataforma terraplenada, bem como a regularização da seção ser executada unicamente por processos mecânicos, o que não acontece na seção trapezoidal, que geralmente é feita manualmente. Por outro lado, nos canais secundários de maior vazão, também poderia ser adotada a seção semi-circular, obtendo-se assim mais uma economia que, juntamente à que se conseguiria nos canais principais, poderia fazer chegar a uma diminuição de custo da ordem de Cr$ 70.000.000,00 na implantação dos 100.000ha nos próximos 5 anos.

Em resumo, a economia resultante das adoções dos procedimentos adotados, seria da ordem de Cr$..... 714.000,000,00 para a programação de 100.000 irrigadas, conforme demonstrativo abaixo:

a) Diminuição de custos provenientes da abertura de seção e revestimento de canal semi-circular: Cr$..... 70.000.000,00

b) Diminuição de custos provenientes da execução dos canais secundários em premoldados: Cr$..... 644.000.000,00.

SOMA: . . . . . .Cr$ 714.000.000,00.

De tudo quanto precede, somos de opinião que o DNOCS deve continuar usando, em virtude das vantagens apontadas e do bom êxito já obtido, canais secundários premoldados de seção semi-circular ou outra projetada pelo calculista e, nos canais principais seja adotada inicialmente, pelo menos como experiência, a seção semi-circular no lugar da trapezoidal, tradicionalmente usada.

RESUMO

No presente trabalho tecemos considerações gerais sobre os procedimentos construtivos para as redes de irrigação particularmente a secundária, utilizando-se calhas pré-fabricadas, assentadas em berços apoiados por pilaretes também pré-moldados.

No estudo feito, foram abordados os seguintes assuntos principais:

– Definição de Acéquias;

– Obras Complementares;

– Fabricação de Acéquias e demais componentes;

– Ensaios;

– Transporte e manuseio;

– Instalação e provas finais ; e

– Custos.

O enfoque mais importante foi dado à parte econômica, estabelecendo-se comparações de custos entre os canais tradicionais em concreto armado "in situ", e as calhas pré-moldadas, ressaltando a grande vantagem apresentada por estas últimas, dentro do limite das vazões especificadas no presente trabalho.

Muito embora sejam detalhados procedimentos gerais para projeto, cálculo estrutural, fabricação, assentamento, etc., não temos a veleidade de afirmar que se trata de uma regra, uma vez que se admitem modifi-

cações nas etapas apresentadas, motivadas pela experiência dos técnicos que lidam com o assunto, ou ainda devidas a recursos de equipamentos e materiais indicadores de possíveis variações, bem como de acordo com o desenvolvimento tecnológico na área dos pré-fabricados.

BIBLIOGRAFIA

Manuel Barragan Sebastian — Proyegto y Construccion de Canales Circulares para Grandes Zonas Regables.

Tabelas de Preços Oficial do DNOCS — Março de 1975.

Construtora Delta Engenharia S/A — Cura de Acéquias.

Construtora Norberto Odebrecht S/A — Variante para construção dos canais principais em seção semi-circular

PREMO — Consultoria de Premoldados — Detalhe de ferragem para acéquia.

Indústria de premoldados STAR Ltda — Construção de acéquias em seção parabólica.

SERMEC Ltda. — Formas metálicas para premoldados.

DNOCS — 1975 — Projeto de irrigação no Vale do Rio Verde Pequeno. Rede de irrigação em acéquias. Assessoria Exectiva à 4ª Diretoria Regional do DNOCS — Consórcio Montese — OTI.

QUADRO I

COMPARATIVO ENTRE OS CUSTOS DE CANAIS EM PRÉ-MOLDADOS (ACÉQUIAS), E CANAIS EM CONCRETO ESTRUTURAL RETANGULAR COM CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS CORRESPONDENTES

REDE DE IRRIGAÇÃO COM CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS EQUIVALENTES		CUSTO DA CONSTRUÇÃO EM: CR$/km		VANTAGEM ECONÔMICA DO CANAL EM PRÉ-MOLDADO SOBRE O DE CONCRETO ESTRUTURAL - %
PREMOLDADO (ACÉQUIA)	CONCRETO ESTRUTURAL	ACÉQUIA	CONCRETO ESTRUTURAL	
r = 20cm	20 x 30	136.930,00	197.440,00	44
r = 25cm	30 x 40	143.820,00	258.160,00	79
r = 30cm	35 x 50	158.210,00	313.200,00	97
r = 40cm	40 x 70	206.370,00	373.410,00	80
r = 50cm	50 x 80	231.760,00	462.040,00	99
r = 60cm	60 x 100	292.930,00	566.300,00	93
r = 70cm	95 x 100	321.870,00	896.170,00	178

QUADRO II

COMPARATIVO DE ÁREA REVESTIDA
SEÇÃO SEMI-CIRCULAR x SEÇÃO TRAPEZOIDAL

CANAL PRINCIPAL VAZÃO: m^3 / Seg	PERÍMETRO DA SEÇÃO = PERÍMETRO MOLHADO MAIS FOLGA - M		COMPRIMENTO CONSIDERADO 1.000m	ÁREA A REVESTIR - M^2		ECONOMIA %
	CANAL DE FORMA TRAPEZOIDAL	CANAL SEMI-CIRCULAR		CANAL TRAPEZOIDAL	CANAL SEMI-CIRCULAR	
8,80	8,10	6,20	1.000	8.100	6.200	23
6,60	7,05	5,90	1.000	7.050	5.900	16
4,48	6,29	4,70	1.000	6.290	4.700	25
			S O M A	21.440	16.800	

ÁREA EXCEDENTE: 4.640 m^2

QUADRO III

COMPARATIVO ENTRE VOLUMES A ESCAVAR
SEÇÃO SEMI-CIRCULAR x SEÇÃO TRAPEZOIDAL

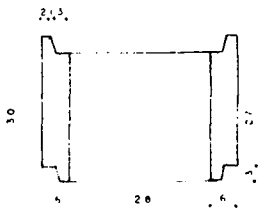
CANAL PRINCIPAL VAZÃO: M^3/ Seg	SEÇÃO DO CORTE - M^2		COMPRIMENTO CONSIDERADO 1.000m	VALA A ESCAVAR - M^3		ECONOMIA %
	CANAL DE FORMA TRAPEZOIDAL	CANAL SEMI-CIRCULAR		CANAL TRAPEZOIDAL	CANAL SEMI-CIRCULAR	
8,80	9,78	8,24	1.000	9.780	8.240	15
6,60	7,50	6,55	1.000	7.500	6.550	12
4,48	6,03	5,01	1.000	6.030	5.010	16
			S O M A	23.310	19.800	

VOLUME EXCEDENTE: 3.510 m^3

PILARETES PARA ACÉQUIAS DE RAIOS 20, 25 e 30

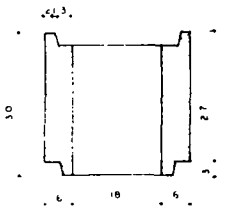
CORTE A-A

ESCALA = 1/10



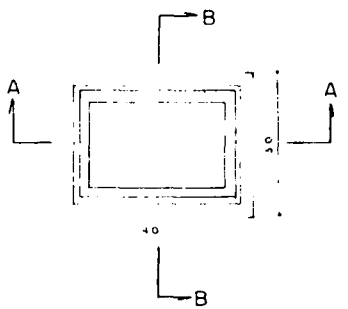
CORTE B-B

ESCALA = 1/10



PLANTA BAIXA

ESCALA

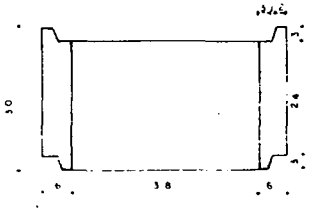


DESENHO Nº 1

PILARETES PARA ACÉQUIAS DE RAIOS 40 e 50

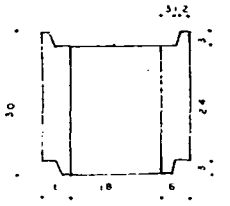
CORTE A-A

ESCALA = 1/10

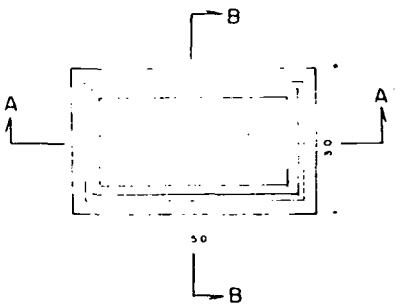


CORTE B-B

ESCALA



PLANTA BAIXA

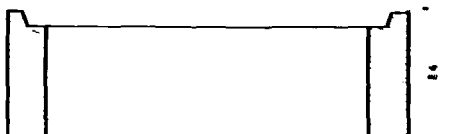


DESENHO Nº 2

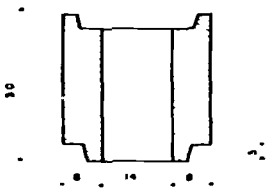
PILARETES PARA ACÉQUIA DE RAIO: 60, 70 e 80cm

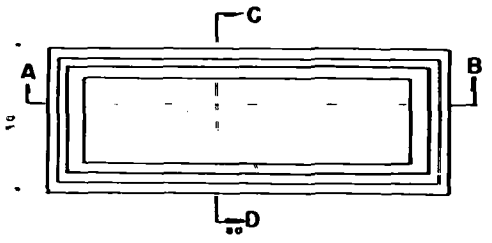
CONSUMO DE CIMENTO: 320 a 350 Kg/m³

CORTE A-B



CORTE C-D





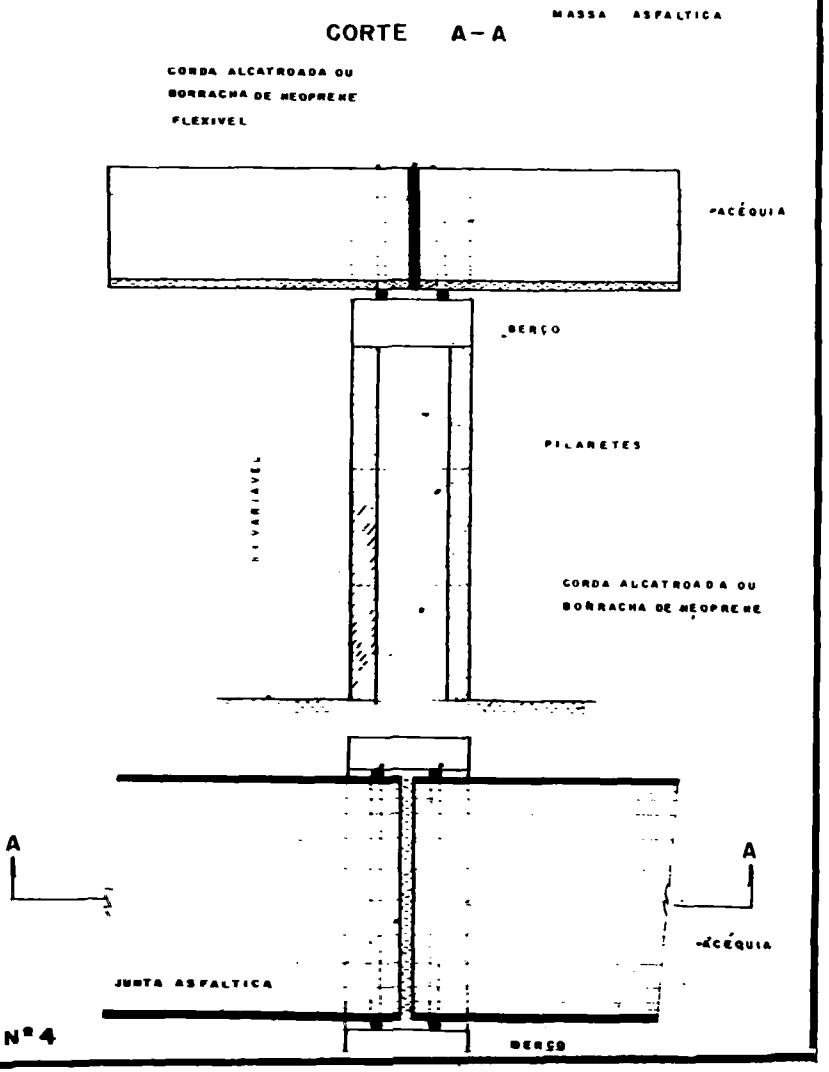
PLANTA BAIXA

ESCALA = 1/10

DESENHO Nº 3

DETALHE JUNTAS TIPO

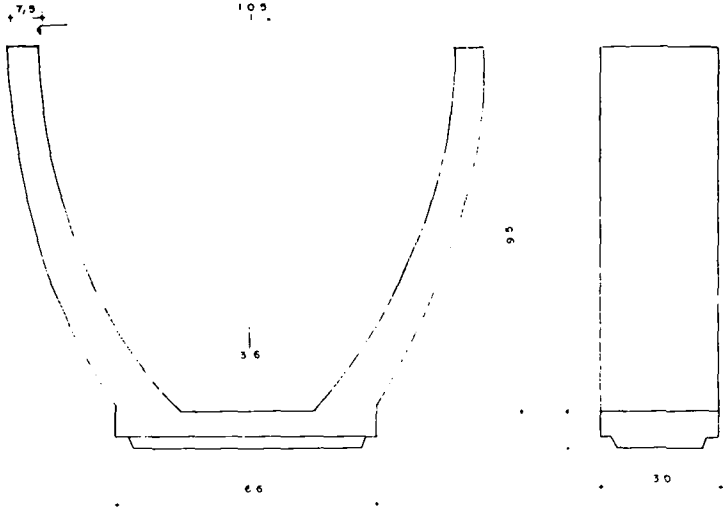
CORTE A-A



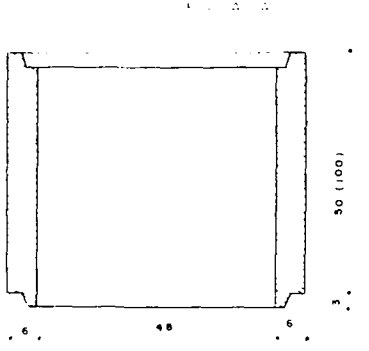
DESENHO Nº 4

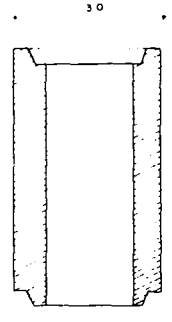
ACEQUIA, BERÇO e PILARETE PROJETADO PELA FIRMA STAR

ESCALA : 1/12.5

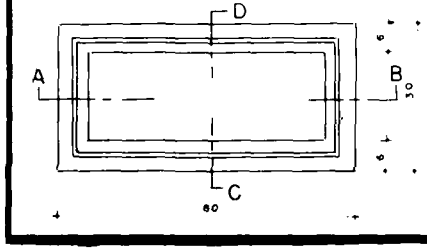


BERÇO PARA ACÉQUIA DE 90



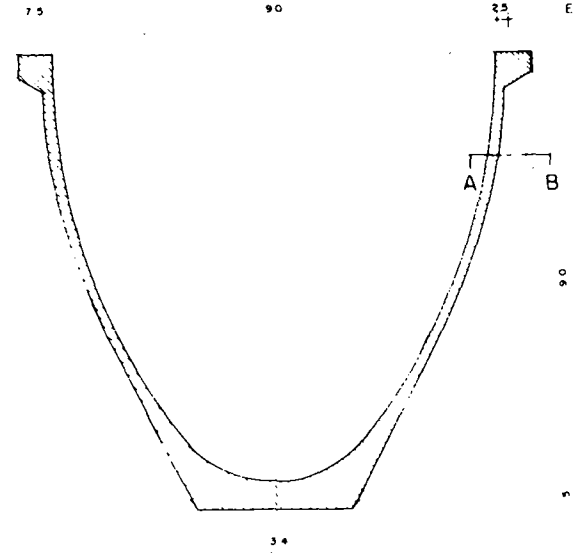


CORTE-CD

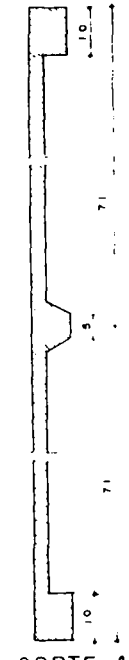


MÓDULO DOS PILARES PARA BERÇO DE ACÉQUIA

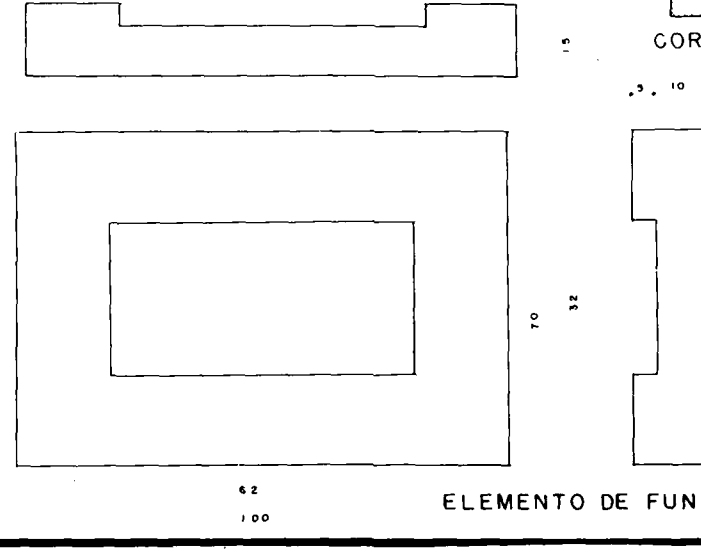
ESCALA: 1/10



SECÇÃO DA ACÉQUIA PARA IRRIGAÇÃO



CORTE-AB



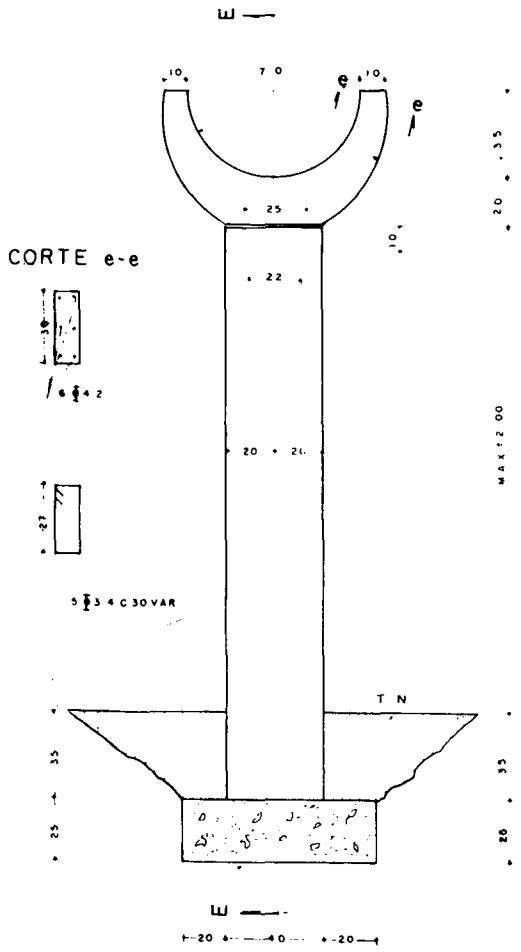
OBS: A ACÉQUIA TEM 6 NERVURAS ITERM.

ELEMENTO DE FUNDAÇÃO PARA ACEQUIA DE 90

DESENHO Nº 5

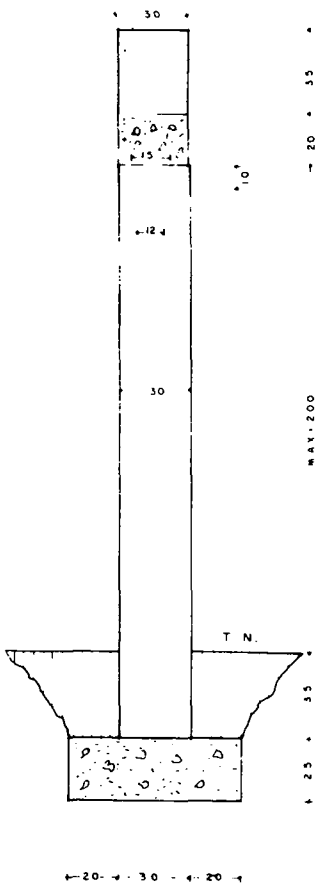
SUPORTE P/ ACÉQUIA Ø60 ELEVÇÃO

ESCALA : 1/20



CORTE F-E

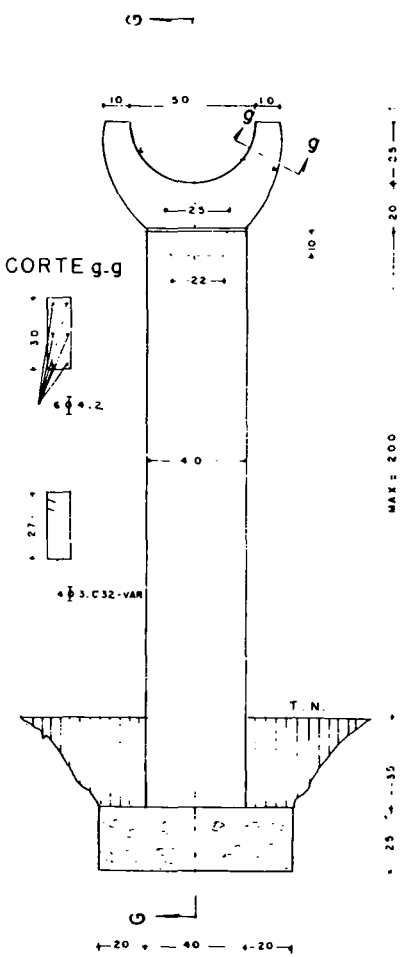
ESCALA : 1/20



DESENHO Nº 6

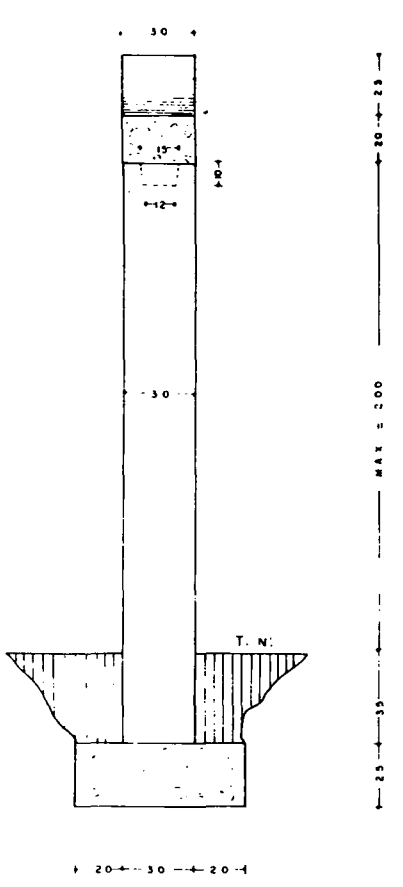
SUPORTE P/ ACÉQUIA Ø 40 ELEVAÇÃO

ESCALA : 1/20



CORTE - G-G

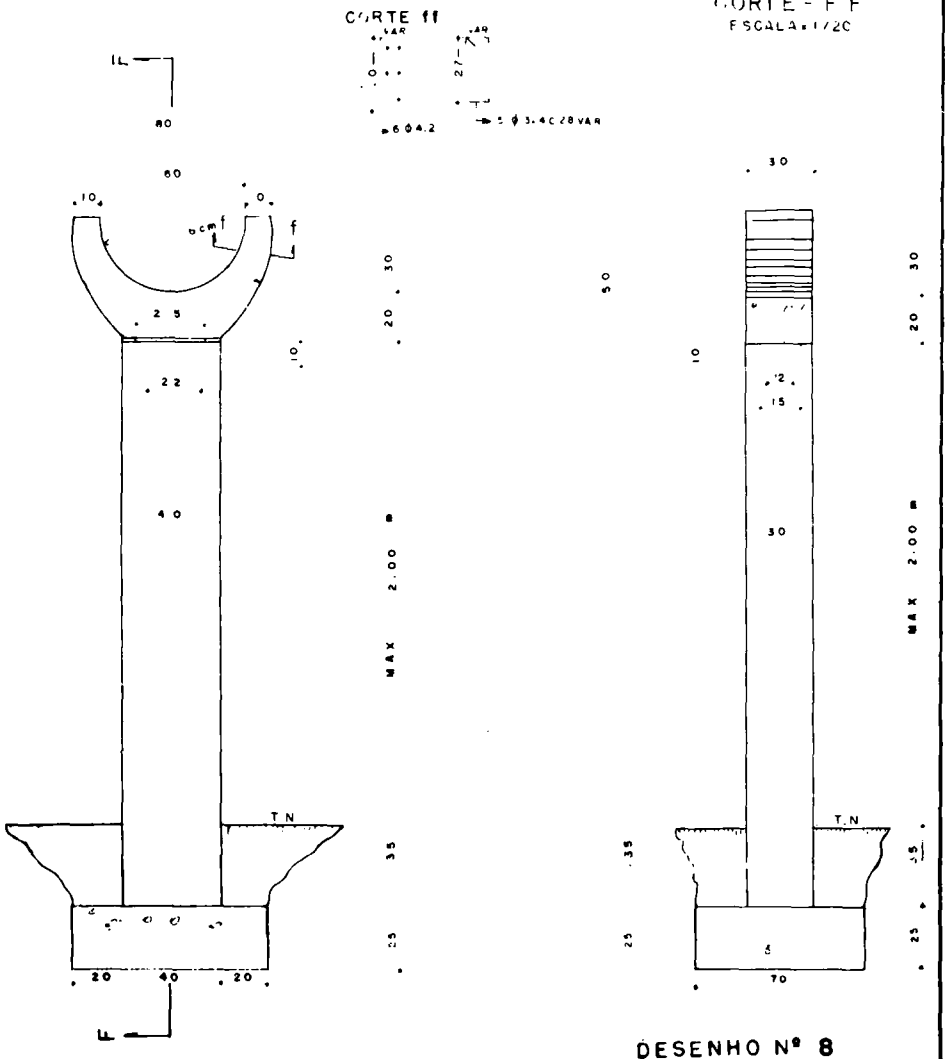
ESCALA - 1/20



DESENHO Nº 7

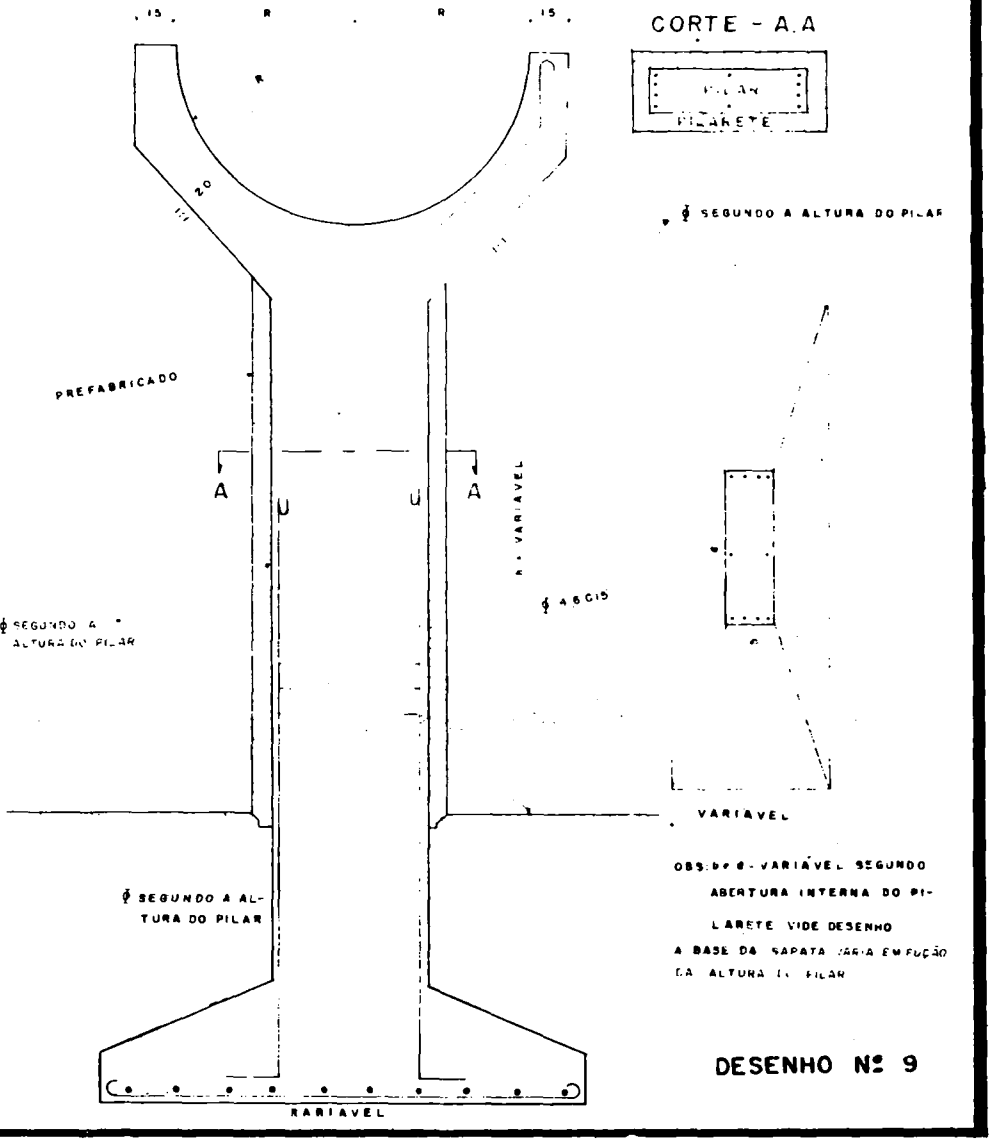
SUPORTE PARA ACÉQUIA Ø 50 ELEVAÇÃO

ESCALA = 1/20



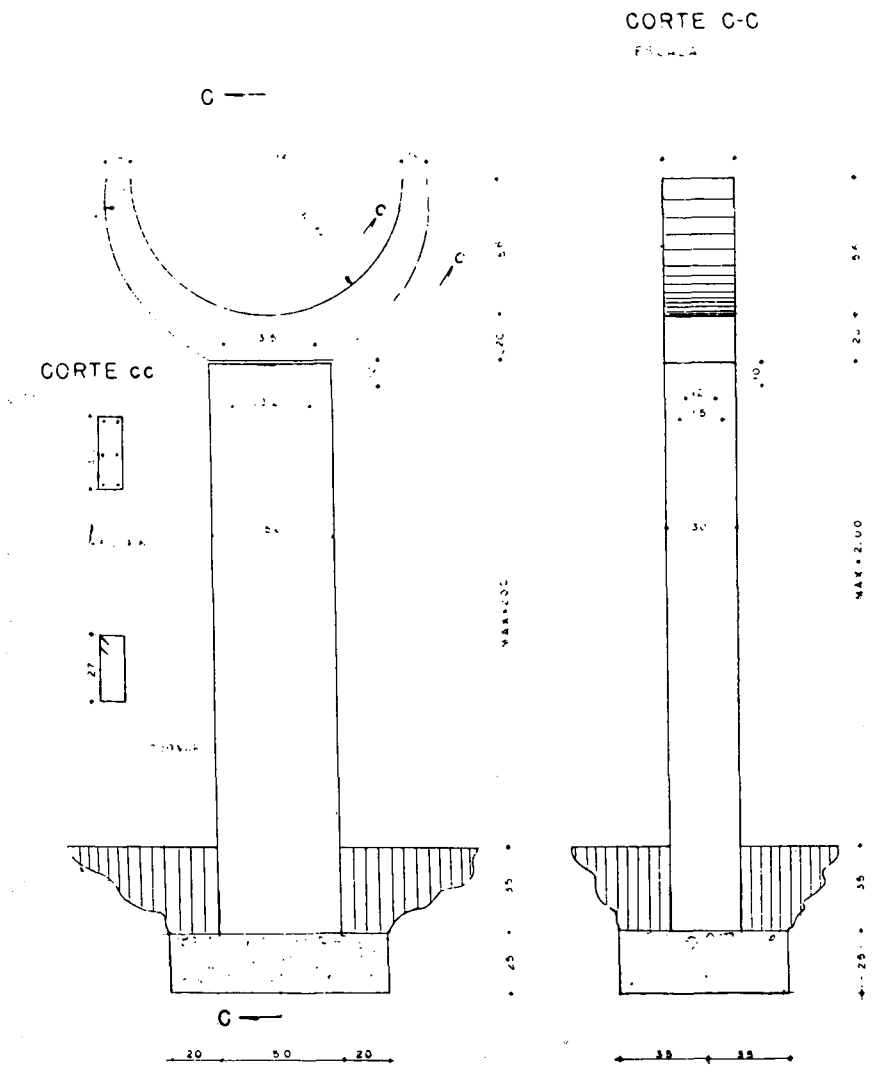
DESENHO Nº 8

ESQUEMA ESTRUTURAL DO BERÇO, PILAR e SAPATAS PARA ACÉQUIA 3m ≤ H ≤ 6m



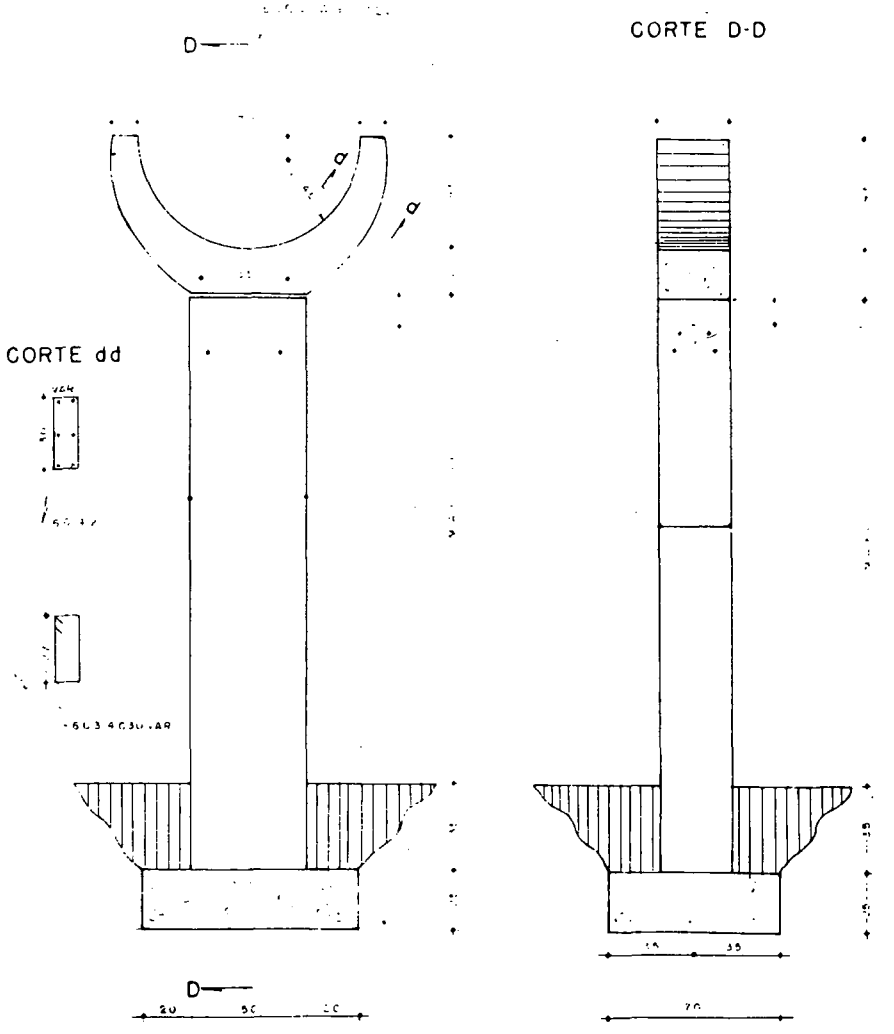
DESENHO Nº 9

SUPORTE P/ ACÉQUIA ∅ 100 ELEVAÇÃO



DESENHO. Nº 10

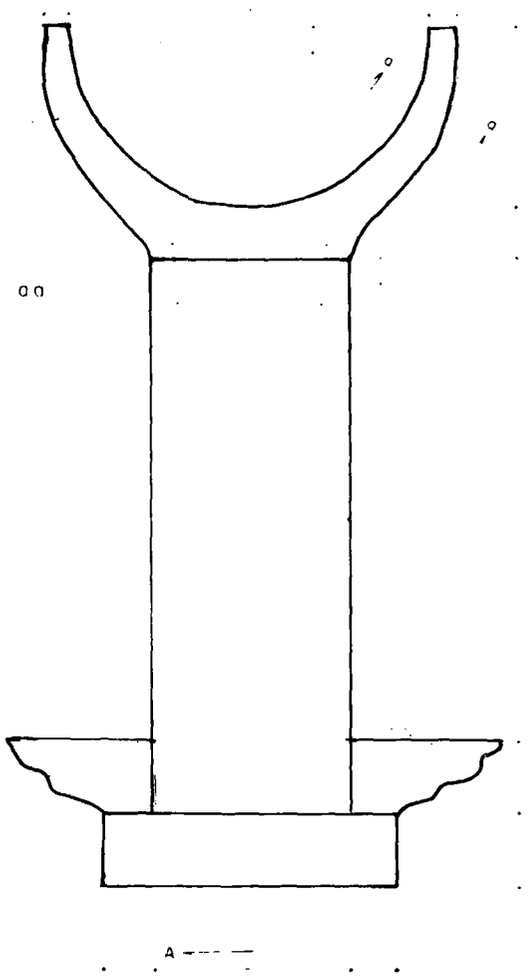
SUPORTE P/ ACÉQUIA ∅ 80 ELEVAÇÃO



DESENHO Nº 11

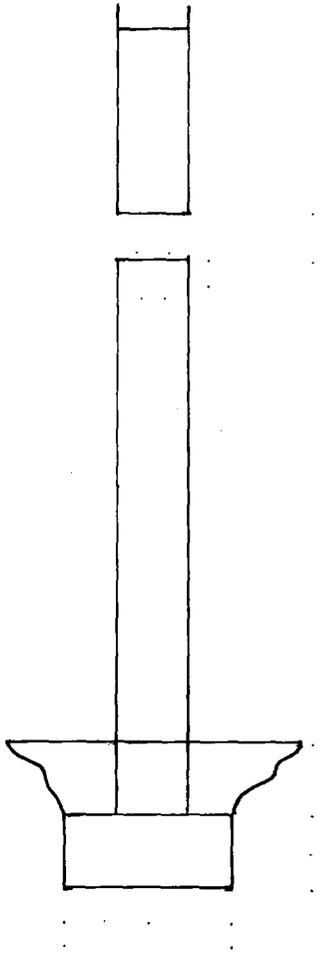
UFRGS
BIBLIOTECA IPH

SUPORTE P/ ACEQUIA Ø150 ELEVAÇÃO

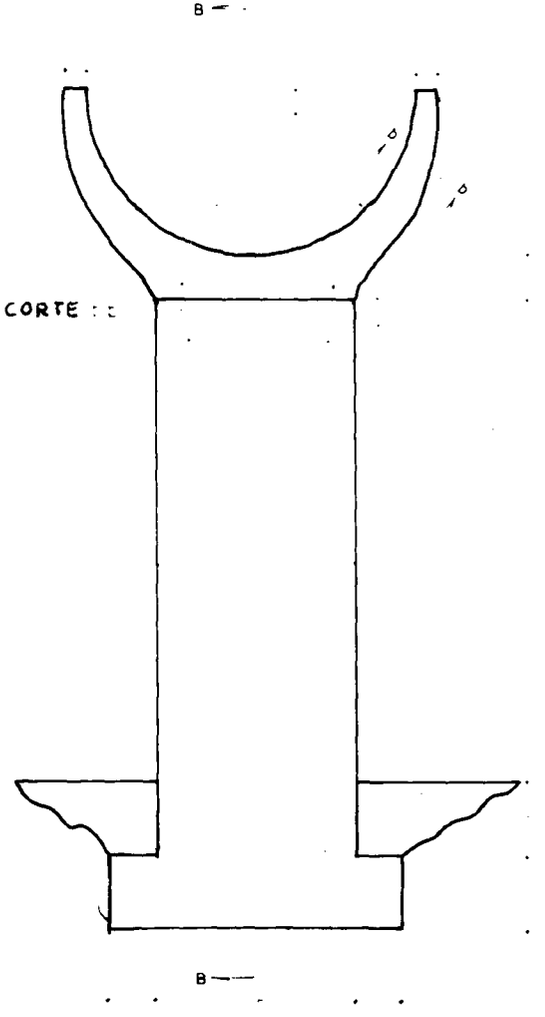


DESENHO Nº 12

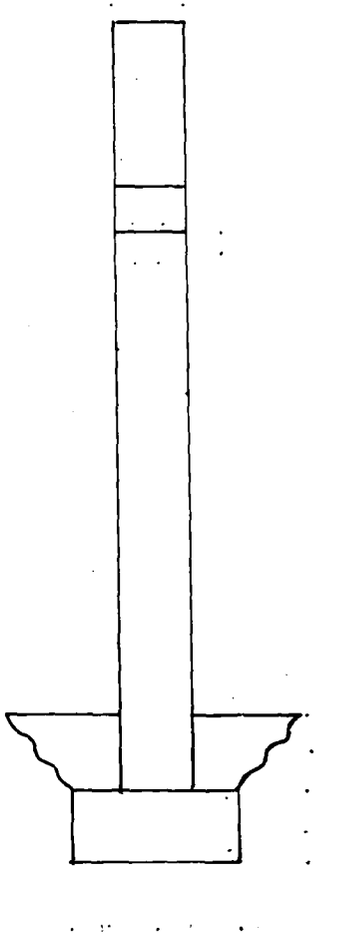
CORTE A-A



SUPORTE P/ ACEQUIA Ø120 ELEVAÇÃO

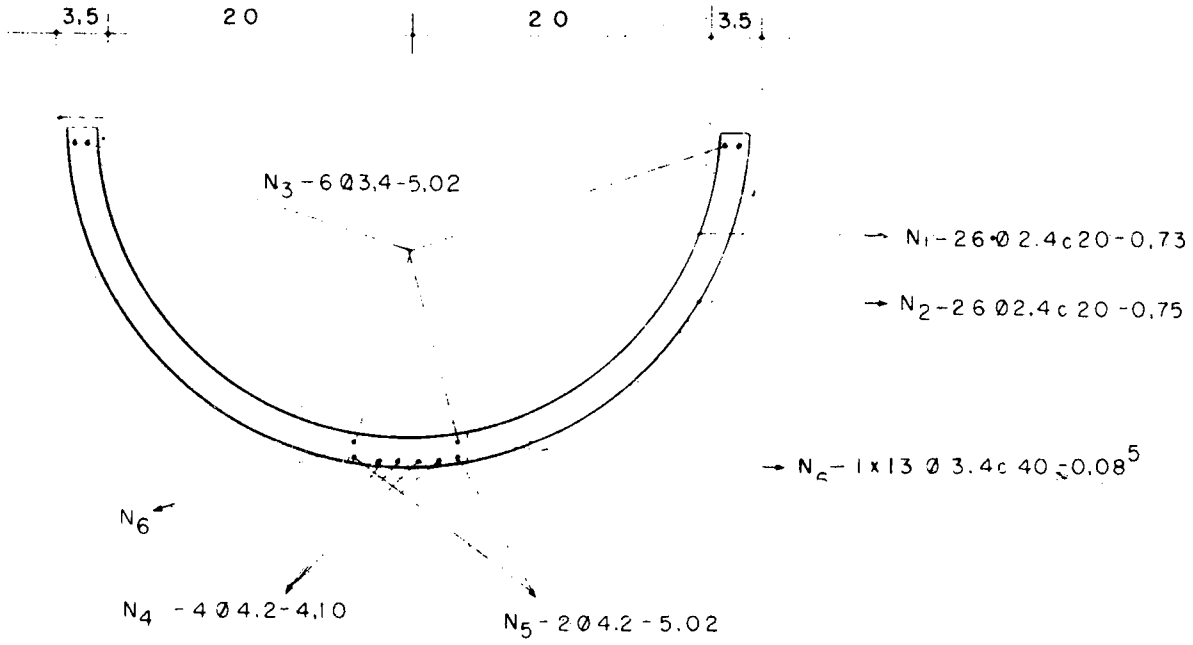


CORTE - B B



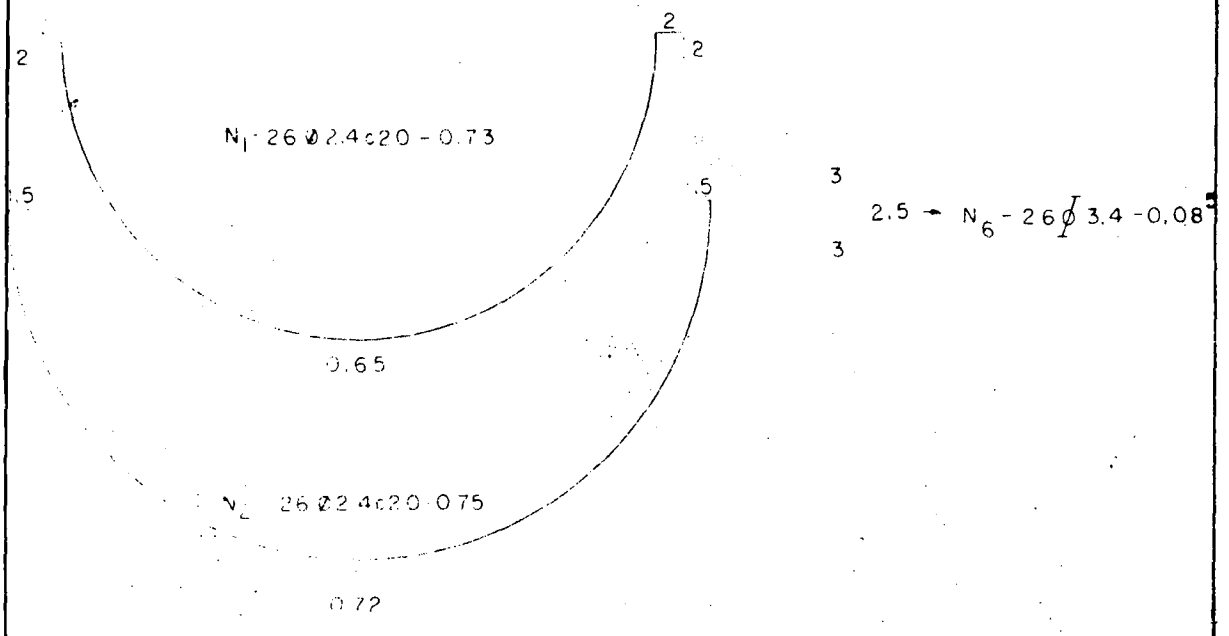
DESENHO Nº 13

ACÉQUIA COM Ø =40CM — ESC: 1/5



N	Ø	Q	COMPRIMENTO	
			UNIDADE	TOTAL
1	2.4	26	0,73	18,98
2	2.4	26	0,75	19,50
3	3.4	6	5,02	30,12
4	4.2	4	4,10	16,40
5	4.2	2	5,02	10,04
6	3.4	26	0,08⁵	2,21

ACÉQUIA COM Ø = 40CM — ESC: 1/5

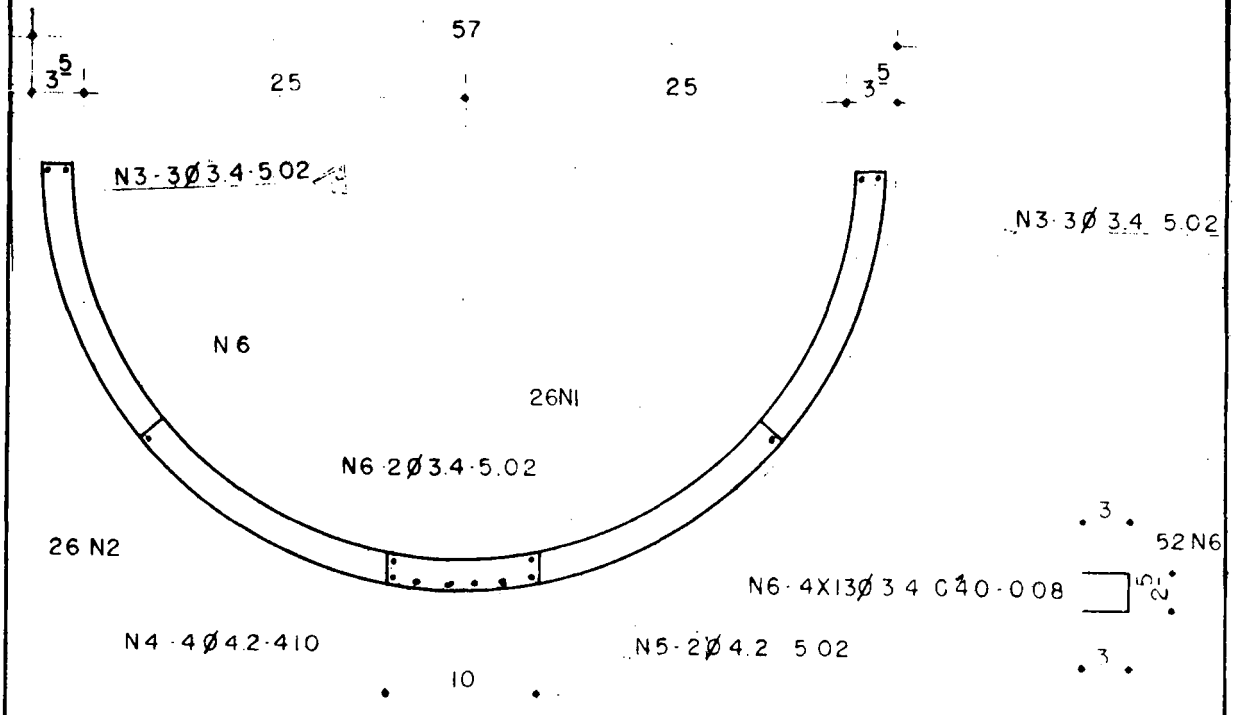


AÇO — CA 60

Ø	COMP	+10 %	PESO
2.4	38,48	42,33	1,44
3.4	32,33	35,57	2,57
4.2	26,44	29,09	3,64
TOTAL			7.65

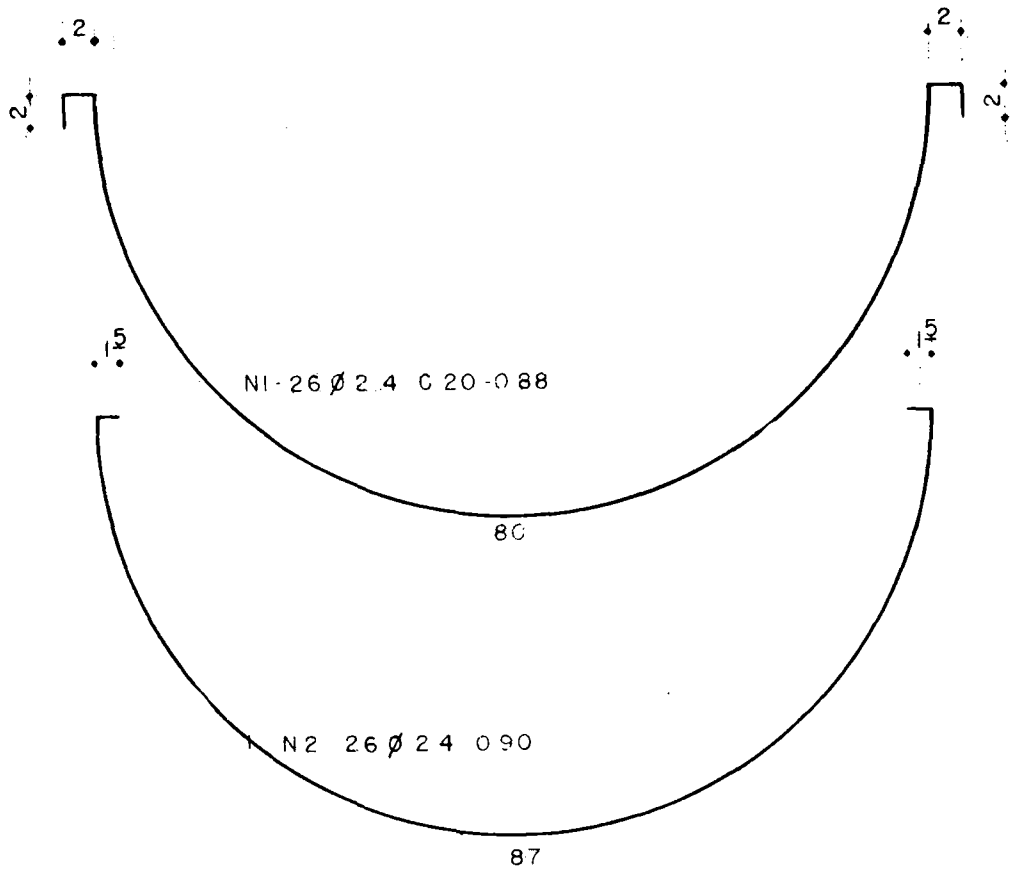
DESENHO Nº 14

ACÉQUIA COM Ø = 50CM — ESC: 1/5



N	Ø	Q	Comprimento	
			Unitário	Total
1	2.4	26	0.88	22 88
2	2.4	26	0 90	23.40
3	3.4	6	5.02	30.10
4	4 2	4	4.10	16 40
5	4.2	2	5.02	10 04
6	3.4	52	0.08	4 42

ACÉQUIA COM Ø = 50CM – ESC: 1/5



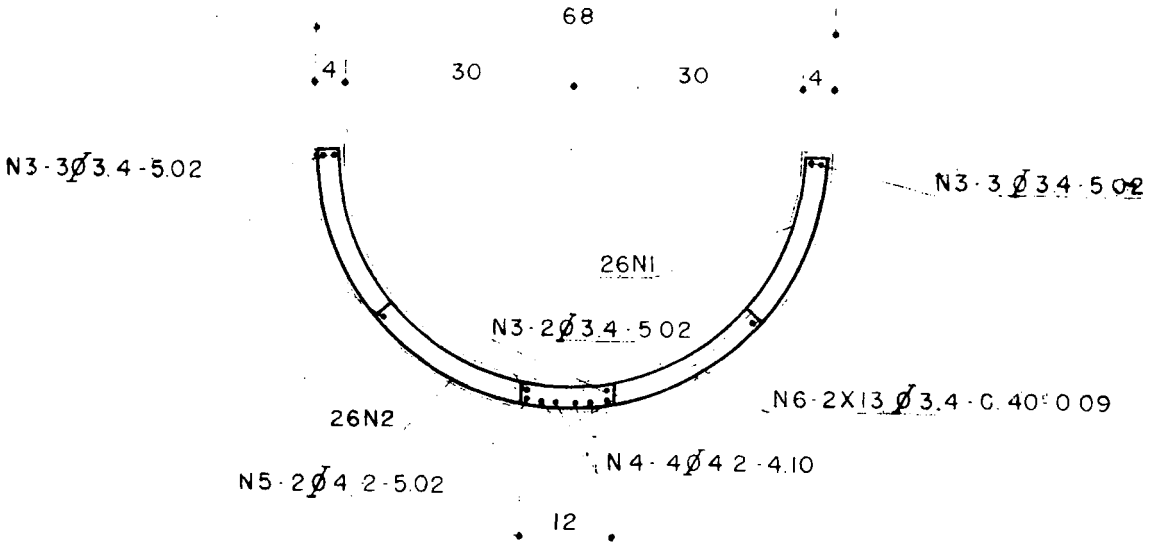
AÇO - CA 60

Ø	Comprimento	+ 10%	PÊSO
2.4	46.68	51.35	1.75
3.4	34.52	37.98	2.70
4.2	26.44	29.09	3.64
TOTAL			8.09

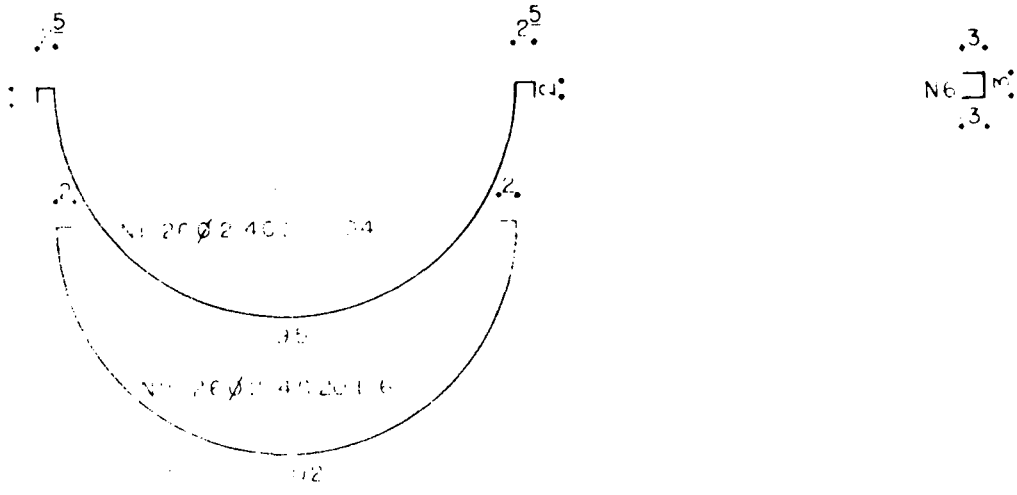
DESENHO Nº 15

ACÉQUIA COM Ø = 60cm

ESC: 1/10



N	Ø	Q	Comprimento	
			Unitário	Total
1	2.4	26	1.04	27.04
2	2.4	26	1.06	26.52
3	3.4	6	5.02	30.12
4	4.2	4	4.10	16.40
5	4.2	2	5.02	10.04
6	3.4	52	0.09	4.68



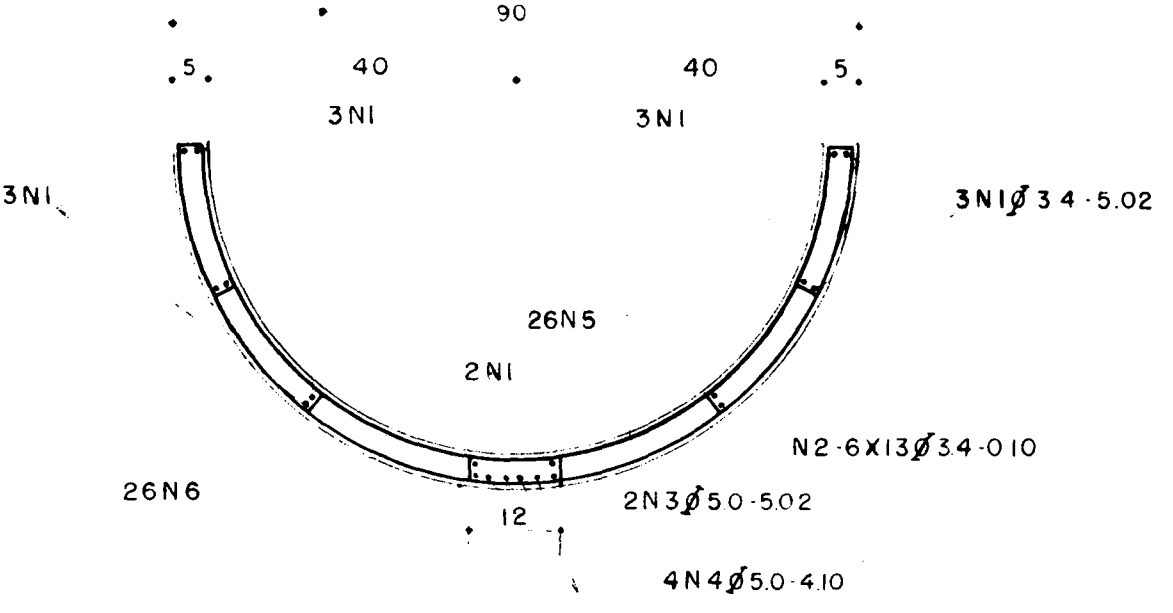
AÇO - CA-60

			PÊSO
			2.05
			3.64
TOTAL			

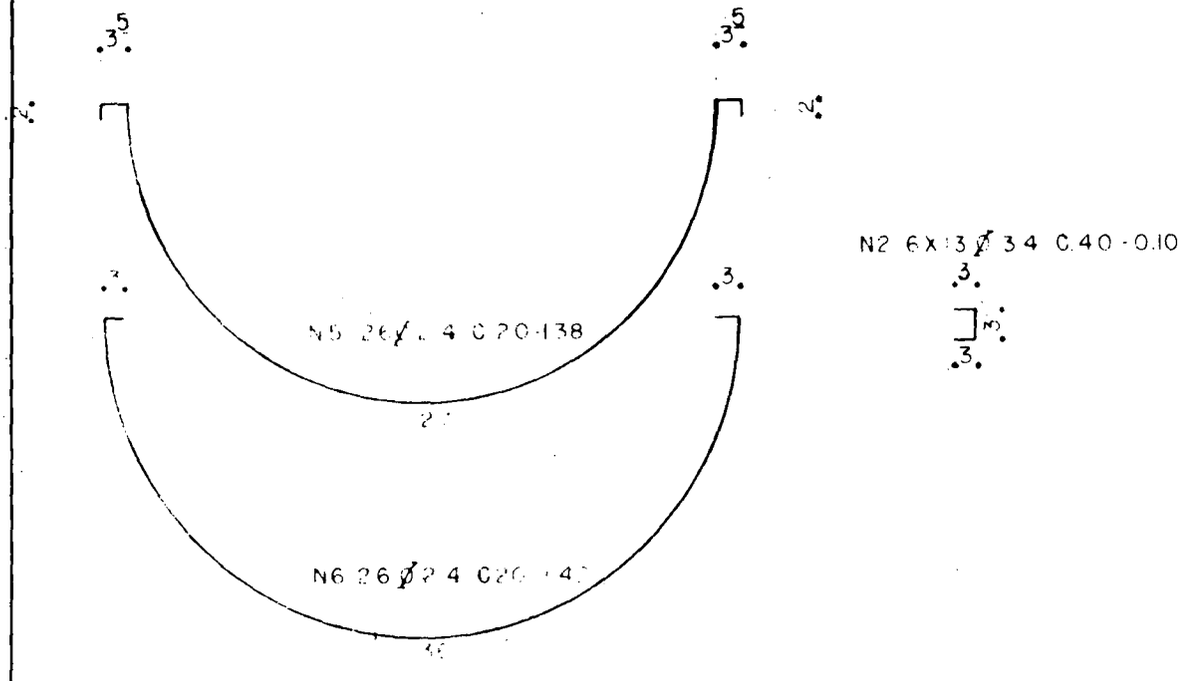
DESENHO Nº 16

ACÉQUIA COM ø = 80cm

ACÉQUIA - ARMAÇÃO
ESC. 1:10



N	Ø	Q	Comprimento	
			Unitário	Total
1	3.4	14	5.02	70.28
2	3.4	78	0.10	7.80
3	5.0	2	5.02	10.04
4	5.0	4	4.10	16.40
5	2.4	26	1.38	35.88
6	2.4	26	1.42	36.92



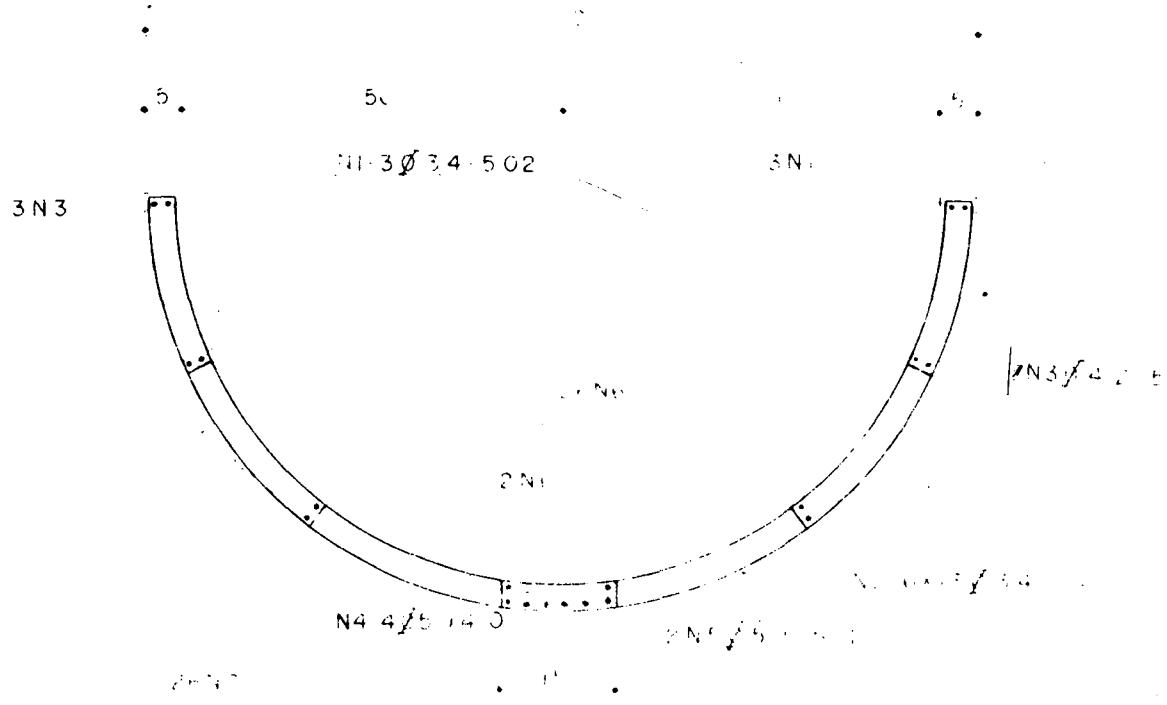
AÇO – CA - 60

Ø	COMP.	+ 10%	PÊSO
2 4	72.80	80.08	2 73
3 4	78.08	85.89	6 10
5 0	26.44	29.09	4.63
	TOTAL		13.46

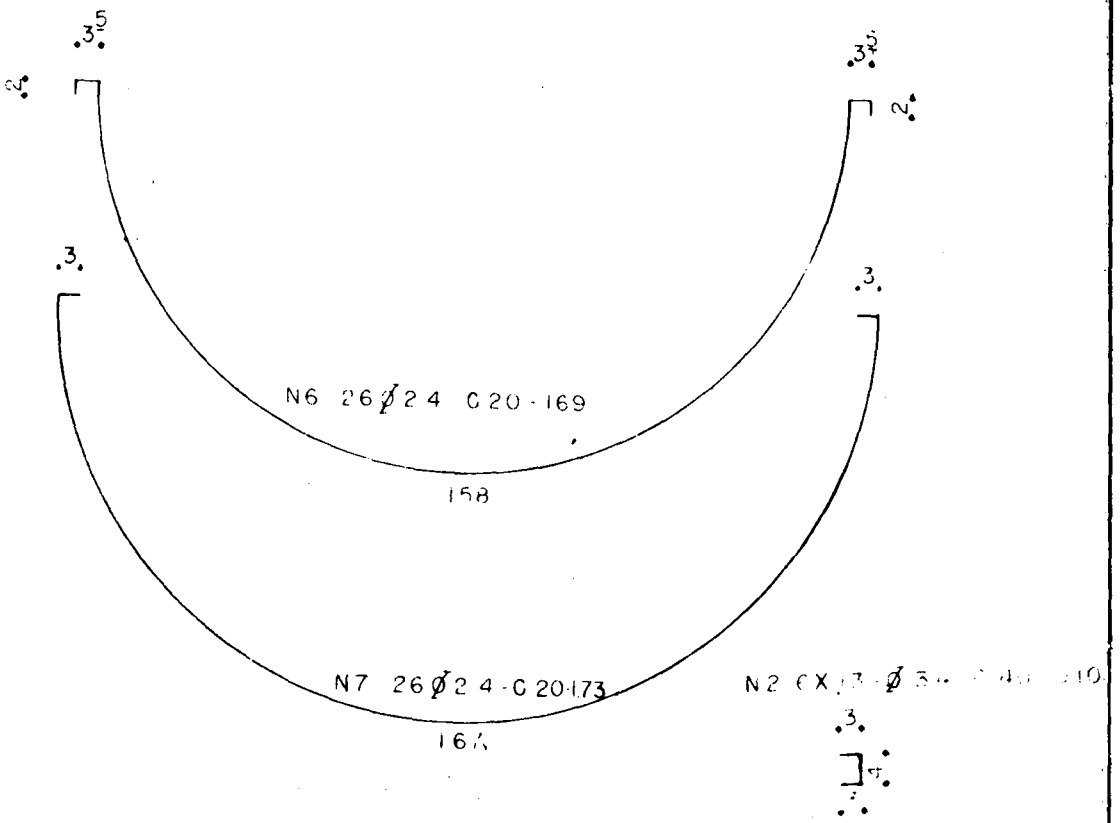
DESENHO Nº 17

ACÉQUIA COM ø = 100cm

ACÉQUIA – ARMAÇÃO
ESC. - 1:10



N	ø		Comprimento
			Unitário
1	3.4	8	
2	3.4	28	
3	4.2	6	
4	5.0	4	
5	5.0	2	
6	2.4	26	
7	2.4	26	

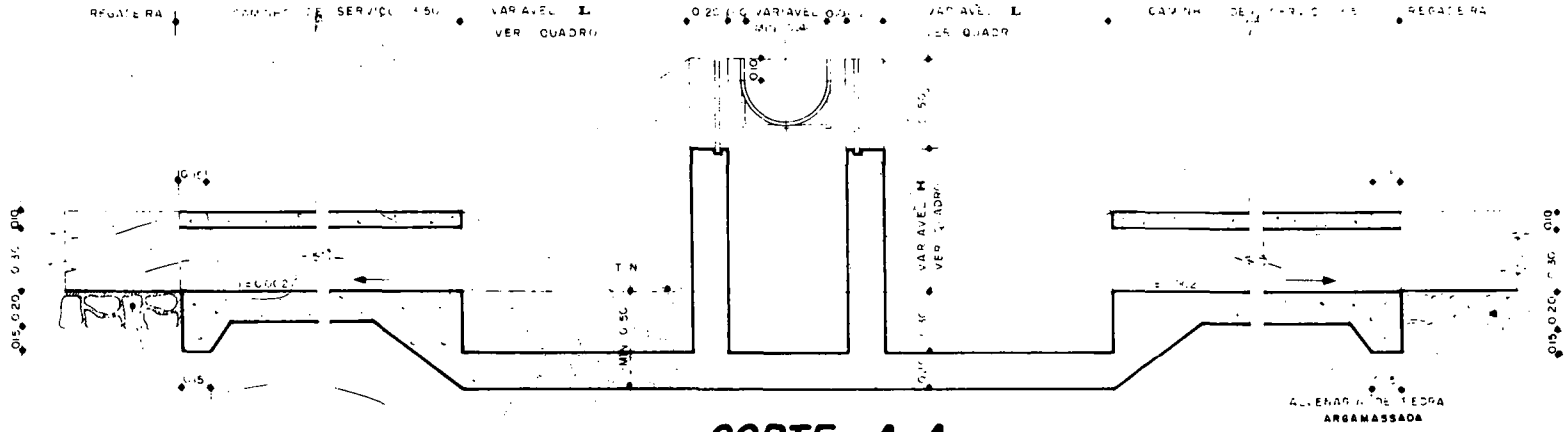


AÇO - CA-60

Ø	Comp	+ 10%	PÊSO
2.4	88.92	97.82	3.33
3.4	47.96	52.76	3.75
4.2	30.12	33.14	4.15
5.0	26.44	29.09	4.63
TOTAL			15.86

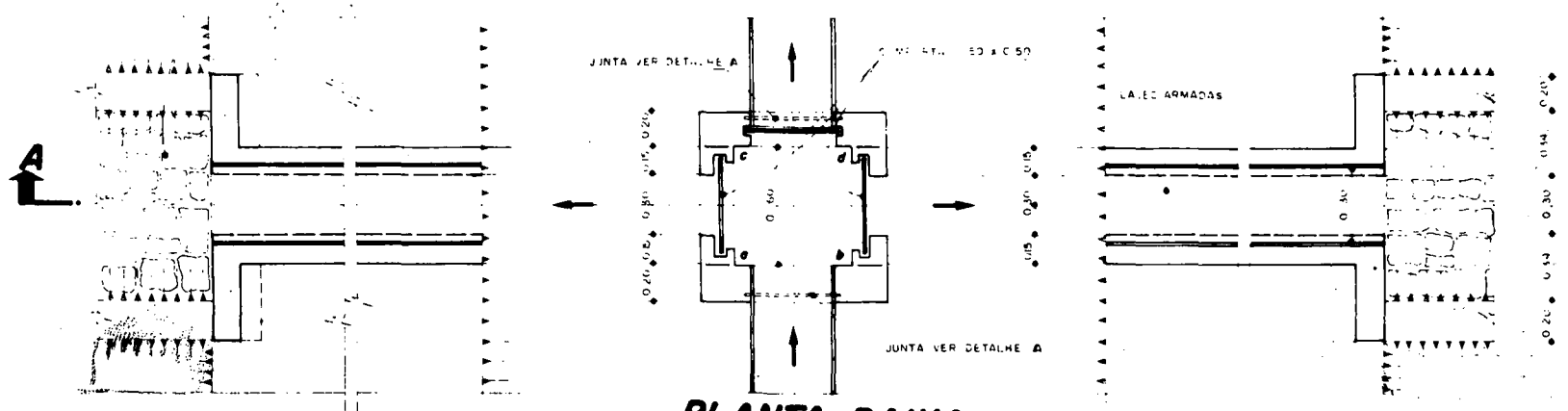
DESENHO Nº 18

TOMADA PARA IRRIGAÇÃO



CORTE - A : A

ESC

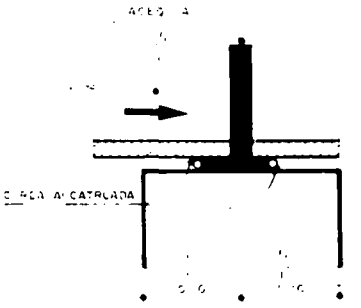


PLANTA BAIXA

ESC - 1 25

DETALHE A

ESC - 1 5

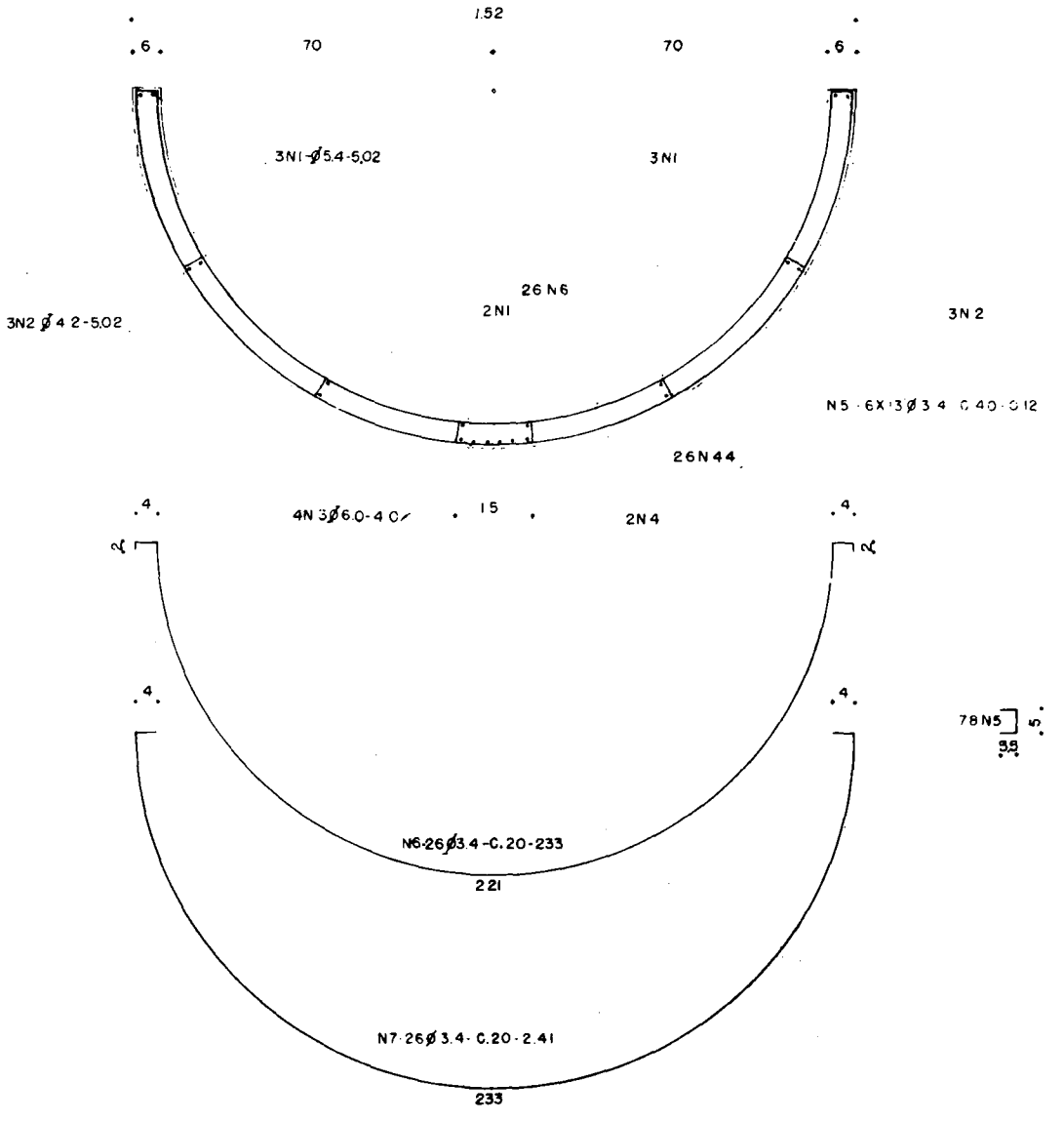


QUADRO DE VALORES - H e L

H m	L m
H ≤ 0.50	1.40
0.50 < H ≤ 1.00	1.60
1.00 < H ≤ 1.50	1.80
1.50 < H ≤ 2.00	1.90
2.00 < H ≤ 2.50	2.00

ACÉQUIA COM ∅ = 140cm

ACÉQUIA ARMAÇÃO
ESC · 1:10



N	Ø	Q	Comprimento	
			Unitario	Total
1	5,4	8	5.02	40,16
2	4.2	6	5.02	30 ,12
3	6.0	4	4,00	16,00
4	6,0	2	5.02	10.04
5	3,4	78	0.12	9.36
6	3,4	26	2.33	60.58
7	3.4	26	2.41	62,66

AÇO - CA-60

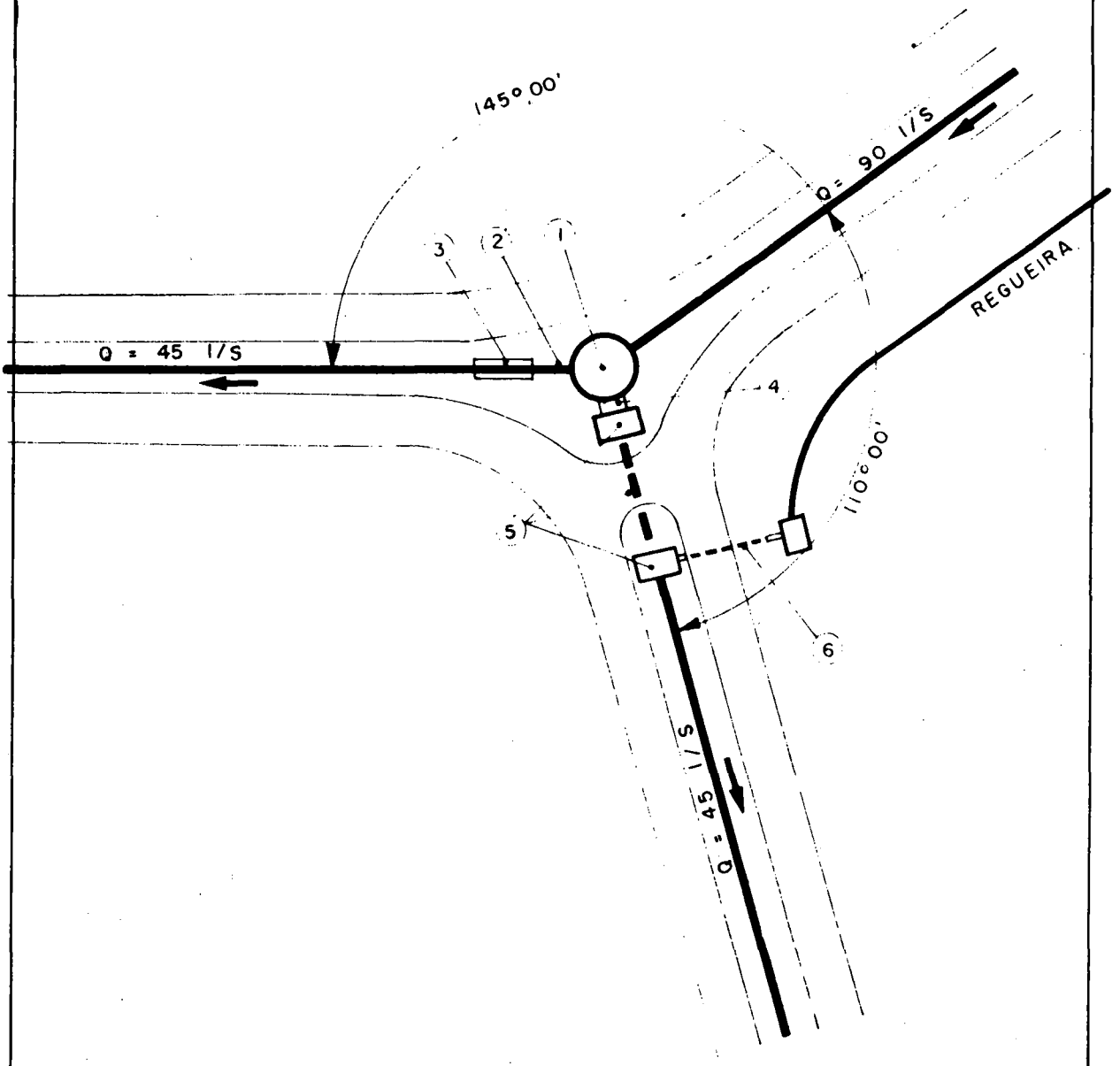
Ø	Comprimento	+ 10 %	Peso
3 4	172 76	190 04	13 50
4 2	30 12	33 14	4.15
6 0	26 04	28.65	6.54
TOTAL			24.19

DESENHO Nº 20

OBRAS DE DERIVAÇÃO

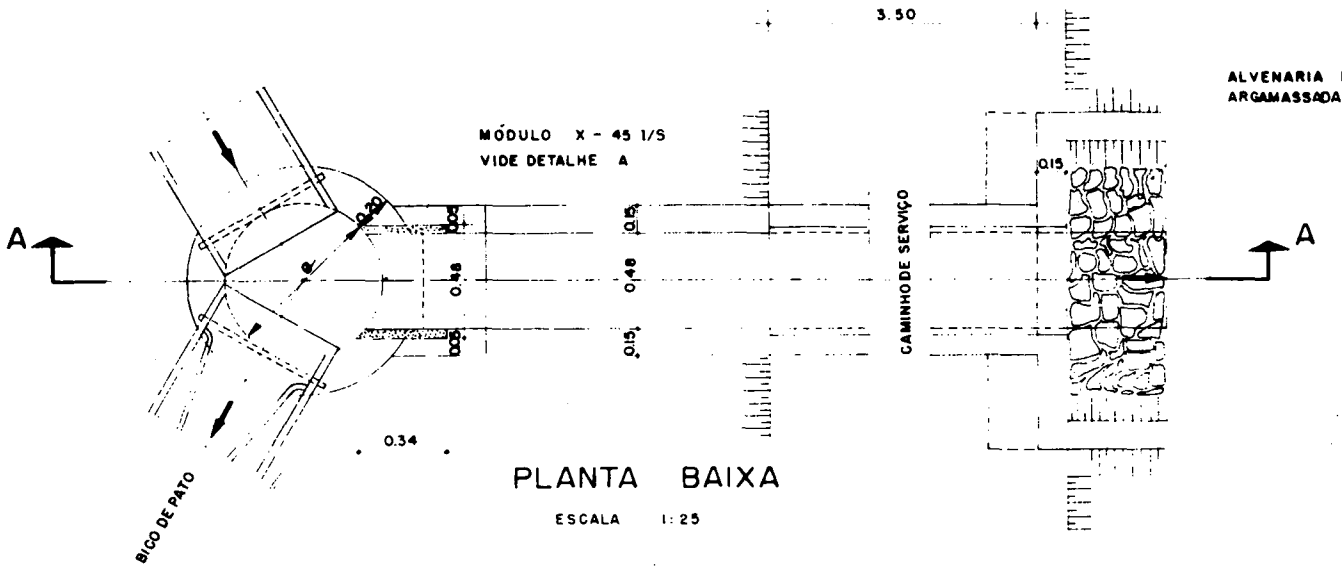
— ESQUEMA —

1 – CAIXA DE VÉRTICE Ø 1.50 m
2 – BICO DE PATO – L = 3.00 m
3 – VERTEDOR DE SEGURANÇA
4 – MODULO Xi – 45
5 – SIFÃO NA AC. DER.
6 – TOMADA TIPO



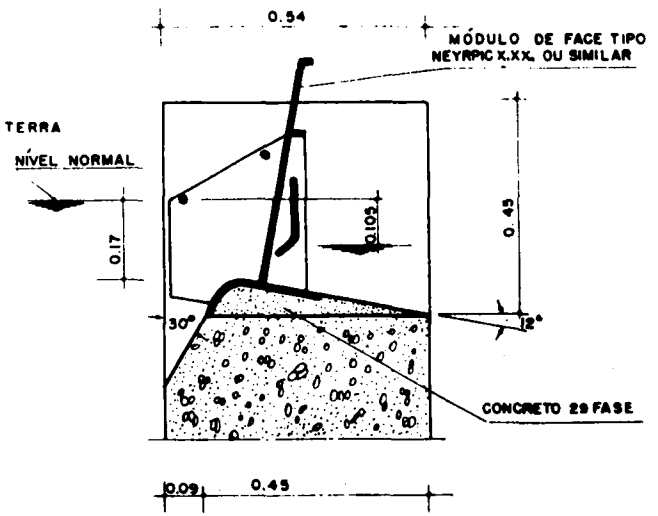
DESENHO Nº 21

CAIXA DE MUDANÇA DE DIREÇÃO E TOMADA DUPLA



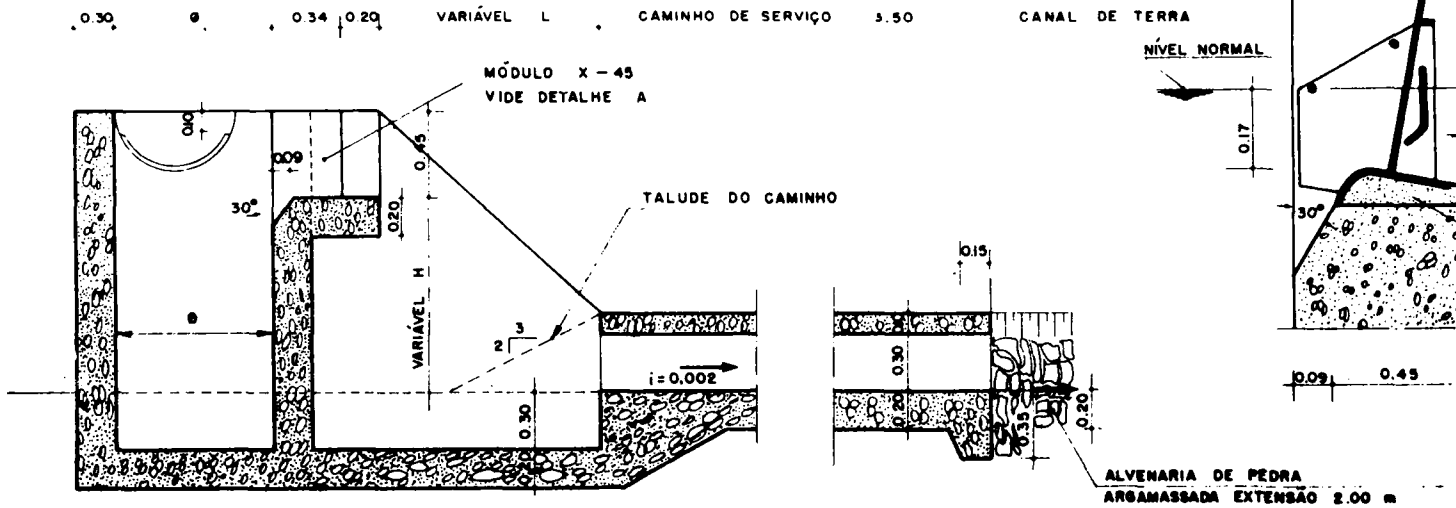
PLANTA BAIXA

ESCALA 1:25



DETALHE A

ESCALA 1:10

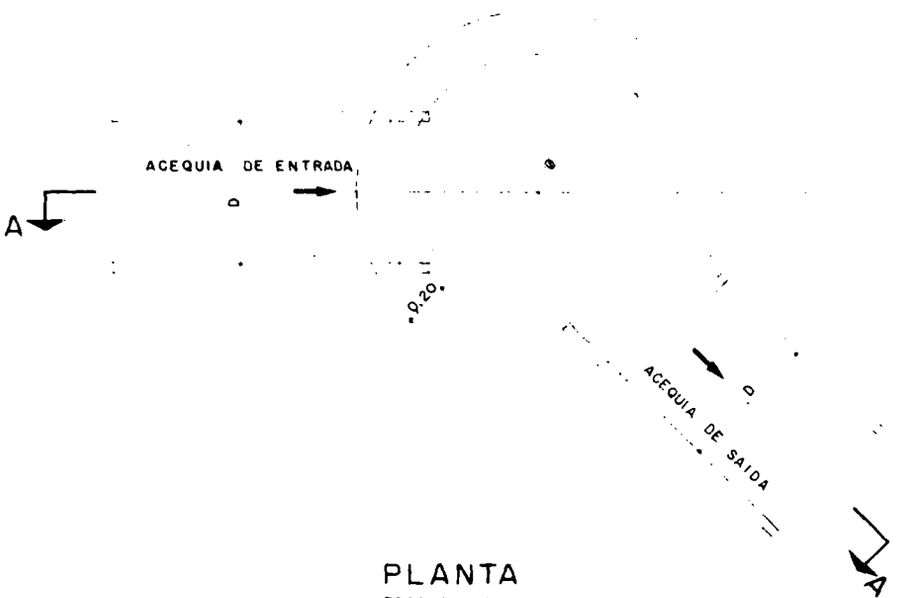


SECÇÃO A-A

ESCALA 1:25

DESENHO Nº 22

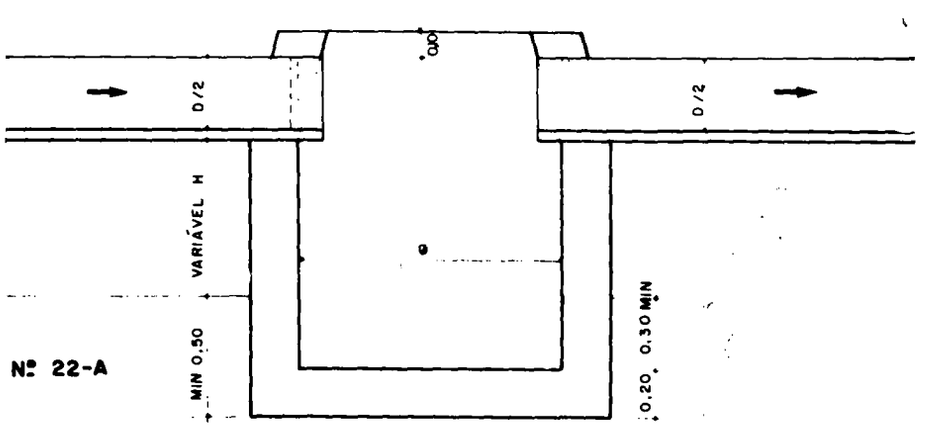
CAIXA DE MUDANÇA DE DIREÇÃO E TOMADA SIMPLES



PLANTA
ESCALA 1:20

DIMENSÕES ACEQUIAS m		ÂNGULO MINIMO DE ALINHAMENTOS	DIÂMETRO CAIXA m Ø
DIÂMETRO-D	RAIO		
0,40	0,20	100°	1,10
0,60	0,30	110°	1,10
0,80	0,40	105°	1,50
1,00	0,50	120°	1,80
1,20	0,60	125°	2,00
1,40	0,70	135°	2,20

JUNTA TIPO



SECÇÃO A-A
ESCALA 1:20

DESENHO Nº 22-A

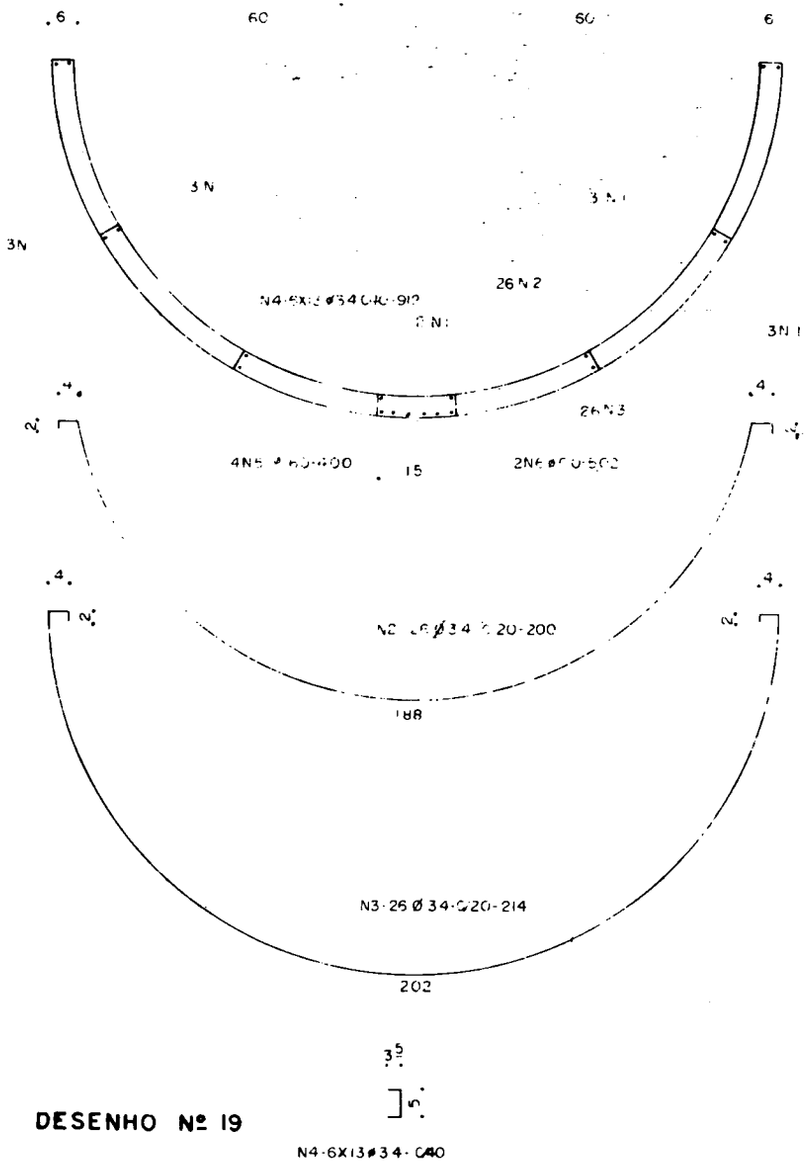
ACÉQUIA COM ø = 120cm

FSC: 1/10

AÇO CA 60

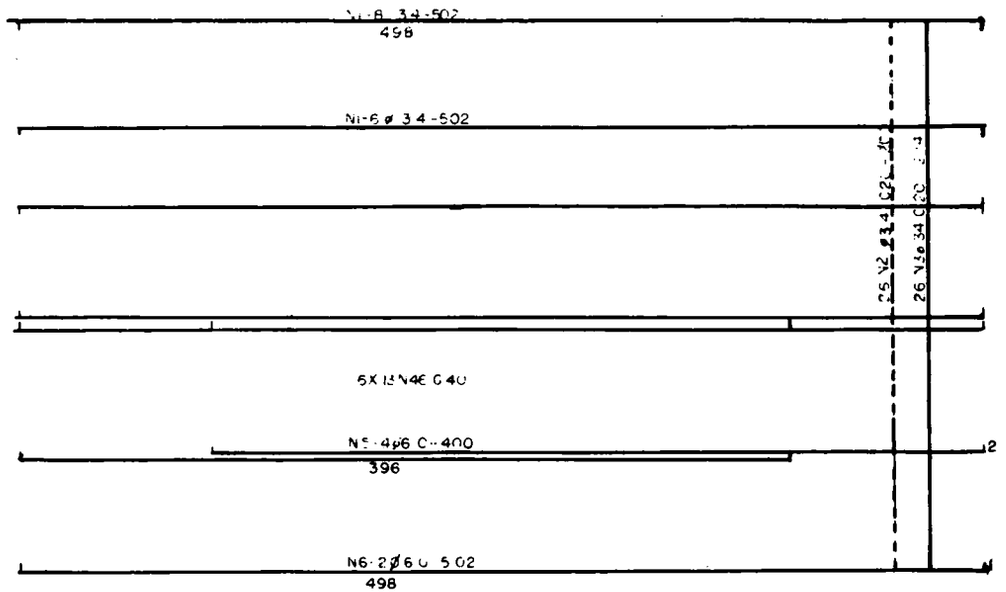
ø	Comprimento	+ 10%	Peso
3.4	187.28	206.01	14.63
6.0	26.04	28.65	6.53
TOTAL			21.16

N	ø	Q	Comprimento Unit	Comprimento Total
1	3.4	14	5.02	70.28
2	3.4	26	2.00	52.00
3	3.4	26	2.14	55.64
4	3.4	78	0.12	9.36
5	6.0	4	4.00	16.00
6	6.0	2	5.02	10.04

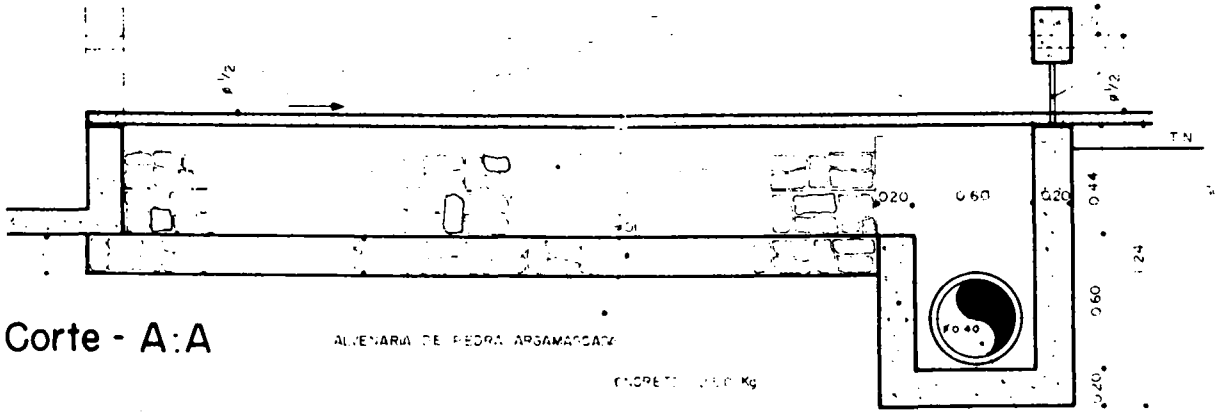


DESENHO Nº 19

ACEQUIA- ARMAÇÃO ESC 1:25



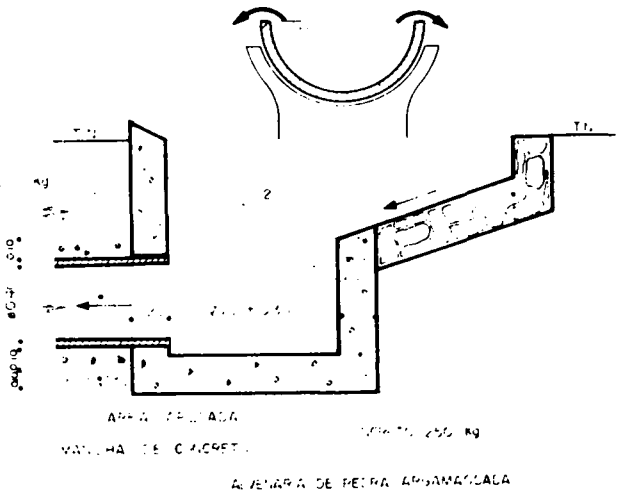
VERTEDOURO DE SEGURANÇA



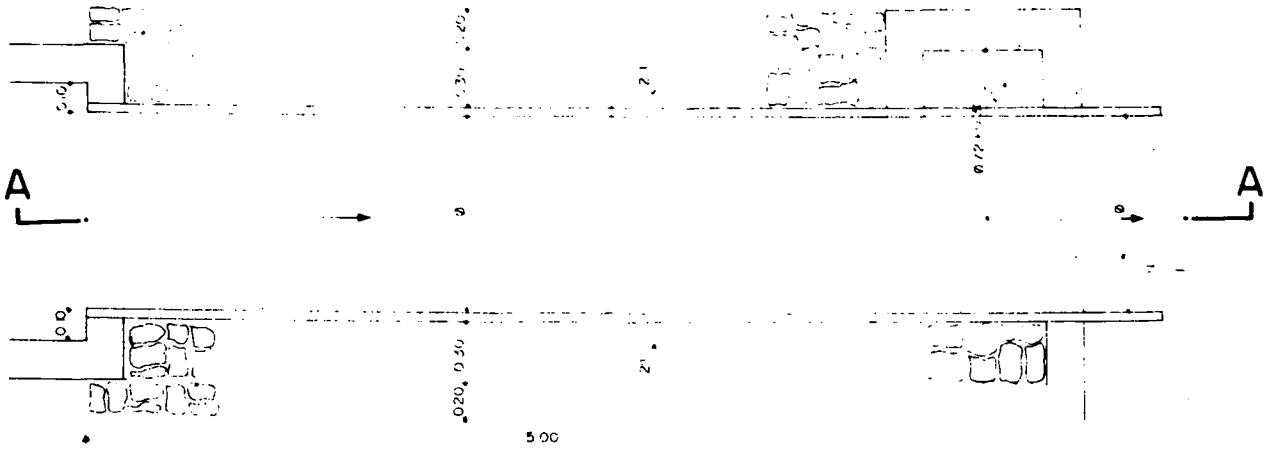
Corte - A:A

ALVENARIA DE PEDRA ARGAMASSADA

CAIXA DE DESCARGA E DESAGUE MEDIANTE TUBO



Corte - B:B

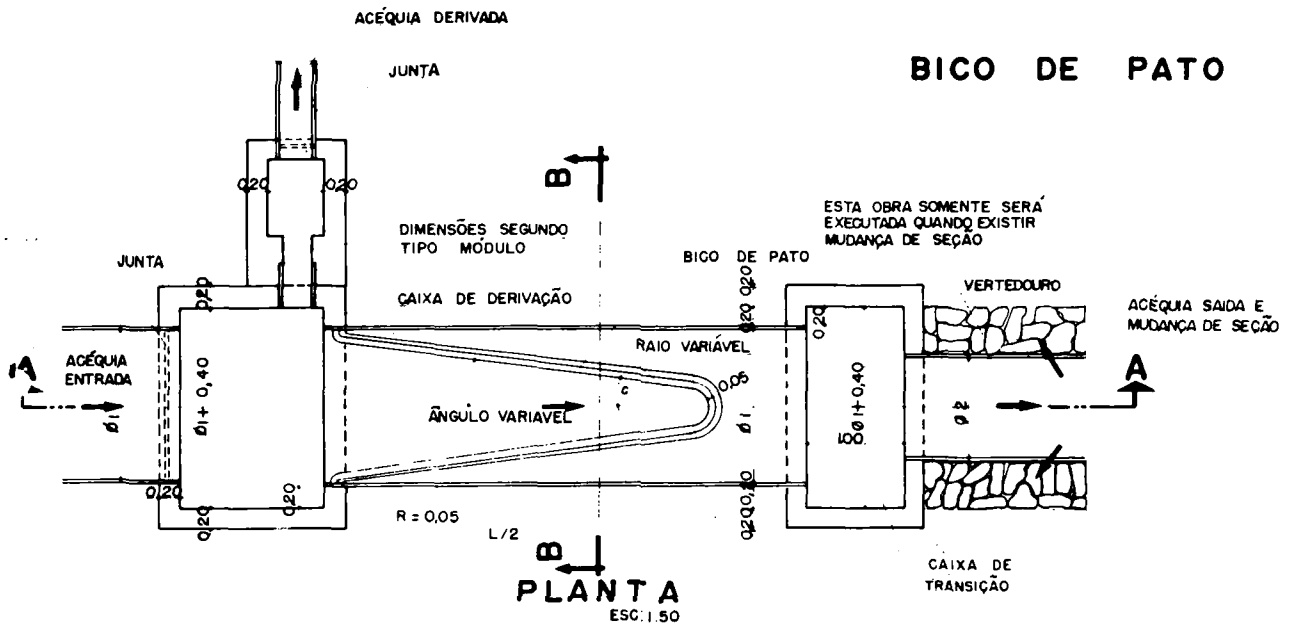


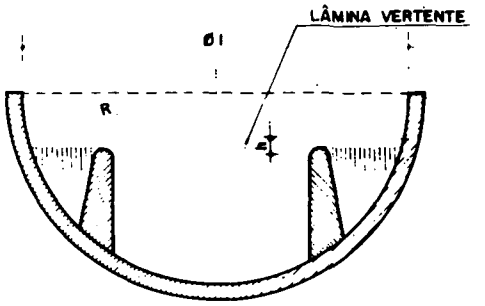
Planta Baixa

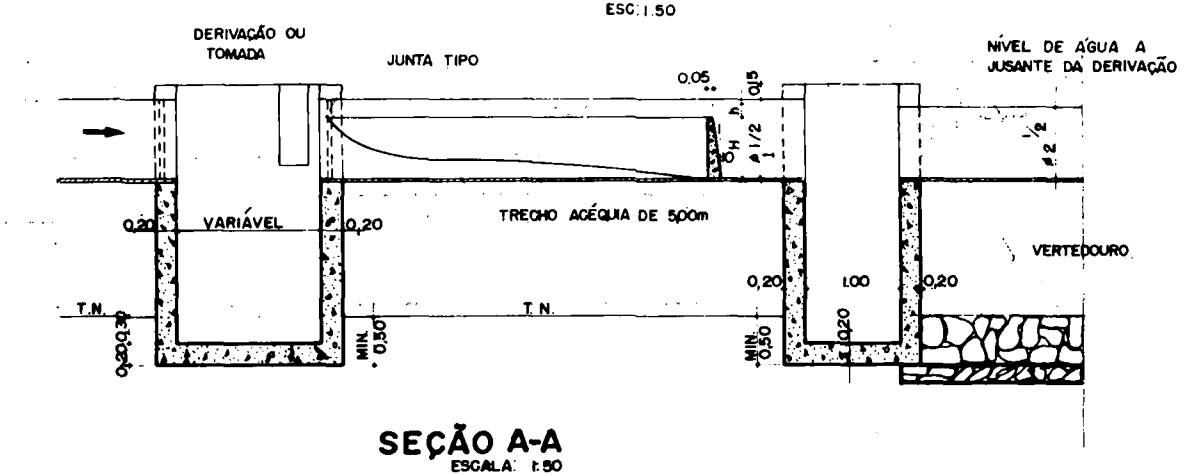
escala — 1 25

DESENHO Nº 24

BICO DE PATO

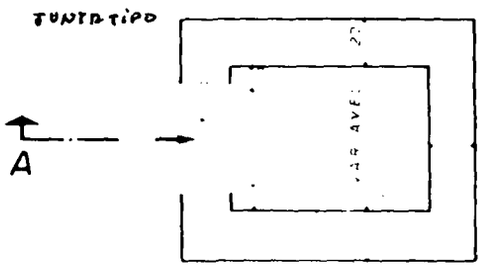


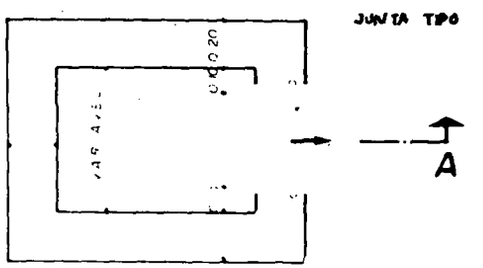




DESENHO Nº 25

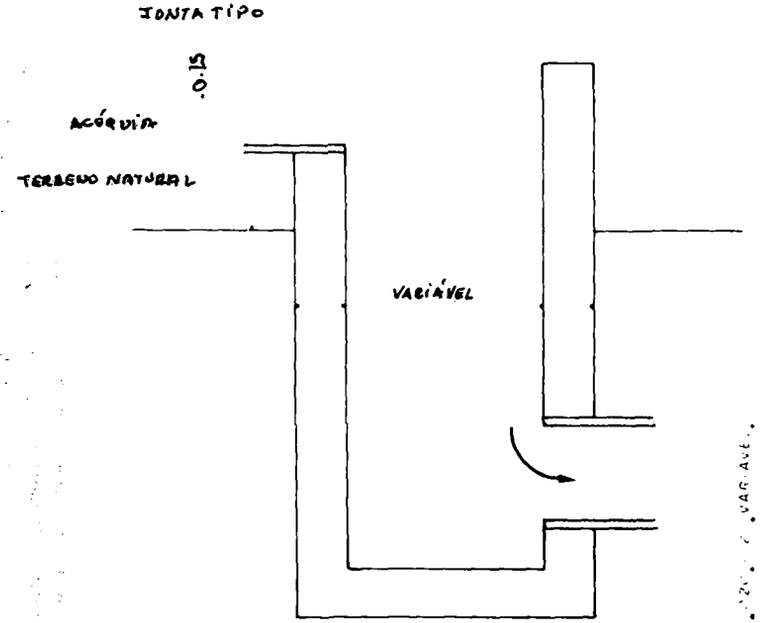
SIFÃO

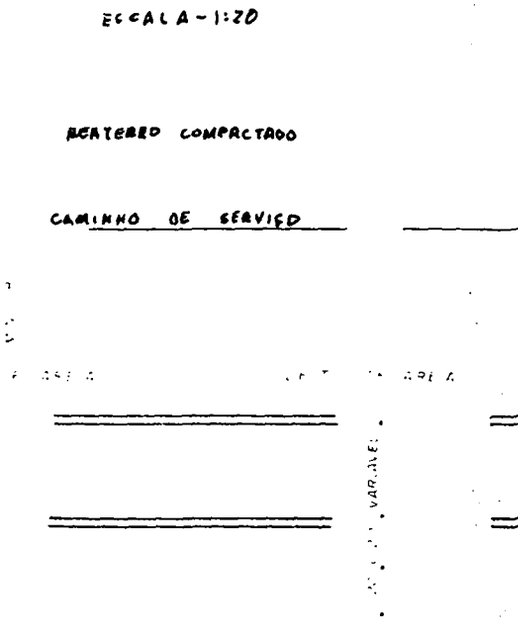


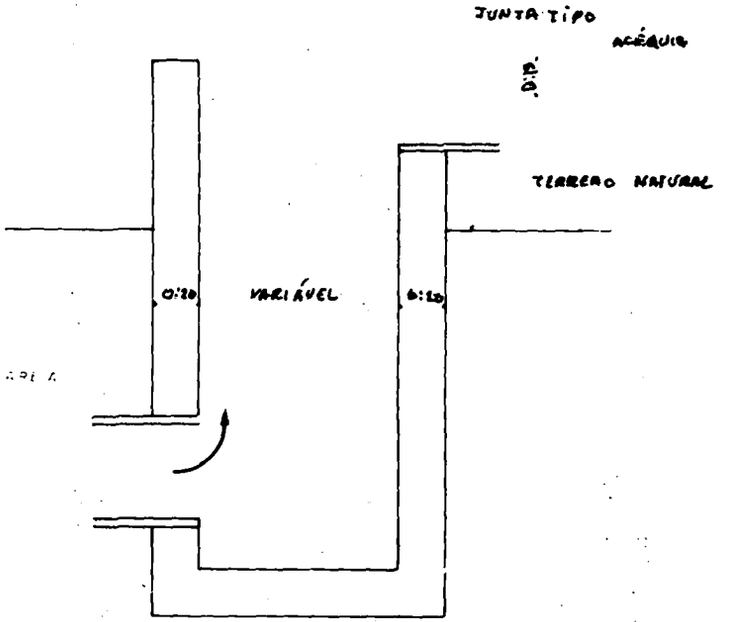


PLANTA

ESCALA - 1:20







DESENHO Nº 26

CORTE - A : A

ESCALA

A COMPUTERIZED MODEL TO PREDICT SUPPLEMENTAL IRRIGATION IN TROPICAL AND SUBTROPICAL CLIMATE

ABSTRACT

Salassier Bernardo*
Robert W. Hill **

Irrigation to increase or to guarantee crop production in humid areas has great potential. To minimize system design, efrective rainfall based on long term data analysis must be determined. One of the means useful in obtaining this objective is through a computer program.

A model is presented for calculating supplemental irrigation requirement for the São Francisco basin (Brazil) using dependable precipitation at 75% probability level. Precipitation probability other than the 75% level is also computed.

The model requires available soil water storage, monthly air temperature and daily rain fall for a long time period. It computes the daily soil moisture budget for determining when to irrigate and how much water to apply.

In this study the model was applied to the São Francisco Basin, in the Northeastern of Brazil. The ability of the model to predict supplemental irrigation for any soil-crop-time combination was demonstrated.

* Doctor of Phylosophy. Utah State University - 1975
** Major Professor – Department: Agricultural and Irrigation Engineering.
*** Engenheiro Agrônomo PhD do Instituto de Genética – ESALQ-USP.

VIABILIDADE DE PRODUÇÃO DE SEMENTES DE HORTALIÇAS NAS CONDIÇÕES IRRIGADAS NO SUBMÉDIO SÃO FRANCISCO.

Manoel Abílio de Queiroz*
Paulo César Tavares de Mélo**
Luiz Jorge da Gama Wanderley *
José Pessoa de Melo Souto**
Cyro Paulino da Costa ***

INTRODUÇÃO:

A maior parte das sementes de hortaliças comercializadas no Brasil são procedentes do exterior. Essas importações acarretam uma evasão de divisas que poderia ser diminuída levando-se em conta a existência, no próprio país, de áreas com possibilidades de ser estimuladas para produzir economicamente sementes de hortaliças para consumo local, regional e nacional.

ENSAIOS REALIZADOS:

Estudos preliminares foram conduzidos de 1973/1975 pelo Instituto de Pesquisas Agronômicas da Secretaria de Agricultura de Pernambuco, na Estação Experimental de Jatinã, Belém do São Francisco visando estudar as possibilidades de produção de sementes de feijão vagem, de alface e do coentro. A primeira é produzida no sul do país, ao passo que a alface é, na sua maioria, importada do exterior. O consumo de coentro é, principalmente, nos mercados das Regiões Norte e Nordeste do país, e as sementes utilizadas nesses locais são produzidas nas próprias áreas de produção de folhas. Embora o consumo do coentro seja limitado no Centro-Sul do país, é comum encontrar sementes desta hortaliça provenientes da Europa, nas firmas revendedoras do Rio de Janeiro e São Paulo.

Todas as três hortaliças foram cultivadas no sistema de irrigação por aspersão. O preparo do solo foi feito mecanicamente e usou-se o enleirador para as culturas do coentro e alface. Realizou-se o plantio do feijão vagem levando-se em consideração se os cultivares eram de porte alto ou baixo.

As culturas do coentro e da alface foram adubadas em fundação. Após o plantio utilizou-se a adubação foliar com uréia para a alface e, em cobertura, com sulfato de amônio para o coentro. O feijão vagem somente foi adubado em cobertura com sulfato de amônio.

Para o plantio do coentro utilizou-se a semeadeira PLANET JR., regulada com o furo 14. Para a alface foi feita a sementeira e posterior transplante das mudas.

Semeou-se o feijão de vagem mecanicamente para os cultivares de porte baixo e manualmente para os de porte alto.

Utilizou-se o Lorox para o controle de ervas daninhas na cultura do coentro, em aplicação de pré-emergência, na dosagem de 3 a 4 kg/ha e limpa manual, por meio da enxada, nas culturas de alface e feijão vagem.

RESULTADOS:

As tabelas 1 e 2 mostram os dados obtidos em campos de produção comercial.

Para a alface usou-se o cultivar Romana, de Vitória de Santo Antão. Este possui folhas lisas de coloração verde claro, sem formação de cabeças. A colheita da semente foi feita parcialmente, o ciclo foi de 100 dias e a produtividade de 482 kg/ha de sementes.

Os índices de produção de sementes dessas hortaliças, obtidos no São Francisco, com os cultivares testados, evidenciaram a possibilidade de desenvolvimento desta atividade para essa área do Nordeste. Além disso, as condições de clima seco e as facilidades de irrigação existentes no Submédio São Francisco, oferecem grandes possibilidades para o desenvolvimento de uma agricultura especializada, sobretudo, na produção de sementes de hortaliças anuais. Acredita-se que em termos econômicos, o custo de produção da semente produzida no São Francisco, embora onerada pela irrigação, tenha condições de competir com o preço da semente importada do exterior. Por outro lado, algumas espécies olerícolas, cujas sementes são produzidas no sul do país, podem ter seu custo reduzido e melhorada a sua qualidade, caso a produção das mesmas seja feita no Vale do São Francisco.

RESUMO:

Estudos preliminares foram conduzidos de 1973/1975 pelo Instituto de Pesquisas Agronômicas da Secreta-

* Engenheiros Agrônomos M. Sc. Instituto de Pesquisas Agronômicas — Bolsistas do CNPq.
** Engenheiros Agrônomos do IPA-SAg. — PE
*** Engenheiro Agrônomo PhD do Instituto de Genética — ESALQ — USP.

ria de Agricultura de Pernambuco na Estação Experimental de Jatinã, Belém do São Francisco, sob condições de irrigação, visando estudar as possibilidades de produção de sementes de feijão, vagem, alface e coentro.

Os índices de produção de sementes dessas hortaliças, obtidas no São Francisco, com os cultivares testados, aliados ao custo de produção, evidenciaram a possibilidade que essa atividade apresenta para o Vale do São Francisco.

TABELA 1: Produção de Sementes de Feijão de Vagem - Estação Experimental de Jatinã-IPA - Belém do São Francisco-PE.

CULTIVARES	Cor		Produção de sementes kg/ha.		CICLO
	Vagem	Semente	1973	1975	
1. Vitória Preta	Verde	Preta	1.917	1.792	94
2. Vitória Branca	Verde	Branca	-	2.100	107
3. Macarrão	Verde	Branca	1.428	1.985	101
4. Manteiga	Verde	Marron	2.816	-	94
5. Baixo Verde	Verde	Marron-claro	-	2.025	68
6. Baixo Amarelo	Amarelo	Preta	-	1.815	75

OBSERVAÇÃO: As quatro primeiras são de crescimento indeterminado(grupo de porte alto) e as duas últimas de crescimento determinado(grupo anão).

TABELA 2 – Estação Experimental de Jatinã – IPA
Produção de Sementes de Hortaliças – Ano 1974.
Cultura: COENTRO.

PLANTIO	DESBASTE	ÁREA PLANTADA	COLHEITA	PRODUÇÃO kg/ha.
1º) 15 de maio	17 de junho	3.400 m^2	5-6 e 9 setembro	1.381
2º) 20 de maio	02 de julho	6.000 m^2	12 a 20 setembro	
3º) 15 de junho	05 de julho	2.600 m^2	12 a 20 setembro	1.334
4º) 25 de junho	05 de julho	2.300 m^2	15 de outubro	1.096

Ciclo da Cultura: 110 a 120 dias.
Quantidade de Semente gasta em Média/ha: 5,340 kg.
Espaçamento: Fileira contínua espaçada de aproximadamente 0,60 m.

MICROMETROLOGIA DA VIDEIRA SOB CONDIÇÕES DE DEFICIÊNCIA HÍDRICA.

Severino C. de Queiroz Filho*
Agustin A. Millar**
Paulo de Tarso Alvim***

INTRODUÇÃO

A cultura da videira **Vitis vinifera** L. está em rápida expansão no Vale do Médio São Francisco. É cultivada durante todo ano sob irrigação, apresentando um potencial produtivo de grande valor econômico, embora não se disponha de informações sobre a tecnologia utilizada no seu cultivo para condições da região, mormente quanto a resposta da videira a fatores do microambiente (6).

O manejo de água nesta cultura tem sido feito empiricamente, através de um número varivável de irrigações com base na demanda atmosférica, ou por analogias com outras regiões produtoras pelo uso de fórmulas empíricas, (6,10) dando margem a regimes inadequados de disponibilidade hídrica que aliado a temperaturas elevadas da região, poderia ocasionar perdas sensíveis na produção.

Constitui o objetivo do presente trabalho conhecer as respostas ecofisiológicas da videira quando submetida a deficits hídricos parciais dentro do habitat san-franciscano, especificamente quanto às temperaturas foliares e do racimo, ao potencial de água do xilema nas folhas, sarmentos e racimos, e à resistência estomática ao fluxo de vapor d'água para a atmosfera. Estas informações permitem caracterizar os fatores limitantes da produção.

MATERIAIS E MÉTODOS

Foram feitos em ciclos diurnos, determinações de temperatura, potencial de água do xilema, e resistência estomática em videiras var. Pirovano 65 (Itália) conduzidas em espaldeira simples em um vertissolo unidade 52 (1, 7) da Estação Experimental de Mandacaru, Juazeiro, BA.

O clima local é semi-árido quente BSh'W segundo Koeppen (1) e muito árido segundo Hargreaves (2). Maiores informações dos parâmetros climáticos locais estão reunidos em trabalhos da FAO (1) e de Sá (8).

As temperaturas, média de várias determinações, foram tomadas ao ambiente, na superfície de folhas expostas à luz solar e à sombra, e na superfície de grãos de racimos expostos e à sombra, a intervalos horários no período diurno mediante um detector de contacto em forma de tesoura, similar ao reportado por Linacre (4) e Millar (5).

O potencial de água do xilema foi medido em folhas, extremidades de sarmentos, e em talos de racimos a intervalos horários. Sua determinação foi feita em câmara de pressão desenvolvida por Scholander (9). Para folhas foram feitas determinações do potencial de água em base ao posicionamento no sarmento: base, média e extrema.

A resistência estomática abaxial das folhas, foram medidas com um porômetro de difusão similar ao reportado por Kanemasu et al. (3). As medições foram feitas a intervalos horários em folhas escolhidas aleatoriamente, expostas às luz solar e à sombra.

Outras determinações da resistência estomática foram tomadas em função do tempo para períodos alternados de exposição luminosa e cobertura artificial (sombreamento).

Dados de radiação solar e umidade relativa do ar foram tomadas na Estação Agrometeorológica de Mandacaru-BA. que dista uns 100 m do local onde foram feitas as determinações.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Figura 1 mostram-se os registros diurnos de temperaturas tomadas ao ambiente, à superfície foliar, e à superfície dos grãos dos racimos nos dias 18 e 20.12.74. Estes dados apresentam uma variação térmica por volta de 20°C com valores aproximadamente de 19,0 e 41,0°C às 05:30 e 14:00 horas, respectivamente.

As temperaturas foliares (exposta e à sombra) registraram valores próximos à temperatura do ambiente durante todo o período de determinações para níveis de 0,35 e 0,29 cm^3 cm^{-3} de umidade do solo. As temperaturas dos racimos, entre 09:00 e 17:00 horas foram acrescidas em 0,5 a 3,8°C à temperatura ambiental, para os racimos expostos à luz solar; e reduzidas em igual magnitude, para racimos sombreados.

* Engenheiro Agrônomo, Estagiário do Convênio MINTER/IICA.
Escritório da SUDENE — Petrolina — PE.
** Engenheiro Agrônomo, Ph.D. Especialista em Irrigação do IICA. Escritório da SUDENE — Petrolina — PE.
*** Engenheiro Agrônomo, Ph. D. Fitofisiólogo do IICA. Dentro de Pesquisas do Cacau — Itabuna — BA.

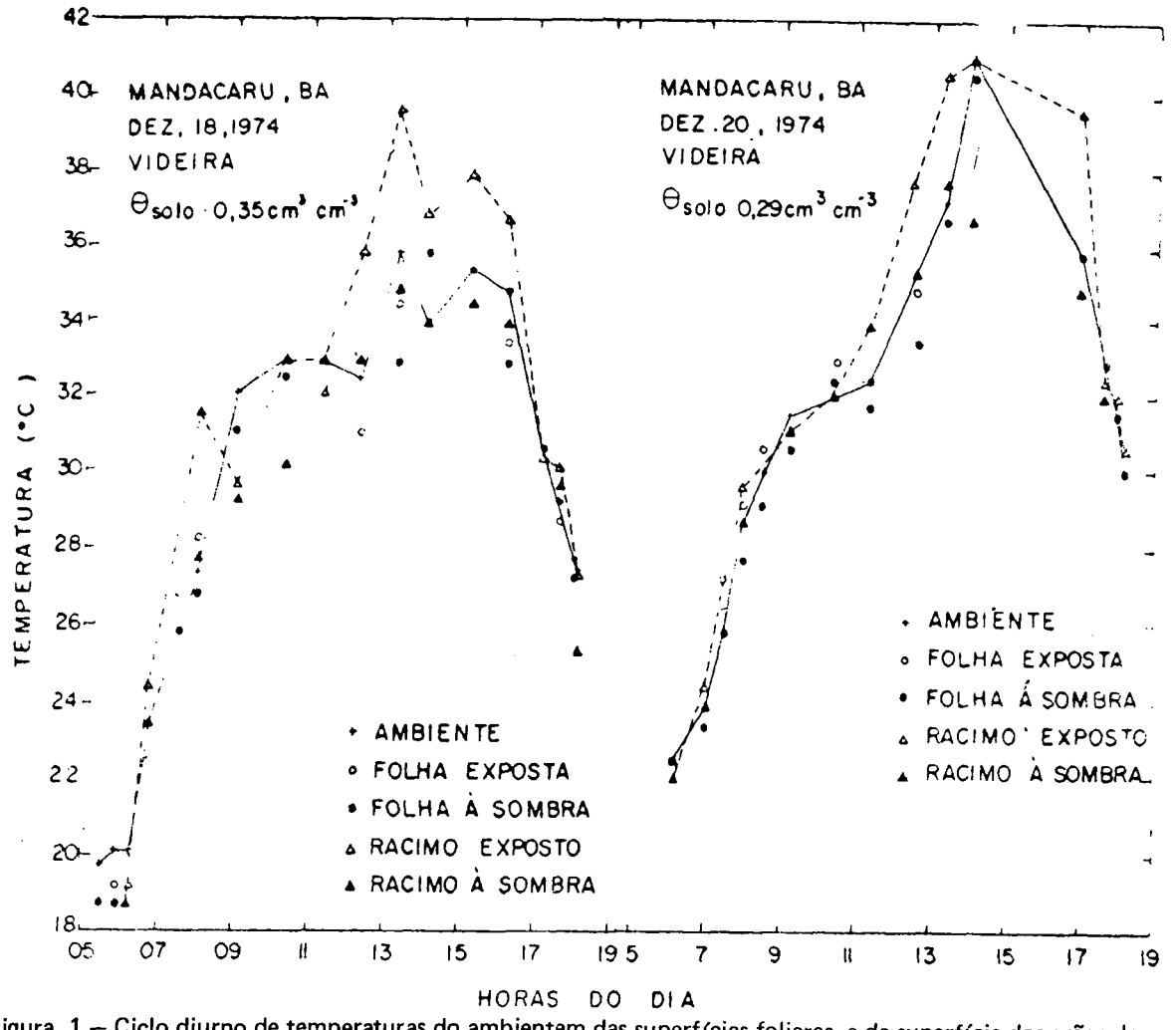


Figura 1 – Ciclo diurno de temperaturas do ambientem das superfícies foliares, e da superfície dos grãos dos racimos de uva.

Na Figura 2 estão correlacionadas as temperaturas tomadas à superfície das folhas expostas à luz solar e as temperaturas tomadas ao ambiente nos dois ciclos de determinações. Estes dados não se apresentam apartados da reta de igualdade (linha 1:1) podendo-se inferir que as temperaturas foliares elevadas permanecem próximas às do ar, e não causam danos à videira submetida a déficits hídricos parciais, indicando que o resfriamento devido a transpiração é efetivo em manter as temperaturas longe das faixas letais.

Nas Figuras 3 e 4 apresentam-se as curvas de desenvolvimento do potencial de água do xilema tomados em folhas e extremidades de sarmentos, para níveis de água do solo de 0,35 e 0,29 $cm^3\ cm^{-3}$, respectivamente. O potencial matricial do solo de −3 e −10 bares equivalentes a estes níveis, não gerou diferenças no desenvolvimento do potencial de água do xilema das folhas e sarmentos, indicando que este potencial está em função principalmente da radiação solar e umidade relativa do ar, como mostram as curvas de radiação solar e deficit de pressão de vapor d'água da atmosfera que acompanham numa razão direta as curvas de desenvolvimento do potencial de água.

As folhas (quanto ao seu posicionamento) e sarmentos variam de 0 a −2,0 bares aproximadamente para uma mesma determinação horária revelando que o potencial de água do xilema, não se encontra uniformemente distribuído em todas as partes da planta. (Com relação ao potencial de água medida em talos dos racimos, as diferenças foram 0 a −4,0 bares.

Observa-se que durante o período do dia compreendido entre 09:00 e 17:00 horas o potencial de água desenvolvido no xilema das folhas e sarmentos está abaixo de −10 bares atingindo valores mínimos de − 20 bares entre 13:00 e 14:00 horas, constituindo o período de maior deficit nos ciclos diurnos.

Na Figura 5 apresentam-se os gráficos da resistência estomática abaxial para folhas expostas à luz solar e à sombra, para os dias 18 e 20.12.74, correspondentes a níveis de umidade do solo de 0,35 e 0,29 cm cm^{-3}, respectivamente. Independentemente do conteúdo de água do solo, para o período de 09:00 às 17:00 horas, a resistência estomática é de 0,5 seg cm^{-1} para folhas expostas, e de 2,0 seg cm^{-1} para folhas sombreadas, revelando que os níveis de umidade do solo relacionados a −3 e −10 bares de potencial matricial aproximadamente, não modificaram o comportamento dos estômatos. A baixa resistência estomática ao fluxo de vapor d'água durante este período, é devido principalmente, ao aumento da temperatura foliar, como se pode verificar na Figura 6, onde a resistência estomática varia em forma inversa em relação à temperatura, decrescendo de 7,0 a 0,5 seg cm^{-1} com um aumento de 20,0 a 28oC ou mais da temperatura foliar (5, 11).

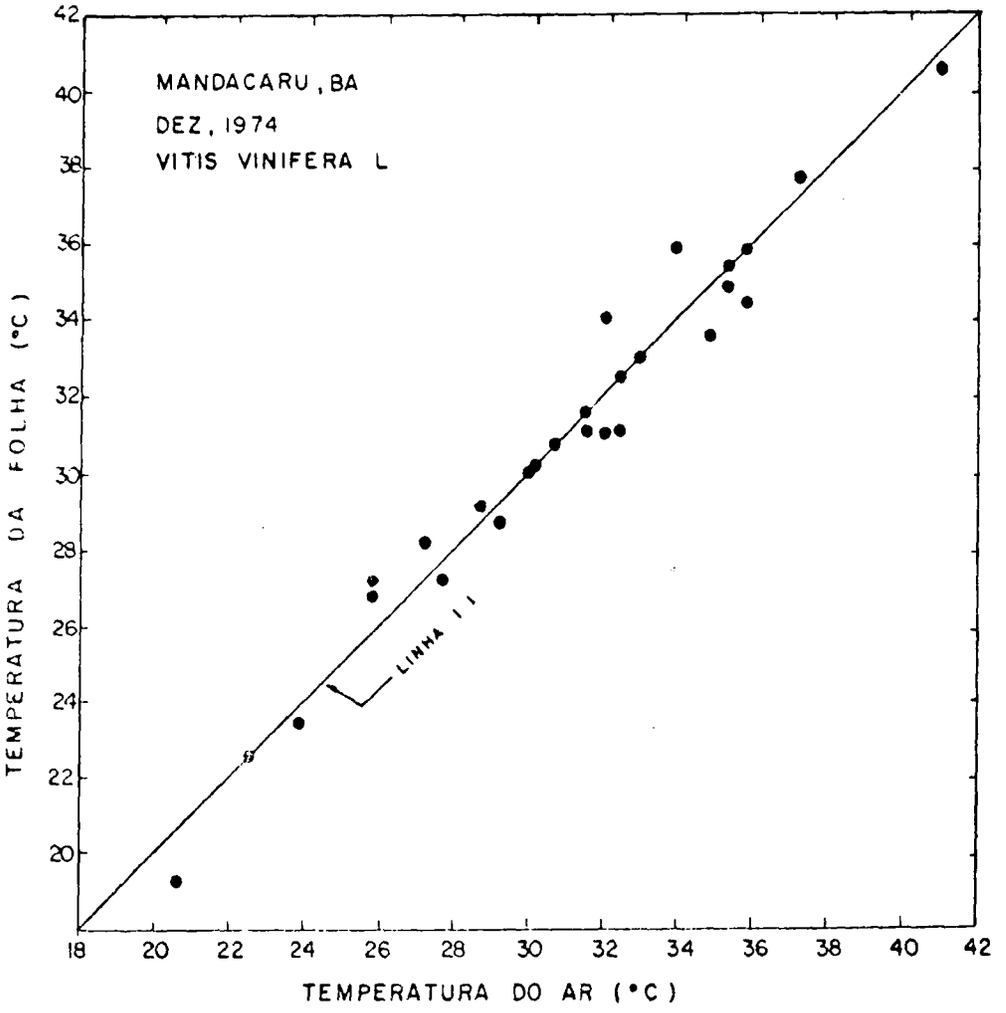


Figura 2 — Relação entre temperatura de folhas expostas e temperatura do ar.

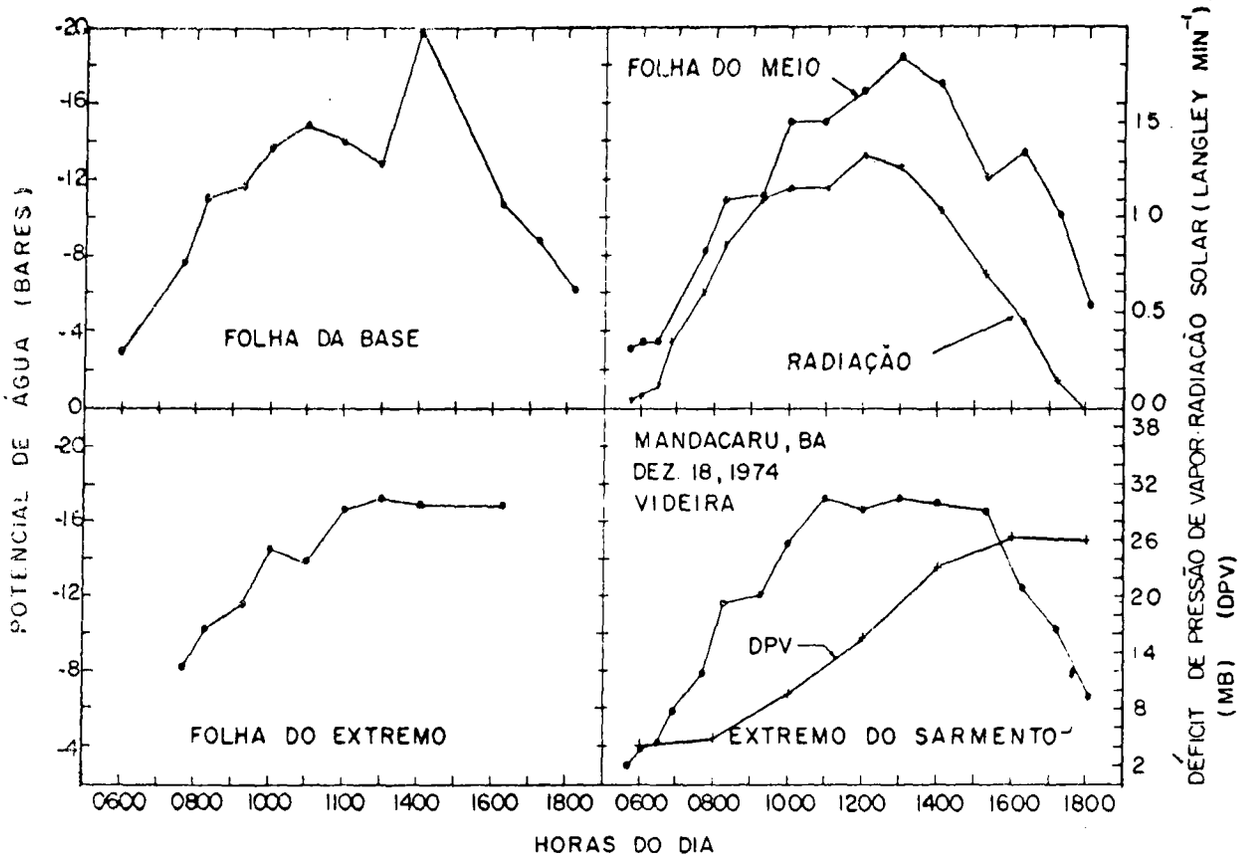


Figura 3 — Ciclo diurno do potencial de água do xilema medidos em folhas e extremidades do sarmento, para conteúdo de 0,35 cm^3cm^{-3} de água no solo.

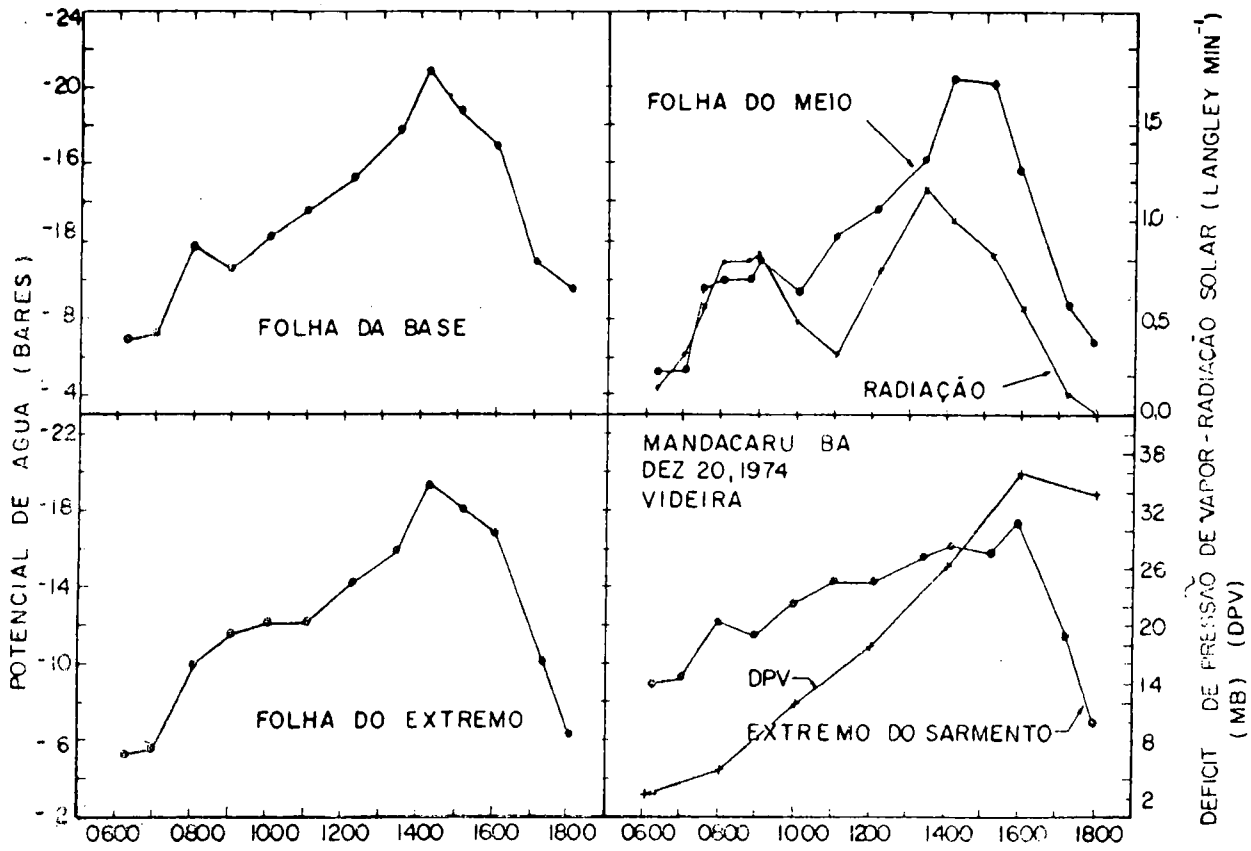


Figura 4 — Ciclo diurno do potencial de água do xilema medidos em folhas e extremidades do sarmento, para conteúdo de 0,29 $cm^3 cm^{-3}$ de água no solo.

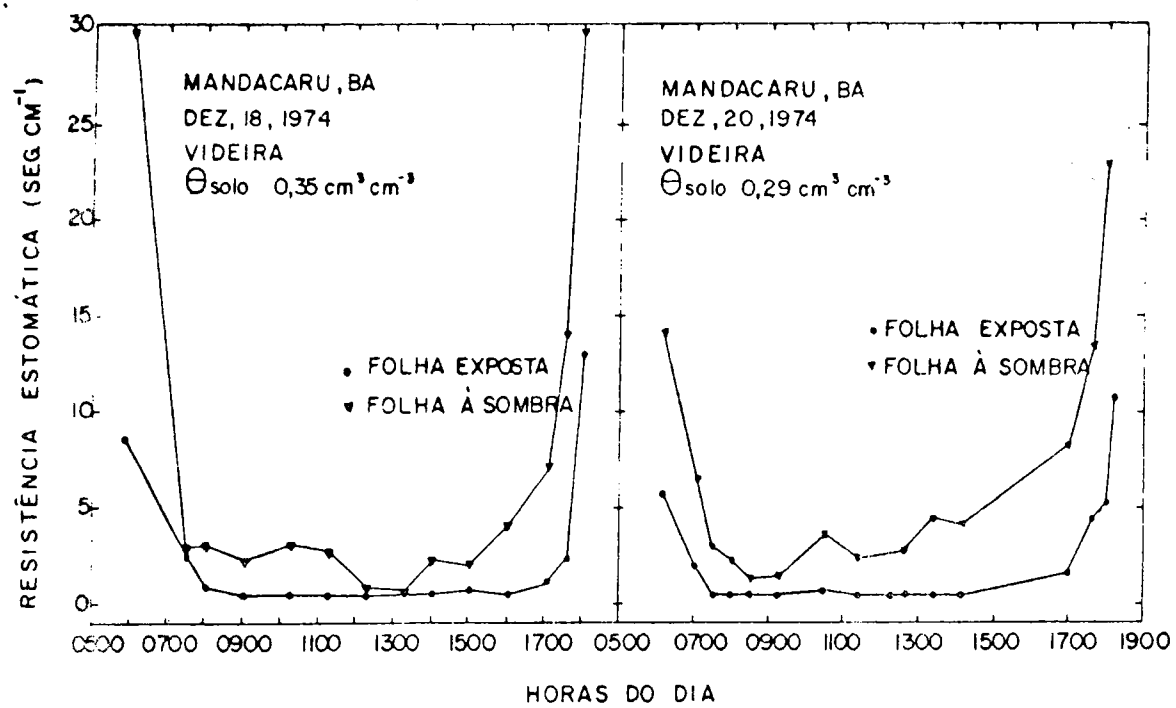


Figura 5 — Resistência estomática abaxial para folhas expostas e à sombra.

Na Figura 7 relaciona-se em escala logaritmica a variação da resistência estomática quando os estômatos são submetidos a períodos alternados de exposição luminosa (solar) e cobertura artificial (sombreamento).

Encontrou-se uma taxa de variação da resistência estomática de aproximadamente 0,5 seg cm^{-1} min^{-1} (crescente) para períodos de luz-sombra e de 1,0 seg cm^{-1} min^{-1} (decrescente) para períodos de sombra-exposição luminosa, para o nível de 0,27 cm^3 cm^{-3} de umidade do solo, aproximadamente — 14 bares de potencial matricial. Para o período de sombra-exposição luminosa, desenvolve-se uma taxa de variação da resistência estomática duas vezes maior que a taxa de variação crescente da resistência estomática para o período luz-sombra. Esta quase-imediata resposta dos estômatos ao estímulo luminoso, mesmo estando o solo com um potencial matricial próximo ao ponto de murchamento, denota uma grande capacidade de refrigeração desta cultura — atributo altamente benéfico, pois através da transpiração, a planta resfria-se rapidamente mantendo-se afastada de excessos de temperatura que poderiam ocasionar a desnaturação de proteínas e conseqüente queima de seus tecidos.

A baixa resistência estomática ao fluxo de vapor d'água em condições de deficit de água do solo, aliada a temperaturas foliares elevadas, porém próxima à do ar, evidencia ser a videira capaz de suportar condições limitantes de disponibilidade de água. Sua alta adaptabilidade ao clima árido do Vale do Médio São Francisco se reflete na sua capacidade de refrigeração, pois devido as elevadas taxas de transpiração, sua temperatura permaneceu afastada das faixas letais mesmo em condições deficitárias de água.

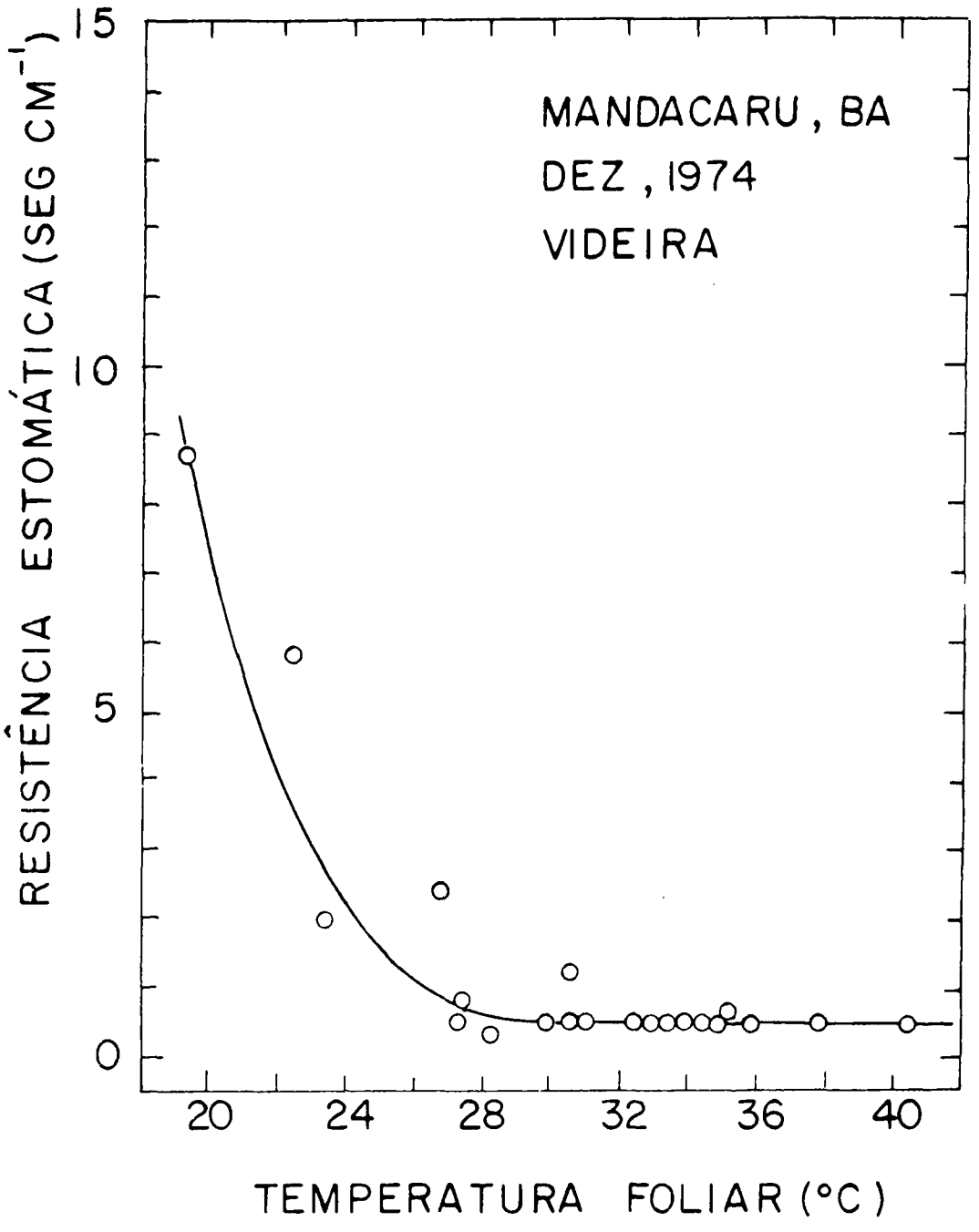


Figura 6 – Variação da resistência estomática abaxial de videira em relação à temperatura.

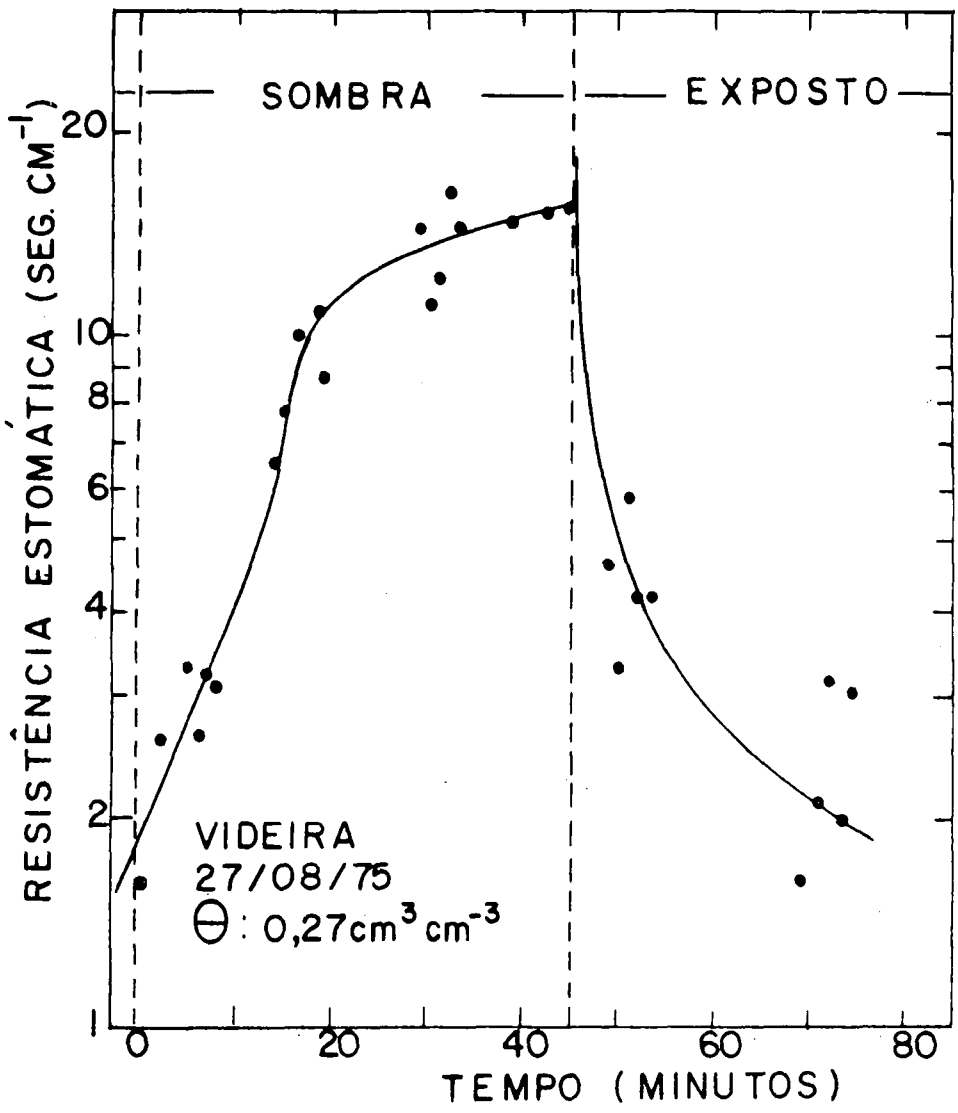


Figura — Variação da resistência estomática abaxial de videira para períodos alternados de-exposição luminosa artificial (sombreamento).

LITERATURA CITADA

1. FAO/PNUD. 1971. Estudios de Irrigación e Ingenieria. Estudios de la Cuenca del Rio São Francisco (Segunda Etapa) Roma FAO/PNUD. 301 p. (Informe Técnico 4, AGL: SF/BRA 19).

2. HARGREAVES, G. H. 1974. Climatic zoning for agricultural production in Northeast Brazil. Logan, Utah, Utah State University, 6 p.

3. KANEMASU, E. T. G. W. THURTELL and C. B. TANNER. 1969. Design, calibration and field use of a stomatal porometer. Plant Physiology 44:881-485.

4. LINACRE, E. T. and W. J. HARRIS. 1970. A thermistor leaf probe. Plant Physiology 46:190-193.

5. MILLAR, A. A. 1972. Thermal regime of grapevines. Amer. J. Enol. Viticulture 23(4): 173-174.

6. POSSÍDIO, E. L. de, E. S. de GOES, e A.A. MILLAR. 1975. Efeito de níveis de irrigação na produção de Videira (A ser apresentado no III Seminário Nacional de Irrigação e Drenagem, Fortaleza, Novembro. 1975).

7. QUEIROZ FILHO, S. C. de, A. A. MILLAR e M. BOERS 1975. Características de infiltração dos vertissolos do Sub-Médio São Francisco (Apresentado no XV Congresso Brasileiro de Ciência do Solo, julho de 1975).

8. SÁ D F. de. 1973. Alguns aspectos da energia solar em Mandacaru. Boletim Técnico de Recursos Naturais SUDENE) 11:11-26.

9. SCHOLANDER, P. F. et al. 1965. Sap pressure in vascular plants. Science 148:339-346.

10. SIMÕES, A. J. 1973. Determinação da ıevapotranspiração potencial e necessidade de água de irrigação para o Projeto do Mandacaru. Petrolina, PE., MINTER/IICA. 19 p. (Mimeografado, sendo publicado no Boletim de Recursos Naturais da SUDENE/DRN).

ÉPOCAS DE DRENAGEM FINAL EM CULTURA DE ARROZ IRRIGADO POR INUNDAÇÃO INTERMITENTE, NA BAIXADA FLUMINENSE

Evandro Ferraz Duarte*
Renato Luís Pereira de Sousa**
Dirce Pinto de Souza Britto***e
Walter Francisco da Costa ****

SINOPSE. – Em prosseguimento aos estudos de manejo da água em cultura de arroz (Oryza sativa L.) irrigado por inundação, na Baixada Fluminense, Estado do Rio de Janeiro, foram instalados experimentos em solo hidromórfico da série "Guandu", com o objetivo de determinar a melhor época para se efetuar a drenagem final dos tabuleiros de cultura, tendo em vista suas possíveis implicações no rendimento por área, na qualidade do grão e na economia da água.

Num esquema experimental de blocos ao acaso com quatro repetições, foram postas em competição quatro épocas: 20, 25, 30 e 35 dias após o início da floração, tendo sido usado o sistema de irrigação por inundação intermitente e, como indicadores, os cultivadores de Abrilee IAC. 435, ambos de interesse da região.

Foi constatado que as épocas de drenagem final não influenciaram na produção, permitindo indicar a de 20 dias após o início da floração, visto ser a mais econômica em demanda de água e de mão-de-obra.

As épocas influenciaram na qualidade do grão, pois foi verificado que a drenagem final aos 35 dias após o início da floração, forneceu menor percentual (40,82%) de grãos com "barriga branca" e a de 20 dias, somente 0,19% de grãos "gessados", médias de três anos, usando o cultivar de Abril.

Na investigação conduzida em tanques com o cultivar supra citado, não houve influência significativa das épocas de drenagem estudadas na produção e nem tampouco na qualidade do grão.

Finalmente, constatou-se que a época de drenagem final, 25 dias após o início da floração propiciou maior rendimento no beneficiamento (67%) seguida da de 20 dias (66%), quando foi usado o cultivar IAC. 435.

INTRODUÇÃO

Nos meios orizícolas do Brasil e mesmo do estrangeiro, a época mais propícia à drenagem final das lavouras de arroz irrigadas por inundação, talvez por carência de dados experimentais, ainda hoje é motivo de discussões e divergências entre técnicos e orizicultores.

A propósito, no nosso país, tanto quanto nos foi possível pesquisar, parece não haver, até agora, trabalhos experimentais publicados a respeito. Contudo, recomendações várias são feitas por autores diversos.

Assim é que, Brandão (1943) diz que "não há regra fixa para determinar quando a água deve ser retirada dos tabuleiros; depende do processo de colheita, do solo etc. Todavia, se eliminada cedo ou tarde demais, traz prejuízo. Em geral, tirando-se 8 a 12 dias antes, o terreno ficará com boa consistência para a colheita. Porém o mais certo é esvaziar os tabuleiros quando os grãos inferiores dos cachos estiverem suficientemente duros, mas ainda se se romperem a uma forte pressão dos dedos".

Dias (1946), para a região do Vale do Rio Paraíba do Sul, no Estado de São Paulo, sugere que "os quadros devem ser conservados inundados até o início da maturação, quando então a água é completamente retirada, para que o amadurecimento seja homogêneo, os grãos de arroz apresentem boa consistência, a colheita e a batedura se processem em terreno seco".

Ludolf (1949) generaliza a mesma recomendação supra, dizendo que a drenagem final deve se processar em "tempo próprio, isto é, no início da maturação, e decorridos os dias necessários ao enxugamento do terreno, inicia-se a colheita do arroz".

Para a região orizícola do Estado do Rio Grande do Sul, Bernardes (1960), afirma que "as lavouras devem ser drenadas quando o arroz está com o último terço da panícula apenas em massa", e que "há entre muitos lavoureiros a crença de que para a obtenção de um produto com maior peso específico, o arroz deve completar a maturação com a lavoura cheia d'água. É uma das razões porque muitas lavouras são drenadas tardiamente, às ve-

* Engº Agrônomo, Ex-Chefe do Serviço de Engenharia e Tecnologia Rurais do antigo Instituto de Pesquisas Agropecuárias do Centro-Sul (IPEACS) e Docente do Departamento de Engenharia da Universidade Federal Rural do Rio de Janiro (UFRRJ), Km 47, Campo Grande, RJ. ZC-26.
** Engº Agrônomo, Coordenador das Pesquisas Fundamentais e Chefe da Seção de Engenharia Rural da EMBRAPA-RJ.
*** Engº Agrônomo, Ex-Chefe da Seção de Estatística Experimental e Análise Econômica do antigo IPEACS, Docente do Departamento de Matemática da UFRRJ e Chefe de Pesquisa bolsita do CNPq.
***: Engº Agrônomo, Ex-Coordenador das Pesquisas Fitotécnicas do antigo IPEACS e Docente do Departamento de Fitotecnia da UFRRJ.

zes 1 a 2 dias antes da ceifa". Aquele autor discorda dessa crença, afirmando que "a retirada tardia da água em nada melhorará ou aumentará a produção, apontando, ainda, os seguintes inconvenientes:

1. "a lavoura não estando completamente enxuta, o arroz depois de cortado ficará, em muitas partes, com a panícula dentro d'água e as medas construídas em lugares úmidas absorverão a umidade dando o que denominamos pé de meda, que produz arroz com defeitos e de menor valor comercial. Quando a ceifa é feita com combinadas, muitas vezes os sacos de arroz ficam depositados dentro d'água, o que vai dificultar a secagem e aumentar o perigo de fermentação, dando um produto com grãos mofados ou amarelados;

2. a irrigação é prolongada por 15 a 20 dias, o que representa apreciável aumento do custo da produção;

3. torna difícil e menos eficiente o trabalho, quer humano, quer das máquinas tais como ceifadeiras ou combinadas;

4. dificulta o transporte do arroz para a trilhadeira, ou a retirada dos sacos de arroz trilhados pelas combinadas".

Ainda para o mesmo Estado, Moscareli e Rosinha (1967) sugerem que a irrigação deve ser mantida "até quando os grãos do terço inferior da panícula estejam com o endosperma bem consistente. Nessa oportunidade suspende-se o fornecimento de água à lavoura; a que permanece nos tabuleiros, completará a maturação do arroz. Desta forma a lavoura estará praticamente drenada na época do corte, facilitando bastante a operação, mormente quando efetuada com ceifadeiras auto-motrizes".

Bayma (1961), tecendo considerações sobre a irrigação da cultura do arroz, diz que "guando os cachos que têm coloração esverdeada e estão em posição vertical tomam um bom amarelado e começam a inclinar-se pelo próprio peso, em virtude dos grãos terem perdido o aspecto leitoso, é o momento de ser suspensa a irrigação e de serem abertas as comunicações dos tabuleiros com os canais de drenagem, com o fim de preparar o campo para a colheita a qual tem início 8 dias após esta operação".

Na literatura estrangeira, também escassas referências foram encontradas a respeito.

Rec. (1950), p. ex., refere-se ao assunto e generaliza dizendo que a irrigação deve ser suspensa "quando as panículas tombam para baixo. Neste período a maior parte das sementes começa a endurecer e na extremidade inferior das panículas o endosperma dos grãos deve estar no estágio de massa. Após a remoção da água, normalmente em duas semanas, o solo já está suficientemente seco para permitir o uso de uma colhedeira".

Angladette (1966) diz que tal prática "destina-se a favorecer a plena maturação dos grãos com boa qualidade e permitir a penetração das máquinas para a colheita". Sugere que a drenagem deve ser "rápida e completa e que deve ser efetuada de 25 a 30 dias antes da colheita".

Ainda sobre o assunto o autor afirma que ensaios efetuados em diversos países, notadamente em Madagascar, mostraram que a drenagem final deve ser feita entre 15 e 20 dias antes da colheita.

Nos E.U.A., segundo Stout (1966), a drenagem final em geral é feita duas semanas antes da colheita.

Estudos levados a efeito por Have (1967), em Wagneningem, Surinam, revelaram que a época mais propícia para drenagem final é cerca de três semanas apos o espigamento. Afirma o autor que uma "drenagem antecipada resultará numa cultura pobre em quantidade e qualidade e que deixando-se a água mais tempo que o necessário, a colheita tornar-se-á mais difícil e os sulcos e depressões formados no solo em decorrência do excesso de umidade causarão transtornos nas operações que se efetuarem após a mesma". Diz ainda o autor que a "drenagem efetuada prematuramente (no início da floração) não só pode provocar a morte de panículas mal formadas como também acarreta maior percentagem de grãos "gessados".

Diante do exposto parece incontestável a necessidade de se estudar o assunto, experimentalmente, em cada região rizícola, procurando-se eleger melhor época destinada à drenagem final, bem como verificar suas implicações no rendimento por área, na qualidade dos grãos e na economia da água de irrigação.

MATERIAL E MÉTODO

Foram usados como indicadores os cultivares De Abril e o IAC. 435, ambos de interesse da região.

Instalado em solo hidromórfico, da série "Guandu" (Mendes **et al.** 1954), gley pouco humico, na sede do Instituto de Pesquisas Agropecuárias do Centro-Sul (IPEACS), em plena Baixada Fluminense, no Estado do Rio de Janeiro, o experimento obedeceu a um esquema experimental de blocos ao acaso com quatro repetições.

Os tratamentos foram os seguintes: efetuar a drenagem final dos tabuleiros de cultura aos 20, 25, 30 e 35 dias após o início da floração.

Cada parcela, num total de dezesseis, com 10 fileiras espaçadas de 0,30 por 5 m de comprimento cada uma (10 x 5 x 0,30 – 15 m^2) conferiram ao experimento uma área útil total de 240 m^2. Em torno de cada parcela foram estabelecidas fileiras de bordadura, completando, assim, os tabuleiros. Estes, de 15 x 8m, foram separados

uns dos outros por marachas de perfil trapezoidal e tiveram o solo convenientemente nivelado, de tal maneira que a lâmina d'água a ser estabelecida durante a prática irrigatória tivesse uma espessura uniforme sobre todo o terreno.

A fim de permitir uma perfeita manutenção do nível do lençol e uma eficiente circulação do líquido dentro dos tabuleiros, as entradas e saídas de água foram instaladas em alturas convenientes e dispostas nas marachas em sentido diagonal.

A semeadura foi realizada manualmente, em linhas contínuas e na base de 100 kg de sementes por hectare para o cultivar De Abril, nos anos-agrícolas de 1969/70 a 1971/72 e, para o cultivar IAC. 435 em 1972/73.

Foi adotado o sistema de irrigação por inundação, na modalidade intermitente, em virtude dos resultados das investigações realizadas na região por Duarte e Costa (1971).

Conforme se pode observar no Quadro 1, a irrigação teve início aos 20 dias, aproximadamente, depois da germinação, pois que, segundo pesquisas locais (Duarte 1969) esta época parece ser a mais indicada para se iniciar a prática irrigatória na região. Nesta fase, apenas uma leve película de água foi mantida sobre o solo. Contudo, à medida que as plantas se desenvolveram, a espessura do lençol também foi crescendo até atingir 10 cm, aproximadamente, 40 dias depois. Terminado o período de drenagem intermediária, que durou, em média 16 dias, procurou-se manter o lençol d'água numa altura de 20 cm, já recomendada para a região, segundo Duarte (1963), até as épocas previamente estabelecidas para a implantação dos tratamentos.

Face ao esquema experimental empregado, apesar das providências adotadas para se evitar interferências de um tratamento sobre o outro (amplas bordaduras e canais de cintura separando as parcelas), foi levantada a hipótese da ocorrência de tais interferências. Assim sendo, no ano-agrícola 1972/73 o experimento foi repetido, desta feita em tanques especiais de 1,00 x 1,00 x 1,00 m cada um, construídos em alvenaria de tijolos sob um aramado (Fig. 1), dotados de paredes impermeáveis e dispositivos para controles da lâmina d'água a ser mantida sobre o solo (Fig. 2) e da percolação (Fig. 3); esta, foi mantida num regime de 15 a 25 mm/dia, em média, considerado ideal segundo Fakuda e Tsutsui (1968).

Foram usados, ainda, o mesmo tipo de solo, bem como os mesmos; esquema experimental, cultivar indicador (De Abril) e sistema de irrigação empregados nos anos anteriores, sendo que, face às dimensões dos tanques, cada parcela, também num total de 16, teve que ser reduzida para 2 fileiras espaçadas de 0,30 m por 1,00 m de comprimento cada uma (2 x 1,0 x 0,30 m – 0,60 m^2), totalizando, portanto, uma área experimental útil de 9,6 m^2. Em torno de cada parcela foram estabelecidas duas fileiras de bordadura completando, assim, a área de 1,00 m^2 disponível em cada tanque.

Ainda durante o ano-agrícola 1972/73, no mesmo local e em condições idênticas àquelas empregadas nos três primeiros anos de investigação, foi repetido o experimento usando-se como indicador o cultivar IAC. 435.

Para determinação do início da floração, com vistas ao estabelecimento das épocas de drenagem final, foi adotado o seguinte critério: em cada ano-agrícola escolheu-se, ao acaso, três, entre as dezesseis parcelas experimentais; em cada uma delas, também ao acaso, foram marcadas duas fileiras de plantas e nestas anotou-se, diariamente, o número de panículas emitidas até que fosse encontrado número constante, indicando o término do período de emissão. O início da floração foi então estabelecido como sendo aquele correspondente à média entre o o número de dias transcorridos entre o começo e o final da emissão das panículas.

Após a colheita, além do rendimento por área, procurou-se verificar os possíveis efeitos dos tratamentos sobre: o peso de mil grãos, o rendimento do beneficiamento e as percentagens de grãos: "gessados", quebrados no ato do beneficiamento e com "barriga branca".

Considerou-se como grão "gessado" aquele que, ao ser examinado sobre uma placa de vidro transparente, se mostrava inteiramente opaco. O beneficiamento foi feito em máquina tipo teste, fabricada por Keplen, Weber S.A., RS.

Os fenômenos meteorológicos de maior interesse (chuva, temperatura média, umidade relativa do ar e insolação) foram registrados durante o transcorrer das investigações e os resultados dessas observações acham-se reunidas no Quadro 2.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nos Quadros 4 e 5 acham-se os resultados obtidos com o cultivar De Abril, em condições de campo, apresentando-se no 4, as médias alcançadas nos três anos de experimentação em cada tratamento, visto para este cultivar termos realizado a análise estatística conjunta dos dados de 1969/70 a 1971/72, cujos resultados encontram-se no Quadro 5. Observando-se este último Quadro, verifica-se que houve significância estatística para entre tratamentos independente de anos, nas análises referentes às percentagens de grãos com "barriga branca" e "gessados", e ainda, para a interação anos x tratamentos, na análise de rendimento do beneficiamento. Com relação a percentagem de grãos com "barriga branca", com a aplicação do teste de Tukey, pode-se distinguir o tratamento de dre-

nagem final aos 35 dias após o início da floração como o de menor percentual (40,82%), isto pelo primeiro contraste, pois, pelo segundo, não houve diferença entre este tratamento e o de drenagem final aos 20 (45,00%) e 30 (44,71%) dias após o início da floração, indicando, assim, maior percentual de grãos com "barriga branca" para a drenagem final 25 dias depois do início da floração (Quadro 4 e Fig. 44). Não foi encontrada explicação para tais diferenças.

Quanto à percentagem de grãos "gessados", pelo primeiro contraste não houve diferença entre os tratamentos de drenagem final aos 20, 25 e 35 dias após o início da floração, que forneceram os percentuais de 0,19, 0,32 e 0,22, respectivamente, mas pelo segundo distinguiu-se a drenagem final aos 20 dias, como o de menor percentual (Fig. 5). Observar que, a drenagem final aos 30 dias depois do início da floração apresentou 0,72% de grãos "gessados". Esse resultado até certo ponto contraste com as observações feitas por Have (1967), de que a drenagem final realizada nas proximidades do início da floração é capaz de acarretar maior percentagem de grãos "gessados". Vale assinalar que, se a análise estatística fosse realizada com a percentagem de grãos não gessados, encontraríamos os coeficientes de variação para (a) igual a 0,2% e para (b) 0,4%.

Houve diferença significativa para anos, nos vários objetivos pesquisados, com exceção, na análise do peso de mil grãos.

A interação significativa anos x tratamentos, quando do estudo do rendimento do beneficiamento, indicou que as variações observadas no Quadro 4 para os tratamentos de drenagem final aos 20 e 35 dias após o início da floração, foi devida ao acaso, mas que o tratamento de drenagem final aos 25 días, apresentou, estatisticamente, maiores percentuais de rendimento nos anos de 1969/70 (71,88%) e 1971/72 (70,93%) e que à drenagem final aos 30 dias, propiciou percentuais mais elevados nos anos de 1970/71 (70,85%) e 1971/72 (72,55%) (Fig. 6). Para tais diferenças também não foram encontradas explicações satisfatórias.

Não houve diferença significativa entre tratamentos quanto ao rendimento por área cultivada, tendo o de drenagem aos 20 dias após o início da floração, o de mais alta produção, apresentado um acréscimo de apenas 4,42% em relação ao de drenagem aos 25 dias, o de mais baixa produção (Quadro 4). Tal resultado permite que se indique, para a região, a primeira das épocas postas em competição, pois, obviamente, propiciará não só uma economia na demanda de água da ordem de 13% (Quadro 6) como também de mão-de-obra, etc.

Por outro lado, se se consultar o Quadro 1 constata-se que a drenagem final foi efetuada para o primeiro tratamento a partir do 26o dia, em média, antes da colheita, e, logicamente, para os demais a partir do 21o, 16º e 11º dias, respectivamente. Tais épocas coincidiram com as recomendações feitas por todos os autores consultados, particularmente e de maneira mais explícita, com as de Angladette (1966) e com os resultados das investigações feitas por Have (1967). Assinala-se que durante o período citado (da drenagem final à colheita) não houve carência de água no solo, ao contrário, o regime de chuvas (Quadro 3) manteve o terreno com elevados níveis de umidade, dificultando por vezes o trabalho de colheita.

No Quadro 7, apresenta-se os resultados obtidos no ano-agrícola 1972/73 com o cultivar IAC. 435, investigação realizada em condições de campo, e com o cultivar De Abril, experimento conduzido em tanques, e no Quadro 8, os resultados das análises de variância.

A significância entre tratamentos para a percentagem de rendimento do beneficiamento, indicou a época de drenagem aos 25 dias após o início da floração com a de maior percentual (67,00%), resultado alcançado com o cultivar IAC. 435 (Fig. 7). Para o cultivar De Abril não houve significância estatística para tratamentos em nenhum dos objetivos pesquisados, contudo pode-se observar que, em números absolutos, a maior produção foi registrada no tratamento em que a drenagem final foi efetuada 25 dias depois do início da floração, com 4,14% a mais que na drenagem final aos 20 dias, que em campo, também em números absolutos, foi a de mais alta produção, apesar de não ter havido diferença significativa entre os tratamentos.

Tal resultado parece não confirmar a hipótese levantada de que, em condições de campo, poderia ter havido interferência de um tratamento sobre o outro.

Finalmente, observando-se os Quadros 4 e 7, que apresentam os resultados obtidos com o cultivar De Abril, em condições de campo e em tanques, respectivamente, verifica-se que em peso de mil grãos, rendimento do beneficiamento e percentagem de grãos "gessados", os dados de campo foram um pouco superiores em relação aqueles alcançados em tanques, o mesmo não acontecendo com os resultados das percentagens de grãos, quebrados no ato do beneficiamento e de grãos com "barriga branca".

CONCLUSÃO

Do exposto, nas condições em que foram realizadas as presentes investigações, pode-se concluir que:

– as diferenças de produção registradas entre as 4 épocas de drenagem final postas em competição, não foram estatisticamente diferenciadas, permitindo que se indique a de 20 dias após o início da floração, pois, obviamente, permitirá uma substancial economia de água (cerca de 13%) e de mão-de-obra;

– *sobre o cultivar* De Abril, em condições de campo, as épocas estudadas não exerceram influência no peso de mil grãos, nem tampouco, nas percentagens de rendimento do beneficiamento e de grãos quebrados no ato desta operação, contudo interferiram significativamente nas percentagens de grãos com "barriga branca" e de "grãos gessados", tendo para o primeiro se destacado a época de drenagem final aos 35 dias após o início da floração como a de menor percentual (40,82%) e para o segundo, a de 20 dias, com 0,19%; a interação anos x tratamentos somente mostrou-se significativa quando do estudo do rendimento do beneficiamento, evidenciando que a drenagem final aos 25 dias apresentou maiores percentuais de rendimento nos anos de 1969/70 (71,88%) e 1971/72 (70,93%) e que a 30 dias, propiciou percentuais mais elevados nos anos de 1970/71 (70,85%) e 1971/72 (72,55%).

Na pesquisa realizada em tanques, os tratamentos não exerceram influência significativa em nenhum dos objetivos colimados:

– para o cultivar IAC. 435, as épocas estudadas só exerceram influência, estatisticamente significativa, sobre o rendimento do beneficiamento, que indicou a de 25 dias após o início da floração com a de maior percentual (67%), seguida da de 20 dias com 66%.

REFERÊNCIAS

Angladette, A. 1966. Le riz. Technique agricolas et productions tropicales. G.P. Maisonneuve et Larose, Paris. 930 p.

Brandão, S.S. 1943. Cultura do arroz. Ceres, Escola Sup. Agr. de Viçosa, M. Gerais, 5 (24): 427-445.

Bayma, C. 1961. Arroz, Bol. nº 14, Serviço de Informação Agrícola, M. Agric., Rio de Janeiro, p. 72-74.

Bernardes, B.C. 1960. A pesquisa na Estação Experimental de Arroz, de Gravataí, e seus resultados. Cultura de Arroz. 2ª Ed. Secretaria da Agricultura, Rio Grande do Sul, p. 11-22.

Dias, P.M. 1946. A cultura do arroz no Vale do Paraíba. Secretaria da Agr. Ind. e Comércio, S. Paulo, 41 p.

Duarte, E.F. 1963. Competição de variedades de arroz (Oryza sativa L.) em diferentes níveis de água, para cultura irrigada por inundação intermitente, nas condições ecológicas da Baixada Fluminense. Agronomia, Rio de Janeiro, 21 (3-4): 97-114

Duarte, E. F. 1969. Estudo de épocas de início de irrigação com cinco variedades de arroz (Oryza sativa L.), na Baixada Fluminense. Pesq. agropec. bras. 4: 36-45.

Duarte, E.F. e Costa, A.F. 1971. Estudo das modalidades de irrigação por inundação contínua ou permanente e periódica ou intermitente com nove cultivares de arroz (Oryza sativa L.), na Baixada Fluminense. Pesq. agropec. bras. 6: 253-264.

Fakuda, W. e Tsutsui, H. 1968. Rice irrigation in Japan. Bol s/nº F.A.O. Roma.

Have, H.T. 1967. Research and breeding for mechanical culture of rice in Surinam. Centre for Agricultural Publication and Documentation, Wageningen, pg. 92 a 98.

Ludolf, A.M. 1949. Cultura do arroz. 2ª Ed. (revista e anotada pelo Engº Agrº Victor Malmann), Serviço de Inf. Agrícola. M. Agric., Rio de Janeiro, 58 p.

Mendes, W., Lemos, P.O.C., Lemos, L.C., Carvalho, L.G.O. e Resemburg, R. J. 1954. Contribuição ao mapeamento, em séries, dos solos do Município de Itaguaí. Bol. nº 12, Inst. Ecologia e Exp. Agrícolas, M. Agric. Rio de Janeiro, p. 28-31.

Moscareli, M. L. e Rosinha, R.C. 1967. Indicações para o cultivo do arroz no Rio Grande do Sul. Boletim do Campo, 212: 13-24.

Roe, H. B. 1950. Moisture requirements in acriculture. McGrw-Hill Book Company, Inc., 1ª Ed., 413 p.

Stout, B. A. 1966. Equipment for rice production. Bol. nº 84, F.A.O., Agricultural Development Paper, Roma, 169 p.

ABSTRACT. – Duarte E.F., Sousa, R.L.P. de, Britto, D.P.P. de S., Costa, W.F. da (Study of end drainage in an intermittent flooded lowland rice area at Rio de Janeiro State). Épocas de derenagem final em cultura de arroz irrigado por inundação intermitente, na Baixada Fluminense. EMBRAPA (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária), Itaguaí, Rio de Janeiro, State, Brasil.

A water management study in paddy rice (Oriza sativa L.) was carried cut in a series of "Cuandd" low humic gley soils. Aspects of yield, grain quality, water economy and labor reduction, related to end drainage, was performed for rice cultivars "De Abril" and IAC. 435 from 1969 to 1973. Results indicated that end drainage had no influence on yields in both cultivars. The most economic period to save water and reduce labor would seem to be twenty days after the heading stage. All treatments influenced grain quality in the De Abril cultivar. End drainage at a period of 25 days after the beginning of heading produced grain of the best milling quality in cultivar IAC. 435. Precipitatipn, temperature, relative humidity and insolation, were recorded throughout the experiments.

QUADRO 1. Datas dos eventos mais significativos ao longo dos quatro anos de experimentação

Ano Agrícola	Semeadura	Germinação	Início da Irrigação	Início da drenagem intermediária	Reinício da irrigação	Início da floração	Drenagem final a partir de	Colheita
1969/70	14/11/69	21/11	17/12	10/1/70	21/1	22/3	12/4	5/5
1970/71	14/11/70	21/11	16/12	10/1/71	21/1	22/3	12/4	5/5
1971/72	12/11/71	20/11	17/12	22/1/72	19/1	11/3	31/3	2/5
	20/11/72[1]	25/11	14/12	15/1/73	4/2	19/3	8/4	2/5
1972/73								
	20/11/72[2]	29/12	18/1/73	18/2/73	10/3	6/4	26/4	20/5

[1] Observações efetuadas em tanques especiais com o cultivar de Abril.
[2] Observações efetuadas em condições de campo com a seleção IAC. 435.

IRRIGAÇÃO PELO SISTEMA DE GOTEJO COMPARADO COM O SISTEMA DE PEQUENAS BACIAS DE INUNDAÇÃO (TAÇAS) EM NECTARINAS

Geraldo B. Barreto *
Orlando Rigitano **
Mario Ojima ***

1 – INTRODUÇÃO

O consumo de água "per capita" tem aumentado muito nestes últimos anos, devido ao desenvolvimento tecnológico e a elevação do padrão de vida dos povos. O desenvolvimento da agricultura também vem exigindo volumes de água cada vez maiores, originando dois grandes problemas: a) suprir de água as populações; b) suprir água às lavouras para produção de alimentos, cuja demanda cresce dia a dia.

A demanda de água para a agricultura poderá ser reduzida desenvolvendo-se culturas que exijam menos água para produzir o volume de alimentos necessário, ou melhorando muito os métodos de irrigação; até que isso aconteça, porém, grandes volumes de água para irrigação serão necessários.

Um sistema muito promissor e já bastante usado em alguns países como Israel, Estados Unidos, México etc, é o sistema de irrigação por gotejo. A irrigação por esse sistema é feita usando-se pequenas quantidades de água e pequena pressões. Outras vantagens do sistema é manter sempre próximo da capacidade de campo, o solo no local onde ocorre o gotejamento, reduzindo assim o esforço da planta para utilizar-se dessa água.

Tratando-se de um sistema que trabalha com pequenas vazões, baixa pressão e que umedece apenas parte do sistema radicular da planta (25 a 30%), a elaboração dos projetos, depende do conhecimento de dados locais, principalmente os relacionados com a qualidade da água, distribuição desta no solo, bem como do sistema radicular da planta (3). Esses elementos são necessários para determinar o número e a vazão dos gotejadores.

Sabendo-se que no Estado de São Paulo, a irrigação do pessegueiro é prática usual para garantir o bom florescimento e a produção de frutos de tamanho comercializável foi realizado um estudo da produção de nectarinas, sob quatro tratamentos de irrigação, confrontando-se o sistema do gotejo com o da inundação do solo ao redor das plantas (irrigação por meio de pequenas bacias de inundação ou taças).

O experimento foi instalado em 1973 na propriedade agrícola dos Irmãos Caji, denominada Fruticultura Cristal e localizada no município de Atibaia S.P.

Esses agricultores são especialistas no cultivo de frutas de clima temperato, notadamente pêssego e ameixa (*).

2 – MATERIAL E MÉTODO

2.1 – Equipamento

Em síntese, o equipamento utilizado para a prática do gotejo no ensaio, consistiu do seguinte: a) um reservatório de água com capacidade aproximada de 100.000 litros; b) linha principal de tubos de PVC de duas polegadas de diâmetro; c) linhas de distribuição também de tubos PVC de 3/4" de polegada de diâmetro; d) gotejadores de plástico.

Um conjunto moto-bomba e uma linha de recalque de água constituída de tubos de duralumínio, garantiam o suprimento de água para o reservatório.

2.2 – Solo

O experimento foi instalado em Podzolico Vermelho-Amarelo-Orto, muito argiloso, profundo, bem drenado, originariamente bastante ácido e de baixa fertilidade.

A acidez foi corrigida com fortes calagens, de modo a elevar o pH até 6 a 6,5; a fertilidade foi melhorada com adubações completas a base de fertilizantes orgânicos e minerais em várias aplicações sucessivas, antes da plantação, nas covas e em cobertura durante o crescimento das plantas.

(*) Agradecemos aos Irmãos Caji as facilidades oferecidas e que possibilitaram a realização do experimento.

(*) Chefe da Seção de Irrigação e Drenagem, bolsista do CNPq.
(**) Diretor da Divisão de Horticultura.
(***) Seção de Fruticultura de Clima Temperado.

A análise granulométrica foi feita pela Seção de Pedologia deste Instituto, enquanto a capacidade de campo, o ponto de murchamento permanente, o peso específico aparente e a curva característica de umidade foram determinadas pela Seção de Irrigação e Drenagem.

Na determinação do ponto de murchamento permanente (Pmp) e da curva característica de umidade, utilizou-se o Extrator de Membrana de Richards, e a Placa Porosa (5). Na determinação do peso específico aparente, empregou-se o anel volumétrico de solo.

Os resultados da análise granulométrica e de retenção de umidade, na amplitude considerada como água disponível as plantas, são apresentados nos Quadros 1 e 2 respectivamente.

Quadro 1 – Análise granulométrica do solo – Fruticultura Cristal – Atibaia S.P.

Profundidade cm	Argila %	Limo %	Areia fina %	Areia grossa %	Classificação
0 – 25	55,0	6,2	19,7	19,1	argiloso
25 – 50	62,5	3,7	19,3	14,5	m/argiloso
50 – 75	63,7	3,8	18,5	14,0	m/argiloso
75 – 100	63,7	3,8	21,9	10,6	m/argiloso

As disponibilidades de água no solo foram calculadas pela fórmula:

$$Hm = \frac{(Cc - Pmp)}{100} \times P \times d \quad \text{onde}$$

Hm = Água disponível no solo em milímetros
Cc = Capacidade de campo em porcentagem
Pmp = Ponto de murchamento permanente em porcentagem
P = Profundidade considerada em milímetros
d = Densidade aparente.

Quadro 2 – Retenção de umidade no solo. Fruticultura Cristal – Atibaia - S.P.

Profundidade	Capacidade de campo	Ponto de Murchamento	Densidade Aparente	Desponibilidade de água
cm	%	%		mm
0 – 25	32,6	19,8	0,99	30,2
25 – 50	33,2	20,7	0,96	30,0
50 – 75	32,6	21,1	0,97	27,9
75 – 100	32,6	20,6	1,01	30,3

2.3 – Precipitação pluviométrica (1)

Na figura 1 é apresentada a precipitação pluviométrica ocorrida no município de Atibaia, SP, durante o ano de 1973, calculada em milímetros para cada período de dez dias.

2.4 – Temperatura (1)

As temperaturas médias mensais em graus centígrados foram: janeiro 23,2; fevereiro 23,5; março 21,6; abril 21,9; maio 16,6; junho 15,9; julho 16,2; agosto 16,0; setembro 17,7; outubro 19,3; novembro 19,9; dezembro 22,0. Média mensal 19,5.

2.5 – Cultura

De um pomar plantado em julho de 1971, no espaçamento de 6,0 x 6,0m, abrangendo 300 árvores de nectarina Rubro Sol, foram escolhidas 60 plantas bastante uniformes quanto a formação e ao desenvolvimento. Essa uniformidade decorreu não apenas da regularidade do terreno, mas também das mudas enxertadas sobre o mesmo porta-enxerto Rei da Conserva, com borbulas provenientes de uma só árvore da variedade Rubro-Sol, existente na propriedade (6).

(1) Dados fornecidos pela Seção de Climatologia Agrícola do Instituto Agronômico S.P.

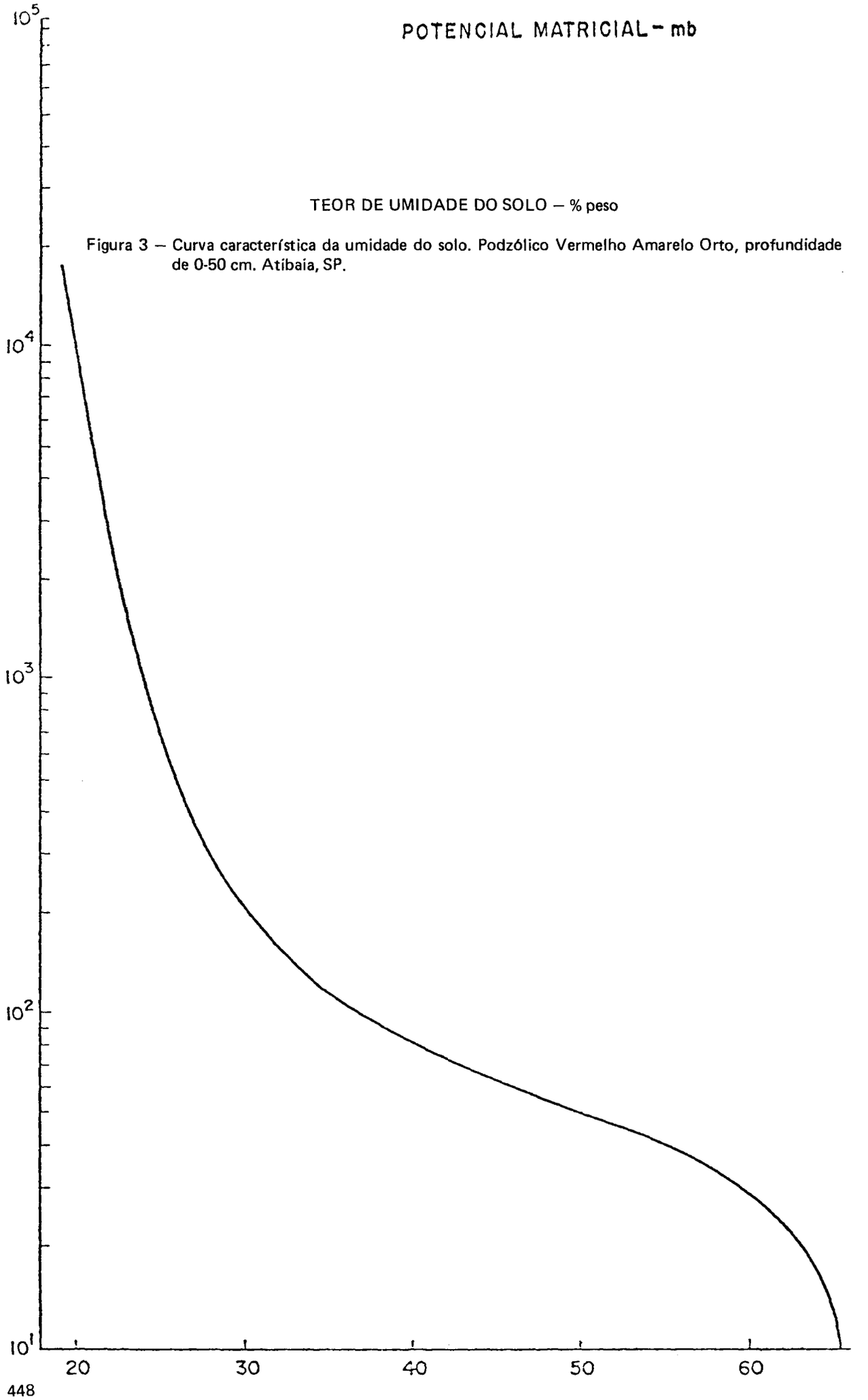


Figura 3 – Curva característica da umidade do solo. Podzólico Vermelho Amarelo Orto, profundidade de 0-50 cm. Atibaia, SP.

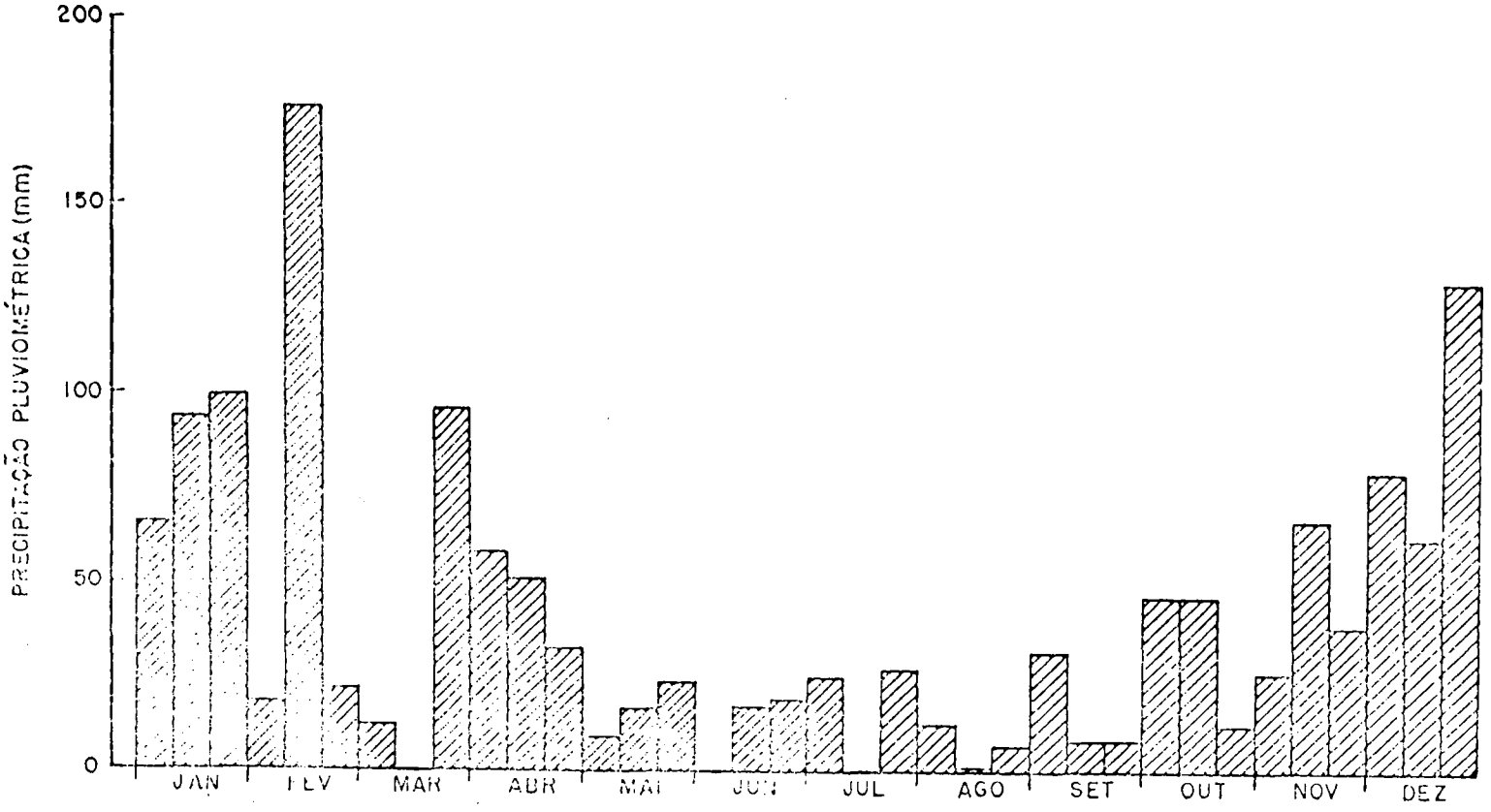


FIGURA 1 — Precipitação pluviométrica ocorrida no município de Atibaia, SP, no ano de 1973, calculada em milímetros para cada período de dez dias. Dados fornecidos pela Seção de Climatologia Agrícola do Instituto Agronômico, S.P.

2.6 – Plano experimental

2.6.1 – Delineamento

O experimento foi delineado em blocos ao acaso abrangendo quatro tratamentos de irrigação em canteiros de três plantas com cinco repetições.

Os tratamentos foram os seguintes:

a) Gotejo contínuo em terreno cultivado no limpo;
b) Gotejo contínuo em terreno sob proteção de filme plástico;
c) Gotejo periódico em terreno sob plástico;
d) Inundação periódica em terreno preparado em bacias (testemunha).

2.6.2 – Aplicação de água

Para o suprimento de água foi adotado equipamento semelhante ao descrito em trabalho anterior (1) e que serviu de base para a instalação permanente do sistema de irrigação por gotejo existente na propriedade.

Em cada planta do ensaio foram colocados dois gotejadores distanciados 80 cm do tronco, com vazão regulável para fornecimento da quantidade de água desejada. Essa quantidade foi estabelecida em 48 litros em média por planta cada 24 horas. Esse cálculo foi feito com base na disponibilidade de água no solo e na evaporação de superfície livre de água (2).

No tratamento A, o terreno foi mantido permanentemente cultivado numa faixa de dois metros ao longo da linha de plantas, regulando-se cada gotejador para fornecer de forma contínua um litro de água por hora ou seja 48 litros por dia por planta.

No tratamento B, o terreno ao longo da linha de plantas foi mantido permanentemente coberto por um filme plástico preto de 0,05 milímetros de espessura, numa faixa de 1,60m de largura, recebendo água como no tratamento anterior.

No tratamento C, o terreno foi mantido sob proteção de filme plástico como no tratamento B, porém cada gotejador foi regulado para fornecer periodicamente cada três dias, isto é, com intervalo de dois dias sem irrigação, três litros de água por hora por gotejador ou seja 144 litros por planta cada terceiro dia, o que corresponde em média 48 litros por planta em 24 horas.

No tratamento D, o terreno ao redor de cada planta foi preparado de modo a formar uma bacia de dois metros de diâmetro, onde, a cada nono dia, foram aplicados 432 litros de água fornecida pelos gotejadores dos quais retirava-se a parte superior reguladora da vazão, deixando a água escoar livremente.

Essa quantidade corresponde também em média a 48 litros por planta em 24 horas, semelhante a quantidade empregada nos demais tratamentos.

2.7 – Tratos culturais

O lote experimental recebeu de maneira uniforme todos tratos culturais normalmente empregados em uma cultura intensiva de pessegueiro.

2.7.1 – Poda de inverno

As plantas foram podadas de 18 a 20 de julho de maneira a manter a estrutura da copa a mais uniforme possível; seu tamanho médio nessa época atingia 2,80m de diâmetro por 2,20m de altura.

2.7.2. – Adubação

A adubação consistiu na aplicação do mês de maio de 2,5 kg de NPK, juntamente com os principais elementos menores.

A partir de julho foram feitas aplicações mensais de adubos nitrogenados em cobertura na base de 150 gramas por planta.

2.7.3 – Pulverizações

Foram realizadas pulverizações para o controle das principais moléstias, como a ferrugem, sarna e podridão parda e também das principais pragas, como pulgões, ácaros, cochonilhas e mosca das frutas. As pulverizações foram feitas de 10 em 10 dias.

2.7.4 – Cultivo do solo

Fora das faixas e das bacias de inundação, o solo foi mantido permanentemente limpo.

2.7.5 – Desbaste

A operação de desbaste dos frutinhos a fim de evitar a concorrência dos supérflutos de benefício dos remanescentes foi realizada em dois repasses manuais. Deixou-se um a três frutos por ramo em geral espaçados de 10 cm.

2.7.6 – Ensacamento

Os frutos remenaescentes foram ensacados para protegê-los contra o ataque de mosca das frutas.

2.7.7. – Colheita

A colheita foi realizada em oito repasses sucessivos com início em 16 de outubro e término em 19 de novembro. Foram anotados separadamente por canteiro o número e o peso dos frutos maduros colhidos. Com esses dados calculou-se o peso médio dos frutos por tratamento, tendo sido determinado outros dados de interesse como por exemplo: porcentagem de frutos ensacados mas não colhidos, e a precocidade de maturação expressa em porcentagem de frutos colhidos até a data da maior colheita.

3 – RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÃO

3.1 – Frutificação total e intensidade de desbaste

Não obstante a análise estatística não tenha comprovado diferença significativa entre os tratamentos de irrigação, verificou-se que a frutificação média foi cerca de 10% maior no tratamento gotejo contínuo no limpo em confronto com os demais tratamentos. Mesmo com aplicação de um desbaste mais intenso nas plantas desse tratamento (73,8%), o número médio de frutos remenescentes (389) foi maior que nos outros tratamentos.

No quadro três são apresentados os dados médios de frutificação em número total de frutos por planta e de frutos remanescentes após o desbaste.

Quadro 3 – Dados médios de frutificação em número total de frutos por planta e de frutos remanescentes após o desbaste. Fruticultura Cristal. Atibaia, S.P.

Tratamento	Frutificação total	Frutos		Intensidade do desbaste
		desbastados	remanescentes	
	nº	nº	nº	%
A	1.480	1.091	389	73,8
B	1.357	984	373	72,6
C	1.340	969	371	72,4
D	1.346	971	375	72,2

A = gotejo contínuo no limpo. B = gotejo contínuo sob plástico. C = gotejo periódico sob plástico. D = inundação periódica (Taça).

3.2 – Ensacamento e produção de frutos maduros

Todos frutos remanescentes do desbaste foram ensacados, entretanto nem todos chegaram à maturação. Entre as causas principais desse tipo de perda pode-se mencionar, a rejeição fisiológica da própria planta, fatores climáticos desfavoráveis, danos mecânicos ocorrido durante o ensacamento, ataque de pássaros etc. No caso em apreço essas perdas foram normais girando em torno de 5%.

3.3 – Produção de frutos maduros

A produção de frutos maduros de valor comercial foi de cerca de 20 frutos por planta. Essa produção pode ser considerada excelente.

A análise estatística dos resultados não mostrou diferenças significativas entre os tratamentos de irrigação (*). Os coeficientes de variação tanto para número de frutos (CV = 5%), como para peso dos frutos (CV = 17%) e o peso de um fruto (CV = 7%) não foram altos. Nessas condições, as produções mais altas 22,2 kg de frutos de 59,5 gramas e 21,5 kg de frutos de 60,2 gramas verificadas nos tratamentos A e B respectivamente sugerem tendências a favor da irrigação por gotejo contínuo em confronto com os demais tratamentos de irrigação, principalmente em relação a irrigação por inundação com 20,4 kg de frutos com 57,5 gramas, irrigação essa que no caso presente representou o processo normal.

No quadro quatro são apresentados os dados de produção por tratamento, relativos ao número, ao peso dos frutos por planta e ao peso médio do fruto maduro.

QUADRO 4 — Dados de produção de frutos maduros por planta, relativo ao número, ao peso e ao peso médio do fruto. Fruticultura Cristal. Atibaia, S.P.

Tratamento	Frutos	Colhidos	Peso médio de um fruto
	nº	kg	g.
A - Gotejo contínuo no limpo.....	373	22,2	59,5
B - Gotejo contínuo sob plástico....	358	21,6	60,2
C - Gotejo periódico sob plástico....	348	20,6	58,7
D - Inundação periódica (Sistema de Taças)	351	20,2	57,5

3.4 — Quantidade de água a ser aplicada

Não obstante a quantidade de água a ser aplicada por gotejador e por planta tenha sido determinada com base na disponibilidade de água no solo e na evaporação da superfície livre de água, verificou-se durante o decorrer da experiência, que a quantidade de água a ser aplicada por gotejador deveria ter sido maior (provavelmente dois litros por hora por gotejador), pois experiência posterior referente a transpiração do pessegueiro, evidenciou a elevada perda de água através a transpiração da planta e evaporação (4).

4 — CONCLUSÕES

Embora as chuvas no município de Atibaia, S.P., no ano de 1973 tenham superado a média do Estado em cerca de 11,2%, a irrigação se tornou necessária durante o período de julho a setembro em virtude de sua distribuição não ter sido boa nesse período.

Como a produção da nectarina no Estado de São Paulo é controlada pelo desbaste dos frutos e como a irrigação constitui prática usual neste Estado para que se colham frutos de tamanho comercializável, os dados obtidos levam a conclusão que o sistema de irrigação por gotejo apresenta-se como vantajoso em razão da economia de água e mão-de-obra que proporciona.

(*) Os autores agradecem ao Engº Agrº Eduardo Abramides, Chefe da Seção de Técnica Experimental e Cálculo do Instituto Agronômico, pela análise dos resultados.

5 – BIBLIOGRAFIA CITADA

1 – Barreto, G.B., Rigitano, O., Alves, S., Scaranari, H.J., Martins, F.P. – Resultados preliminares de irrigação do pessegueiro (Prunus persica Batsch), pelo sistema de gotejo. Boletim Informativo do Instituto Agronômico. S.P. Vol. 25. janeiro-dezembro de 1973.

2 – Barreto, G.B. – Projeto Experimental de um sistema de irrigação por gotejo. Boletim Técnico nº 5. Instituto Agronômico, S.P. 1973.

3 – Inforzato, R., Rigitano, O., Barreto, G.B. e Ojima, M. - Estudo do sistema radicular do pessegueiro (Prunus Persica Batsch). Trabalho apresentado no II Congresso Brasileiro de Fruticultura, realizado em Viçosa e Belo Horizonte (M.G.) de 9 a 13 de julho de 1973.

4 – Inforzato R., Barreto, G.B., Aranha, C., Rigitano, O., Transpiração do pessegueiro (Prunus persica Batsch). Instituto Agronômico. (Ainda não publicado).

5 – Richards, L.A. – Pressure Membrane Apparatus Construction and Use. Agric. Engineering. 28: 451-454. 1974.

6 – Rigitano, O., Ojima, M., Barreto, G.B. – Produtividade de nectarinas em São Paulo. Trabalho apresentado no III Congresso Brasileiro de Fruticultura, realizado de 13 a 18 de julho de 1975, na Universidade Rural do Rio de Janeiro, Km 47. R.J.

DADOS PRELIMINARES DE PRODUÇÃO DE CITRUS IRRIGADO POR GOTEJO E INUNDAÇÃO

Ebis Dias Santos *
Décio F. Costa **
Roberval Bezerra Santos ***

INTRODUÇÃO

Os métodos tradicionais de irrigação por gravidade, como sulcos e várias formas de melgas são praticadas em todo o mundo há milhares de anos. Estes métodos são caracterizados por apresentarem baixas eficiências, além de outras desvantagens como: movimento e nivelamento de terra, perigo de acumulação de água no sub-solo, encharcamento e salinidade, maior requerimento de mão-de-obra, entre outras.

O método de irrigação por aspersão, apresenta vantagens sobre os tradicionais. Mesmo assim, tem sido um incremento relativamente pequeno, quando se observa a área mundial irrigada, sendo praticamente utilizado quando existe impossibilidade de usar os métodos de gravidade.

A irrigação por gotejo é um método que consiste fundamentalmente em levar a água até as raízes das plantas, através de um sistema de tubos, fazendo-a sair sob forma de gotas por meio dispositivos específicos (microtubos ou emissores).

Esse método tem merecido uma atenção toda especial nos últimos anos, principalmente em regiões de Israel, Estados Unidos e México (Soares, 1973) onde a aridez, a topografia, a escassez e/ou qualidade das águas de irrigação limitam o emprego de outros métodos.

O Estado de Israel já explora comercialmente esse novo método desde 1964 e com ele tem conseguido incrementar a produção agrícola dos desertos, como relatado por Goldberg e Shmueli (1974). Nessas condições adversas (solos pobres e águas salinas), foram estudadas em algumas hortaliças como tomate, pepino, pimentão, melão e milho doce. Em outras condições, com fruteiras como uva (Goldberg, Rinot, Karu, 1974), o método aplicado sempre apresenta um maior rendimento em relação a sulcos e aspersão. Por outro lado, o método de irrigação por gotejo apresenta um custo elevado de implantação, contudo, proporciona uma elevada eficiência, (volume d'água relativamente pequenos) além de um custo operacional bem reduzido, quando se avaliam essas características nos métodos de gravidade e aspersão. Ainda devido a grande eficiência desse método, torna-se aconselhável o seu emprego visando aumentar a área irrigada com economia d'água, como acontece nos açudes, nos quais a disponibilidade d'água é limitada.

MATERIAIS E MÉTODOS

O ensaio foi instalado na Fazenda Barriguda, situada a 3 km da cidade de Salgueiro, alto sertão de Pernambuco. O clima da área, segundo a classificação de Koppen corresponde a BSh'W, quente, mostrando segundo registros (Projeto Boa Vista, DNOCS, 1971, Quadro I) pequena variação na temperatura média mensal, sendo a mais alta no mês de janeiro, 28ºC e a mais baixa no mês de julho 23,2ºC. A evaporação total, medida no tanque classe "A", alcança uma média de 314 mm, no mês de dezembro e 152,9 mm no mês de abril. A precipitação média registrada no município durante 55 anos foi de 483,4 mm. O solo do local do ensaio é do tipo bruno não cálcio, pouco profundo, variando sua textura de franco arenoso. O pH em água foi de 7,8 a 8,0 e em KC1 6,9 a 7,0. A capacidade de troca de cátions, variou de 13,9 a 16,8 me/100g de solo e a condutividade elétrica do extrato de saturação expresso em EC x 10^3 mmhos, foi de 0,71. A tensão de umidade a 1/3 de atmosfera variou de 23 a 26 por cento e a 15 atmosferas de 9,8 a 13 por cento (Quadro II).

A experiência foi instalada em 31/10/1974, num pomar de citrus do cultivar de laranja baianinha, com espaçamento de 4m x 4m, já existente na propriedade há 09 anos e irrigadas por inundação em bacias com água de açude. No ensaio utilizou-se dois tratamentos com 42 plantas (21 em cada) sendo um irrigado por gotejo e o outro por inundação.

A adubação utilizada em cada tratamento foi de 630 kg de esterco de curral. O pomar onde se desenvolveu o ensaio não apresentava boas condições fitossanitárias. Foram feitas 03 pulverizações com folidol óleo, 02 com lebayeid e uma caiação com cupravit azul. A colheita foi iniciada em 29/04/75, prolongando-se até 20/10/75.

---

* Engenheiro Agrônomo, Assessor de Irrigação e Drenagem, ANCARPE, Belém do São Francisco – PE.

** Engenheiro Agrônomo, Assessor de Agricultura, ANCARPE, Salgueiro – PE.

*** Engenheiro Agrônomo, Assessor Regional, ANCARPE, Belém do São Francisco – PE. (Colaboração de Campo)

DADOS CLIMÁTICOS PARA A ÁREA DO ENSAIO – QUADRO I

MESES	TEMPERATURA	PRECIPITAÇÃO	EVAPORAÇÃO (Tanque Classe A)	
	OºC	(mm)	mm (Dia)	mm (Mês)
JANEIRO	28,0	74,4	7,5	233,3
FEVEREIRO	26,6	93,1	8,3	214,1
MARÇO	26,2	127,1	6,9	214,9
ABRIL	25,5	62,5	5,1	152,9
MAIO	24,4	21,3	6,1	190,2
JUNHO	23,2	10,2	5,2	156,4
JULHO	23,2	5,8	6,3	194,6
AGOSTO	24,0	3,0	8,1	243,8
SETEMBRO	25,0	2,4	8,9	275,0
OUTUBRO	27,0	10,9	9,0	278,6
NOVEMBRO	27,6	31,1	9,0	268,4
DEZEMBRO	27,6	31,1	10,1	314,1
TOTAL	–	483,4	–	2.754,3

Os tratamentos de irrigação foram considerados para se aplicar sempre a mesma quantidade de água, variando somente a freqüência e o tempo de irrigação. Todo o controle da irrigação foi feito pelo método gravimétrico. Durante o período ocorreu uma precipitação efetiva de 349 mm, diminuindo portanto, as irrigações normais.

Parte das instalações da irrigação por gotejo foram provenientes da Poliolefinas S/A. Indústria e Comércio com sede em São Paulo. De um modo geral, o sistema constitui-se de um reservatório elevado, abastecendo continuadamente um filtro de areia de nível constante de modo a apresentar sempre uma carga hidráulica de 5m (não foi utilizado aparelho fornecedor de fertilizante); uma linha de derivação 1 1/4" e linhas laterais de 3/4", localizando-se nesta última dois gotejadores por planta, espaçados de 02 m. Os gotejadores fornecidos pela Firma foram do tipo regulável de parafuso, e de cor branca. A descarga utilizada foi de 4 lph por gotejador e a freqüência de irrigação com intervalo de um dia (diário).

Para evitar a perda de água por evaporação superficial, foram abertos abaixo de cada gotejador, buracos de 15 cm em diâmetro por 60 cm de profundidade, introduzindo-se nos primeiros 20 cm latas de óleo furadas de 10 por 20 cm. (De Remer, 1973).

O cálculo da irrigação foi feito com base nos seguintes valores:

Vazão do gotejador – 4 1ph
Número de gotejadores por planta – 2
Área correspondente ao espaçamento da cultura – $16m^2$
Área para 01 gotejador – $8m^2$
Evaporação = Tanque Classe A (média mensal)
Fator de Cobertura K = 70%
Eficiência de Irrigação Ef = 90%
Fator de Consumo de água = 70%

O tempo de irrigação em horas por dia e volume de água em litros por árvore, por dia, estão calculados no quadro III.

TEMPO DE IRRIGAÇÃO E VOLUME DE ÁGUA APLICADO, PARA VALORES DO TANQUE CLASSE A – QUADRO III

MESES	EVAPORAÇÃO (mm/Dia)	TEMPO DE IRRIGAÇÃO (hora/dia)	VALOME D'ÁGUA (1/árvore/dia)
JANEIRO	7,5	8,2	65,3
FEVEREIRO	8,3	9,0	72,3
MARÇO	6,9	7,5	60,1
ABRIL	5,1	5,6	44,4
MAIO	6,1	6,6	53,1
JUNHO	5,2	5,7	45,3
JULHO	6,3	6,9	54,9
AGOSTO	8,1	8,8	70,6
SETEMBRO	8,9	9,7	77,5
OUTUBRO	9,0	9,8	78,4
NOVEMBRO	9,0	9,8	78,4
DEZEMBRO	10,1	11,0	88,0

Nos cálculos de irrigação por inundação, a eficiência foi estimada em 30%. A lâmina líquida foi de 41 mm, para uma profundidade efetiva de 60 cm, utilizando-se 40% da água disponível. Os intervalos de irrigação variaram de 8 a 16 dias.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

Os gotejadores do tipo regulável de parafuso, desajustam-se com facilidade, necessitando de mão-de-obra constante, tornando-se praticamente inviável sua utilização. Além disso, sua cor branca propicia obstruções devidas as algas que a luz faz crescer, sendo necessário pintá-los de preto.

As latas de óleo colocadas, apesar do baixo valor de aquisição, apresentam uma vida útil de apenas um ano, sendo preferida a utilização de canos plásticos.

Os dados preliminares registrados no quadro IV, foram tomados de 21 plantas de cada tratamento e extrapolados para u 01 ha. Os rendimentos obtidos com o gotejo comparados com o sistema de inundação foram superiores, tanto em peso, quanto em número. O período da colheita foi mais rápido, devido a uma maturação uniforme. Os frutos foram mais uniformes com melhor apresentação e sabor. Estes frutos, apesar de mais pesados, tiveram um diâmetro um pouco menor. Acredita-se que a redução do tamanho dos frutos foi devido principalmente a maior frutificação e a adubação deficiente (apenas esterco de curral), aplicada nos dois tratamentos.

DADOS PRELIMINARES DE CITRUS IRRIGADO POR GOTEJO E INUNDAÇÃO – PERÍODO NOV/74 A OUT/75 – QUADRO IV

ESPECIFICAÇÃO	MÉTODO DE GOTEJO	IRRIGAÇÃO/INUNDAÇÃO	%
Água aplicada em cm	111,2	333,6	67
Produção em cento/ha	5.027	2.742	83
Produção em kg/ha	62.837	31.990	96
Brix em %	10,8	10,4	0,04

A comercialização dos produtos foi efetuada na propriedade ao preco médio de Cr$ 10,00,o cento. O custo de implantação do sistema está orçado em Cr$ 8.300,00, quadro V.

Considerando-se os resultados obtidos e as condições em que foram realizadas o ensaio pode-se chegar as seguintes conclusões:

a) O investimento é pago no primeiro ano apenas com o aumento de produção (Cr$ 22.850,00);
b) A adubação efetuada no pomar e o estado fitossanitário do mesmo, talvez tenha influenciado a produção, especialmente no gotejo;
c) Para condições de água de açude, espera-se que o funcionamento do sistema seja bem satisfatório.

No quadro V, apresentamos o preço de venda para um conjunto de irrigação por gotejo com tubos de polietileno (Petrothene) para um ha, destinado a uma cultura com espaçamento de 4 m x 4 m com 02 gotejadores por planta.

PREÇOS DE VENDA FORNECIDOS PELA POLIOLEFINAS S/A INDÚSTRIA E COMÉRCIO – QUADRO V

MATERIAL POR Ha. APROXIMADO	VALOR EM Cr$
1.350 gotejadores	1.900,00
100 m de tubos de PE com 1"	450,00
50 m de tubos de PE com 2"	600,00
2.500 m de tubos de PE com 1/2"	3.750,00
Conexões, tee etc; 200 peças	600,00
Revestimento do reservatório (35 m^3) com lençóis de polietileno e dois filtros.	500,00
Montagem do conjunto	500,00

* Não estão incluídas despesas com transportes, IPI e escavações do reservatório.

BIBLIOGRAFIA CITADA

GOLDBERG D., SHMUELI M. 1974 – El riego por goteo un método para aumentar la producion agricola en condiciones adversas de suelos y agua salina (trabajo presentado, em la Conferencia Internacional de Tierras Aridas celebrada en 1969 en Tucson, Arizona). Agencia para el Desarrollo Internacional (AID). México, p. 2 - 7.

SOARES, Juracy Braga. 1973 – Irrigação por gotejamento, considerações básicas. Convênio MINTER/SUDENE/IICA. Petrolina, p.1.

GOLDBERG D., RINOT M. KARU. 1974 – Efecto de los intervalos en el riego por goteo, sobre la distribuicion y utilizacion de la humedad del suelo en viñedo. Agencia para el Desarrollo Internacional (AID). México, p. 8.

DEREMER, Dale. 1073 – Gotas de experiencia. El Surco Latino Americano, nº 1, p. 7.

DNOCS. 1971 – Projeto Boa Vista. Aproveitamento Hidro – Agrícola do Açudê Público Boa Vista. Recife.

GERMINAÇÃO DE ARROZ, FEIJÃO E MILHO EM SOLOS COM DIFERENTES CONCENTRAÇÕES DE SAIS SOLÚVEIS

Eduardo Antonio Gurgel *
José Ribamar Pereira **

INTRODUÇÃO

Quando são selecionadas espécies vegetais para serem cultivadas em solos salinos, deve-se ter em conta a tolerância das sementes aos sais durante a germinação, já que freqüentemente são obtidos rendimentos baixos devido a falhas consideráveis na população de plantas. Este problema se complica porque certas espécies muito tolerantes aos sais durante as últimas etapas do seu desenvolvimento, são extremamente sensíveis durante a germinação (4).

Parte dos solos do Projeto São Gonçalo, estão classificados como solos salino-sódicos. Em tais condições a germinação das sementes e desenvolvimento das plantas são afetadas, impedindo desta forma, que sejam obtidas produções agrícolas satisfatórias. A salinidade afeta a germinação das sementes principalmente sobre dois aspectos: efeito osmótico e toxidez. Quando o potencial osmótico da solução é mais baixo que o potencial osmótico das células, as sementes não absorvem água suficiente para que possam germinar (5). Paralelamente ao efeito osmótico, os sais solúveis podem ter efeito tóxico sobre as sementes em germinação.

De acordo com Prisco (3) é extremamente difícil delimitar estes efeitos, porque as plantas respondem simultaneamente aos dois. O mesmo autor, estudando os efeitos osmóticos e tóxicos da salinidade, sobre a germinação da semente do feijão, variedade "Red Kidney" encontrou que em solução de NaCl, com um potencial osmótico inferior a -12 bar a inibição da germinação era devido tanto aos efeitos tóxicos quanto osmóticos.

Um outro fator que pode afetar a germinação, é a aeração deficiente, condição normalmente encontrada nos solos salino-sódicos. Aceves-N, Stolzy e Mehuys (1) estudando o efeito combinado de pouco oxigênio e salinidade, sobre a germinação de uma variedade semi-anã de trigo mexicano, encontram uma correlação bastante significativa entre os dois efeitos. Segundo os autores, com 21% de O_2 no solo, uma completa germinação seria alcançada com um potencial osmótico de -6 bar. Com 5% de O_2 uma completa germinação só seria alcançada com um potencial osmótico de -2 bar e com 2% de oxigênio ou menos, nenhuma germinação deveria ocorrer.

Este experimento foi realizado com a finalidade de verificar o efeito da salinidade na germinação da semente de arroz, feijão e milho.

MATERIAL E MÉTODOS

Foram usadas neste estudo sobre germinação, sementes de arroz (**Oriza sativa L.**), var. Esav 36, milho (**Zea mays L.**), var. A.G. 152 e feijão (**Phaseolus vulgaris L.**), var. mulatinho. Antes de iniciar o experimento, foi feito teste de germinação em papel absorvente, e verificou-se um índice de germinação de 100% para as sementes das três espécies.

O estudo sobre a germinação foi efetuado em solos aluviais com diferentes concentrações de sais solúveis e sódio trocável (Tabela 1). As sementes foram colocadas para germinar em bandejas contendo 2 kg de solo. Foi adotado um delineamento inteiramente casualizado com três repetições, para cada cultura. Foram utilizadas 45 sementes de cada espécie para cada tratamento, que correspondem aos 6 tipos de solos utilizados no experimento.

Os solos foram mantidos com um teor de umidade correspondente a uma tensão de 1/3 bar. As bandejas eram pesadas duas vezes por dia, a diferença em peso correspondia a quantidade de água que recebiam. A duração do experimento foi de 11 dias. Após esse período foi efetuada a contagem das sementes que germinaram. Só foram consideradas sementes germinadas quando o hipocótilo apareceu na superfície do solo. As sementes que apenas emitiram radículas foram consideradas emergentes. Também foi observado o número de dias para as sementes germinarem, nos vários tratamentos, assim como, a altura das plantas no final do experimento.

A condutividade elétrica do extrato de saturação, pH, análise do extrato para cálcio, magnésio e sódio foram realizados de acordo com os métodos descritos em U.S. Salinity Laboratory Staff (4). Percentagem de sódio e potencial osmótico foram obtidos indiretamente através dos dados das análises do extrato (4).

* Engº Agrº da 5ª Agência da Superintendência do Vale do São Francisco, Petrolina, PE.
** Engº Agrº M.S., Responsável pelo Laboratório de Solos da SUDENE, Petrolina, PE.

Tabela 1. Resultado da análise do extrato de saturação

1	7.1	0,58	10,0	3,25	1,45	3,28
2	8,4	2,20	7,5	27,75	14,22	16,35
3	8,5	3,20	6,0	39,25	22,66	24,33
4	8,8	5,20	6,6	71,50	39,35	36,21
5	9,0	8,50	7,5	124,00	64,03	48,07
6	9,1	11,00	7,5	153,00	79,13	53,58

RESULTADO E DISCUSSÃO

A percentagem de germinação e de emergência estão apresentados na Tabela 2. Pode-se observar que houve um nítido decréscimo na percentagem de germinação e emergência, à medida que o potencial osmótico decresceu. As sementes de feijão não germinaram quando o potencial osmótico do solo foi inferior a -3,80 bar. No caso do milho e arroz, as sementes germinaram em todos os tratamentos, muito embora tenham apresentado uma redução na germinação, à medida que o potencial osmótico do solo decresceu.

Na Figura 1, são mostradas as equações de regressão entre a percentagem de germinação das sementes e a condutividade elétrica do extrato de saturação dos vários solos utilizados no experimento, o valor r obtido foi significante ao nível de 1% para o arroz e 5% para o milho. Não foi possível calcular a equação de regressão para o feijão, porque não houve germinação para os tratamentos com mais de 5,20 mmhos/cm. Desta forma, o número de pontos para se estabelecer uma equação de regressão mostraram-se insuficientes.

Na Figura 2, são mostradas a percentagem de emergência e germinação conjuntamente. Pode-se observar uma situação semelhante a verificada com a germinação isoladamente.

Na Figura 3, pode ser observada uma nítida redução na altura das plantas à medida que a concentração de sais no solo aumentava. O sódio em solução poderá ter sido o responsável por esse atrofiamento. LaHaye (2) conduzindo um experimento com feijão em uma solução de NaCl 0,05 molar não encontrou nenhuma alteração no desenvolvimento da planta, desde que a solução contivesse pelo menos 0,001 mol. de cálcio por litro; mas em concentrações mais baixas de cálcio, houve um retardamento no desenvolvimento da planta. Pela análise do extrato dos solos, usados neste experimento (Tabela 1), verifica-se que o cálcio existente no mesmo, não deve ter contrabalanceado a ação tóxica do sódio.

Na Tabela 3 nota-se que o período de germinação das sementes aumentou proporcionalmente à salinidade do solo. No início, com maior concentração salina, a semente do arroz germinou após sete dias, o feijão não germinou, e o milho levou seis dias para germinar. No solo com menor concentração de sal as sementes de arroz e milho germinaram após quatro dias e as de feijão após três dias.

Em função dos resultados obtidos neste experimento, pode-se concluir que a germinação foi nitidamente influenciada pelas características químicas do solo. A salinidade deve ter sido o principal fator limitante, contudo o sódio trocável pode também ter exercido uma influência neste processo, principalmente em relação ao desenvolvimento das plântulas. Trabalhos experimentais deverão ser conduzidos posteriormente com a finalidade de estudar todos os possíveis efeitos sobre a germinação e desenvolvimento destas culturas nestes solos.

Tabela 2. Percentagem de germinação e emergência em função do potencial osmótico do solo.

Solo	P.O.	GERMINAÇÃO (%)			EMERG. + GERMIN. (%)		
	Bar	Arroz	Milho	Feijão	Arroz	Milho	Feijão
1	− 0,42	100	94	91	100	94	91
2	− 1,61	76	63	29	93	84	58
3	− 2,34	74	64	24	87	86	53
4	− 3,80	68	71	0	83	86	30
5	− 6,20	30	49	0	75	84	0
6	− 8,03	21	34	0	70	81	0

Tabela 3. Período de germinação do arroz, milho e feijão em função da concentração de sais solúveis.

CE 25ºC	PERÍODO DE GERMINAÇÃO (DIAS)		
mmhos/cm	Arroz	Milho	Feijão
0,58	4	4	3
2,20	5	5	5
3,20	5	5	5
5,20	5	5	–
8,50	7	6	–
11,00	7	6	–

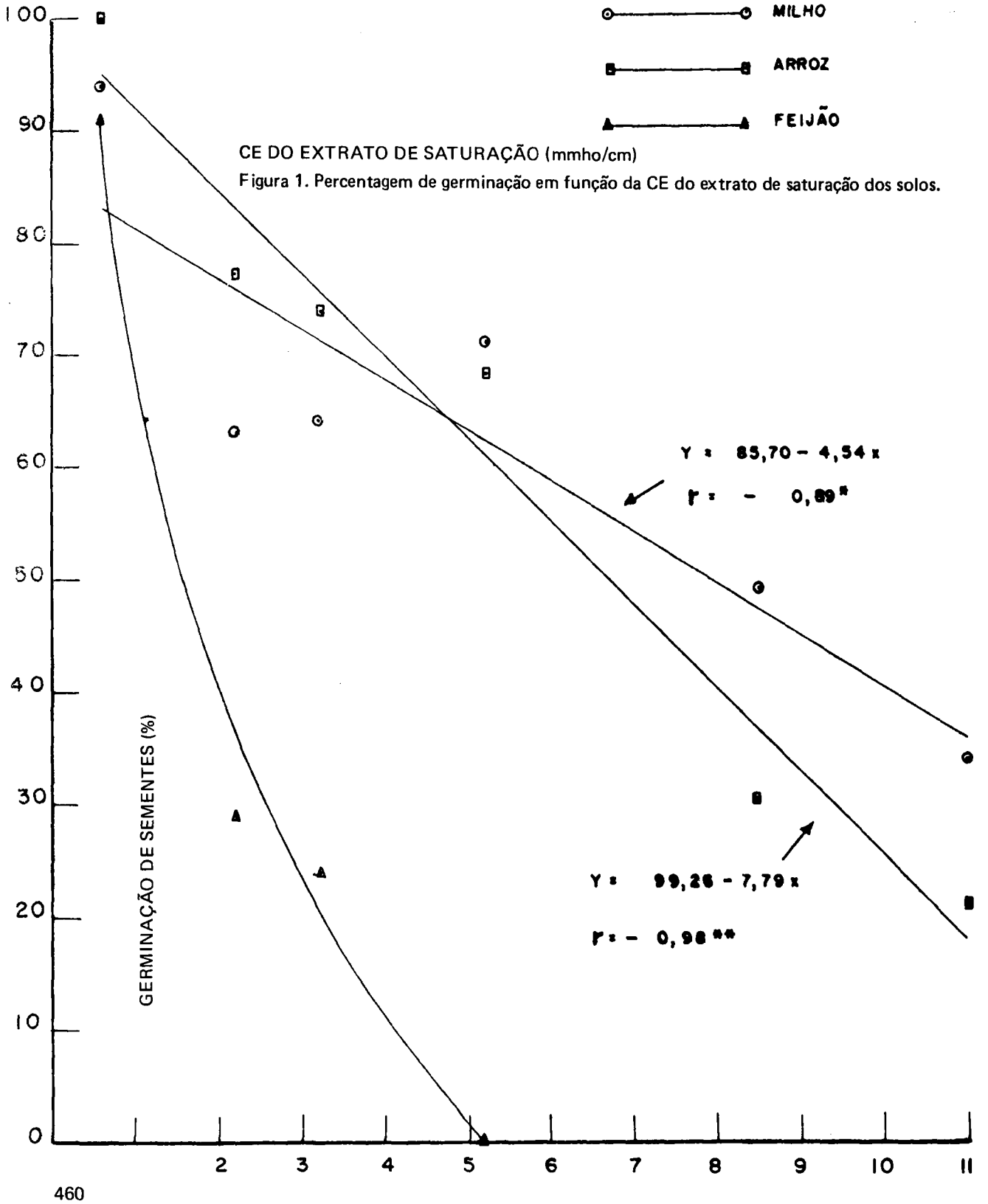


Figura 1. Percentagem de germinação em função da CE do extrato de saturação dos solos.

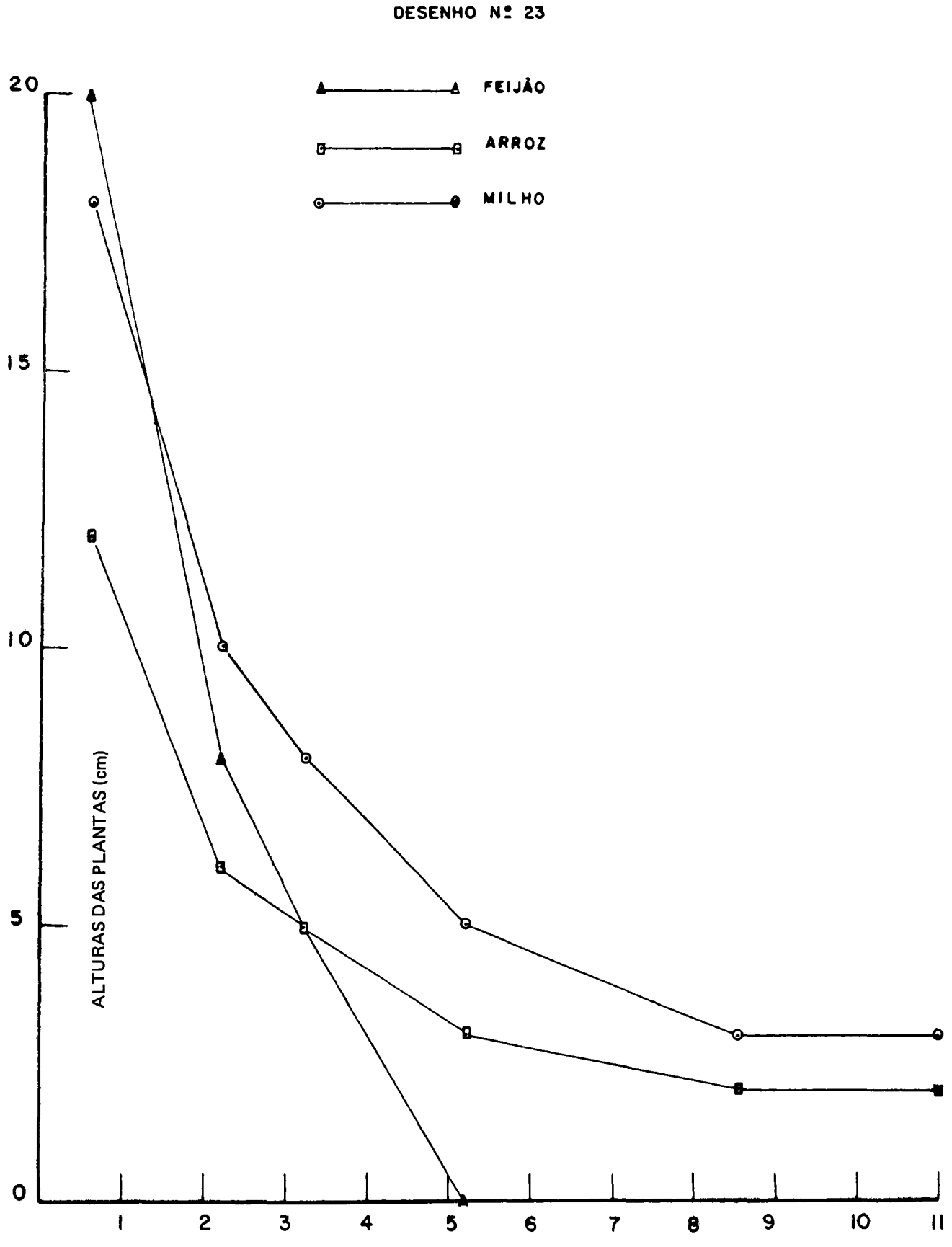


Figura 2. Altura das plantas em função da CE do extrato de saturação dos solos.

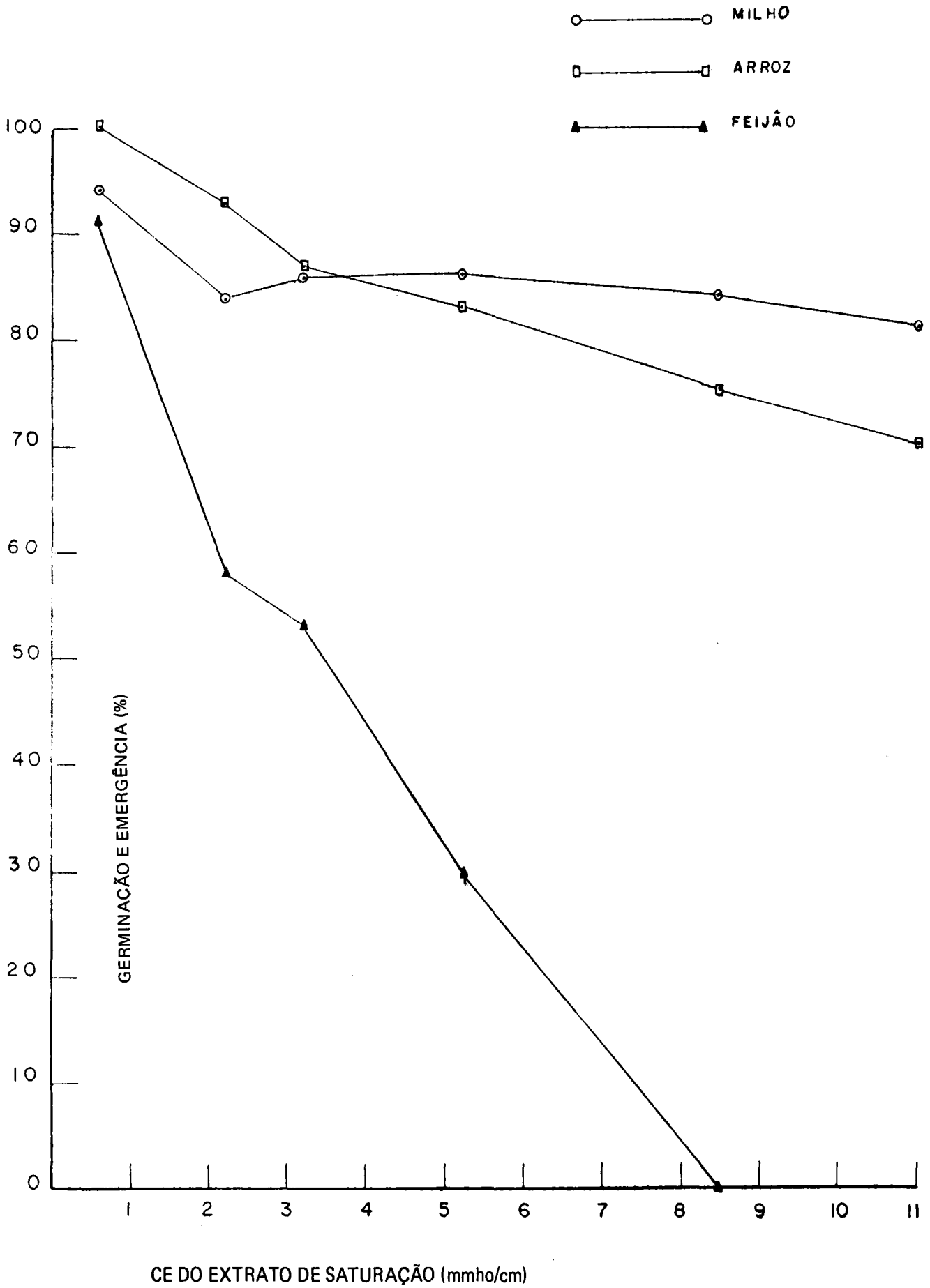


Figura 3. Germinação e Emergência das plantas em função da CE do extrato de saturação dos solos.

EFICIÊNCIA DE DIFERENTES FONTES E EFEITOS RESIDUAL DE FÓSFORO NA PRODUÇÃO DE A EM ALFAFA EM UM VERTISSOLO IRRIGADO.

José Ribamar Pereira*
Lúcio O. Bastos d'Oliveira**

INTRODUÇÃO

A eficiência dos diferentes fertilizantes fosfatados, em suprir as necessidades das plantas cultivadas em fósforo, depende de vários fatores, tais como: características física e química do fertilizante, quantidade de fósforo aplicado, características genéticas da planta, reação do solo, teor e natureza dos cátions trocáveis, teor de matéria orgânica, e método de aplicação (1, 8, 10, 12). A ação isolada destes fatores ou a interação deles determinam o grau de eficiência dos fertilizantes fosfatados no incremento da produção.

Em solos calcáreos, a imobilização de formas solúveis de fósforo adicionado ao solo ocorre com relativa intensidade e rapidez, devido principalmente aos compostos carbonatados e a um alto teor de cálcio trocável no solo (8, 12). Os fertilizantes fosfatados contendo fósforo solúvel quando colocados nestes solos, parte do fósforo é assimilado pela cultura, uma outra parte reage com os compostos carbonatados e com o cálcio rocável e em solução, formando compostos fosfatados não assimiláveis pelas plantas, e uma terceira fração permanece no solo em condições de ser utilizado por outra cultura que venha a ser instalada logo após a colheita anterior (1,10). No caso do fosfato de rocha, termofosfato ou outro fertilizante de baixa solubilidade, a eficiência em solos calcários, é muito baixa, pelo fato de não haver condições para solubilização do fósforo (1, 6, 8, 12).

Em trabalhos experimentais, nos vertissolos do Médio São Francisco, vem sendo usado indistintamente, tanto o superfosfato simples em pó, como o superfosfato triplo granulado, sem entretanto, ser considerado a eficiência comparada e o efeito residual destas duas fontes de fósforo.

Em face de possíveis problemas relacionados com o comportamento do fósforo nos vertissolos do Sub-Médio São Francisco, foi realizado este trabalho com a finalidade de avaliar a eficiência de três fontes de fósforo, em diferentes níveis para a cultura de alfafa (Medicago sativa L.), o efeito residual, e a correlação existente entre as produções obtidas e os teores de fósforo extraído do solo por três diferentes métodos.

MATERIAIS E MÉTODOS

Este experimento foi realizado em um vertissolo da Estação Experimental de Mandacaru, pertencente à Superintendência do Vale do São Francisco (SUVALE), localizada em Juazeiro-Bahia.

Os vertissolos do Submédio São Francisco estão localizados no Norte do Estado da Bahia e representam 40% dos solos irrigáveis da região. Algumas das características físicas e químicas do solo constam da Tabela 1. O clima local de acordo com Hargreaves (4) é muito árido e de acordo com a classificação de Koeppen é Bsh'W semi-árido quente. Segundo relatório da FAO/PNUD (3) a temperatura durante o ano varia de 23 a 28oC, sendo os meses mais quentes outubro e novembro e os mais frios junho e julho, a precipitação média anual é de 443 mm distribuída irregularmente de novembro a abril.

Os tratamentos consistiram de quatro níveis de fósforo: 0, 80, 160 e 240 kg/ha de P_2O_5, nas formas de superfosfato simples em pó, superfosfato triplo granulado e termofosfato em pó com 20%, 43% e 30% de P_2O_5 respectivamente, em um delineamento em blocos ao acaso com três repetições.

O fósforo, em seus diferentes níveis, foi colocado no solo a lanço antes da semeadura, sendo depois incorporado ao solo. As parcelas tinham uma área de 4,80 m^2 (3,0 x 1,6 m) e receberam 30 kg/ha de nitrogênio na forma de sulfato de amônio, na época. Além disso, 10 dias após cada colheita as plantas recebiam uma aplicação de solução de uréia a 0,5%, na base de 5 kg/ha de nitrogênio.

A irrigação foi feita sempre que 50% de umidade disponível nos primeiros 30 cm tinha sido evapotranspirada, o controle era feito utilizando-se método gravimétrico. A semeadura foi feita a lanço à razão de 30 kg/ha de sementes, após a incorporação dos fertilizantes.

---

* Engenheiro Agrônomo, M. Sc. Responsável pelo Laboratório de Solos e Águas da SUDENE. Petrolina – PE.
** Engenheiro Agrônomo, Chefe da Estação Experimental de Mandacaru, SUVALE. Juazeiro - BA.

TABELA 1 – PROPRIEDADES FÍSICAS E QUÍMICAS DO SOLO DA ÁREA DO EXPERIMENTO.

Prof.	pH(H_2O)	CE_e	Ca^{++}	Mg^{++}	Na^{+}	K^{+}
cm	1:1	mmhos/cm	me/100 g de solo			
0-30	8,0	0,32	27,3	6,8	0,18	0,34
30-60	8,1	0,35	27,5	7,6	0,20	0,26
60-90	8,1	0,41	26,1	6,3	0,37	0,18

P	N	M.O.	$CO_3^{=}$	Arg.	Silt	UMIDADE Ar.	0,3atm	15atm
ppm	%	%	%	%	%	%	%	%
1,7	0,04	0,94	3,3	63	12	25	30,2	17,4
1,5	0,04	0,80	4,0	60	13	27	31,5	17,8
1,6	0,04	0,62	4,3	61	13	26	32,2	18,1

O experimento foi iniciado em 04.01.73 e concluido em 27.04.74. Foram feitos 11 cortes, o primeiro a 112 dias após o plantio e os demais espaçados de 28 a 31 dias, isto sempre que cerca de 10% das plantas apresentavam floradas. Após cada corte era retirado uma amostra do material para determinação da matéria seca em estufa a 70oC. Os resultados do 2º e 8º cortes não foram considerados em vista do aparecimento de fungo e falta de umidade durante o 2º e 8º períodos vegetativos respectivamente. Estes fatores apesar de terem sido controlados afetaram de certo modo o desenvolvimento das plantas.

Antes da semeadura e após o 4º, 8º e 10º cortes foi coletado amostras de solo à profundidade de 20 cm de todas as parcelas, para determinação dos teores de fósforo. O fósforo foi extraído do solo por três diferentes métodos: Bray nº 2 (2), Mehlich (7), e Olsen (7), sendo a redução do fósforo feita com ácido ascórbico segundo John (5).

RESULTADOS E DISCUSSÃO

O efeito de três fontes de fósforo, superfosfato simples, superfosfato triplo e termofosfato em diferentes níveis, sobre a produção da matéria seca de alfafa durante um período de 14 meses consta na Tabela 2. Para todos os cortes foi observado um aumento significativo da produção para os tratamentos com superfosfato simples e triplo, contudo, no caso dos tratamentos com termofosfato, apesar do teor de fósforo no solo extraído pelos reagentes de Bray nº 2, Mehlich e Olsen ser muito baixo, menor do que 2 ppm (Tabela I), não houve para nenhum dos níveis de fósforo aplicado sob esta forma, um aumento da produção em relação à testemunha.

Em todos os cortes foi verificado um incremento da produção em função das doses crescentes de fósforo, aplicado nas formas de superfosfato simples e triplo, muito embora as diferenças entre dois níveis subseqüentes em alguns casos não tenha sido significativas ao nível de 5% de probabilidade. Isto ocorreu principalmente nos primeiros cortes e entre os tratamentos correspondentes a 160 e 240 kg/ha de P_2O_5.

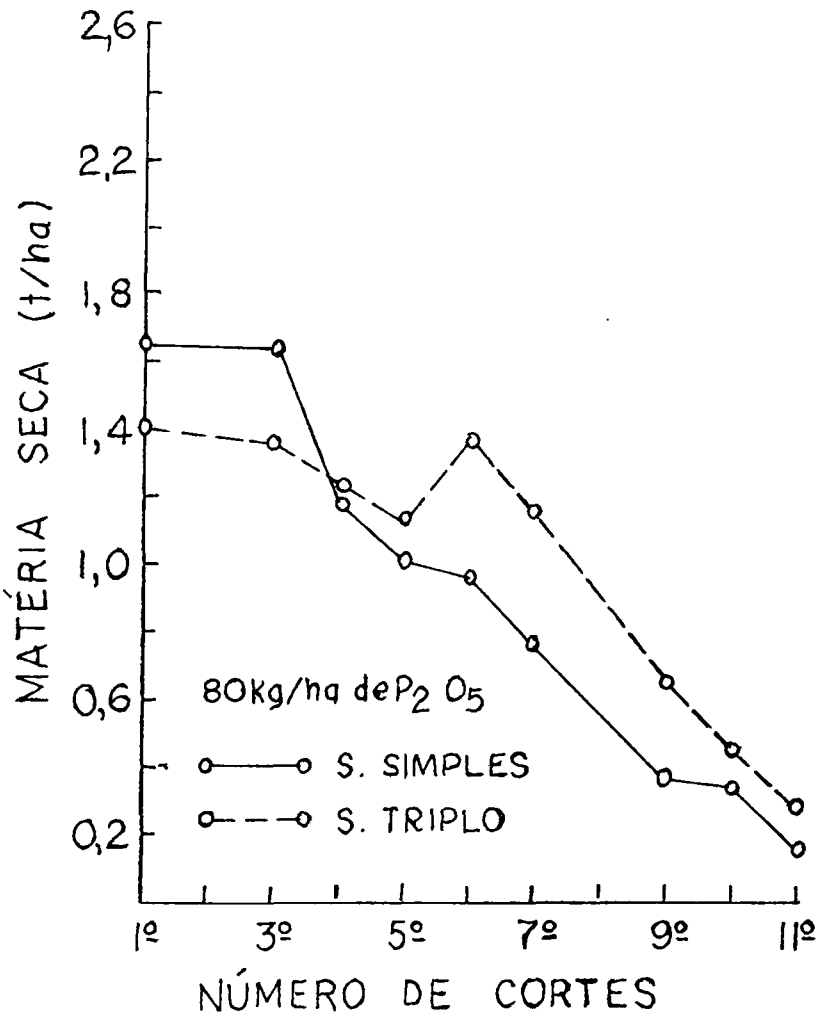
Comparando-se a eficiência dos superfosfatos simples e triplo em diferentes níveis no incremento da matéria seca de alfafa (Figura 1) nota-se, que, para uma mesma quantidade de fósforo usado foi observado uma maior produção nos tratamentos com superfosfato simples para os primeiros cortes, contudo as diferenças nem sempre foram significativas. A partir do 5º corte as produções revelaram que houve uma inversão em relação aos resultados dos cortes anteriores, ou seja, o fósforo aplicado na forma de superfosfato triplo passou a ser mais eficente.

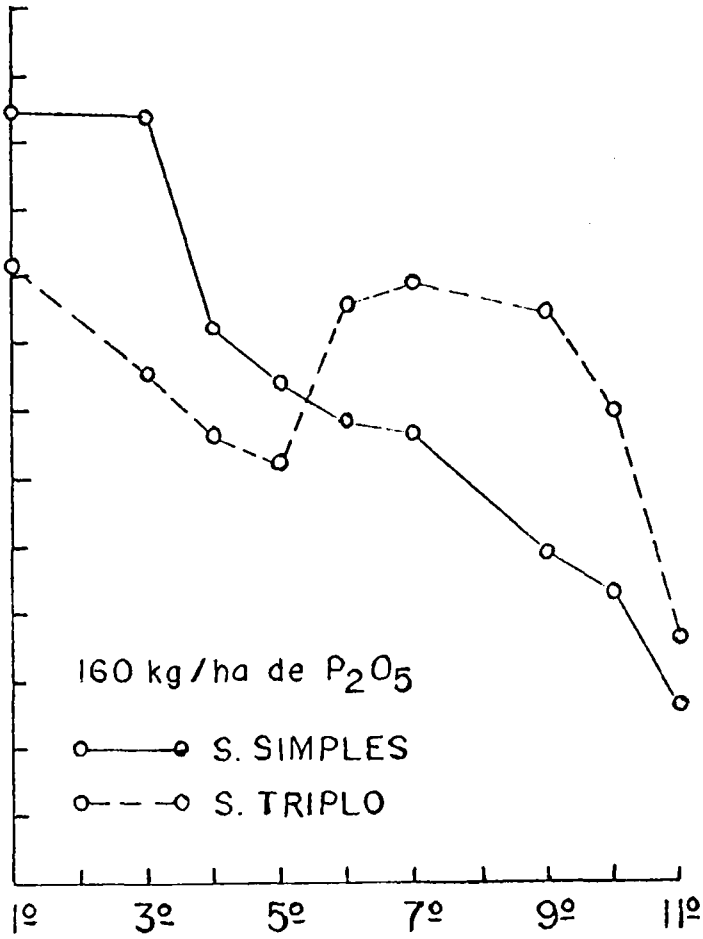
Com relação ao efeito residual das três fontes de fósforo foi observado através dos pesos de matéria seca de alfafa, que no início houve um maior efeito de superfosfato simples, contudo os resultados dos últimos cortes indicam que o efeito residual do superfosfato triplo foi maior do que o do superfosfato simples. A provável razão

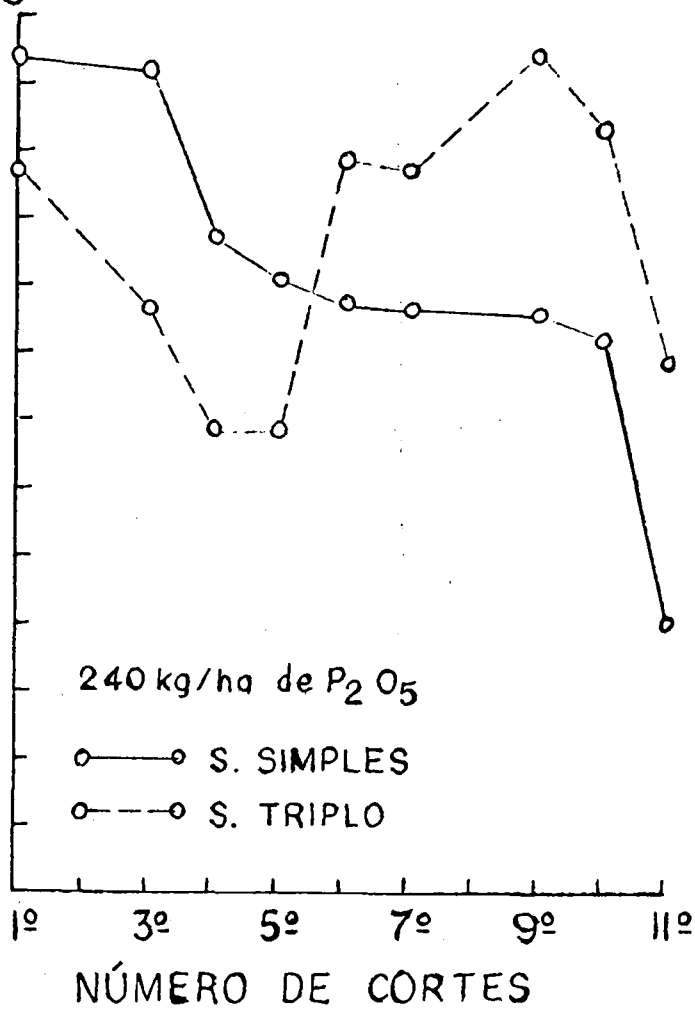
da maior eficiência relativa do superfosfato simples em pó nos primeiros cortes foi devido ao fato deste fertilizante ter proporcionado uma maior quantidade de fósforo na solução do solo, e consequentemente uma maior disponibilidade para as plantas do que o superfosfato triplo granulado. Com o decorrer, do tempo, ou seja, a partir do 5º corte ocorreu uma inversão, o superfosfato triplo granulado passou a ter uma maior eficiência em relação ao superfosfato simples em pó, isto talvez devido a uma maior e contínua imobilização do fósforo na forma de superfosfato simples em pó, em consequência de uma maior área de contato entre o fósforo solúvel e os agentes responsáveis pela fixação desse elemento no solo, o mesmo não deve ter ocorrido com o superfosfato triplo granulado devido a solubilidade controlada deste fertilizante.

O termofosfato, de acordo com os dados obtidos, não foi em nenhum dos níveis aplicado e em nenhum período, suficiente para incrementar a produção de alfafa, isto revela que o fósforo permaneceu no solo durante todo o período do experimento sem que as plantas-pudessem utilizá-lo, resultados semelhantes tem sido encontrado por diversos pesquisadores (9). A razão da não eficiência do termofosfato foi provavelmente consequência de que em solos calcários a solubridade desta fonte de fósforo é muito baixa, sendo coparada com o fósfato de rocha (1, 8, 9).

Os vertissolos do Médio São Francisco apresentam características (Tabela 1), para a imobilização do fósforo quando aplicado na forma solúvel tais como a presença de carbonatos livres e um alto teor de cálcio trocável (1, 8, 12). De acordo com os dados obtidos neste experimento, a velocidade em que ocorre as reações de fixação e o teor de fósforo fixado, está condicionado à quantidade deste elemento adicionado ao solo e à granulometria do fertilizante (8). Assim, no início houve mais fósforo à disposição das plantas nos tratamentos com sûperfosfato simples em pó do que nos tratamentos com superfosfato triplo granuiado. Contudo, do 6º corte em diante houve uma maior eficiência relativa do superfosfato triplo. No caso do superfosfato simples ocorreu um decréscimo contínuo na produção. A relação entre as produções do 1º e 11º cortes, se bem que as diferenças entre o 1º e 3º cortes tenham sido muito pequenas foram as seguintes: 10.6, 4.4. e 3.0 para os níveis correspondentes a 80, 160 e 240 kg/ha de P_2O_5, respectivamente, para o superfosfato tripo a relação entre as produções do 1º e 11º cortes foram as seguintes: 5.2, 2.5 e 1.4 para 80, 160 e 240 kg/ha de P_2O_5 respectivamente, contudo nos cortes intermediários houve uma queda até o 5º corte, no 6º corte ocorreu um aumento de produção para todos os níveis de fósforo aplicado, sendo que nos tratamentos que receberam 160 e 240 kg/ha de P_2O_5, as produções continuaram aumentando até o 9º corte.




160 kg/ha de P_2O_5
S. SIMPLES
S. TRIPLO
1º
3º
5º
7º
9º
11º
NÚMERO DE CORTES


240 kg/ha de P_2O_5
S. SIMPLES
S. TRIPLO
1º
3º
5º
7º
9º
11º
NÚMERO DE CORTES

Em função dos dados obtidos e da discussão anterior, é possível concluir que houve uma imobilização de parte do fósforo adicionado ao solo, devendo ter ocorrido de maneira mais rápida quando aplicado na forma de superfosfato simples, por razões já expostas (8). No caso do superfosfato triplo granulado, a imobilização foi bem mais lenta, mas no cômputo geral, foi praticamente idêntica à do fósforo na forma de superfosfato simples, como pode ser visto através da média dos resultados de produção de matéria seca de alfafa (Tabela 2).

Com relação à eficiência relativa destas duas fontes de fósforo (Figura 1), o superfosfato simples apresentou mais vantagem para os primeiros cortes, devido a sua forma de pó, ensejando uma maior concentração de fósforo na solução do solo, contudo com o tempo ocorreu uma reação entre o fósforo e os componentes do solo decrescendo assim, a quantidade deste elemento para as plantas. No caso do superfosfato, a liberação de fósforo para a solução do solo, foi feita de maneira mais lenta, daí a razão da produção de matéria seca nos primeiros cortes ter sido mais baixa em relação aos tratamentos com superfosfato simples. Analisando a média dos nove cortes, nota-se que apesar da maior eficiência do superfosfato simples nos primeiros cortes e do superfosfato triplo nos últimos cortes, as diferenças entre os resultados dos tratamentos considerando o mesmo nível de fósforo aplicado, foi praticamente o mesmo, apesar de uma leve superioridade do superfosfato triplo.

Considerando-se as quantidades de fósforo extraídas pelos três diferentes métodos (Tabela 3), foi encontrado para todos os tratamentos, que os extratores de Mehlich e Bray nº 2, removeram mais fósforo do que o exterior de Olsen, isto devido a uma maior ação dos ácidos sobre os compostos fosfatados contendo cálcio (11). No caso dos tratamentos com termofosfato, as quantidades de fósforo extraídas pelos métodos de Mehlich e Bray nº 2 foram mais altas do que nos tratamentos com superfosfato simples e triplo, em decorrência provavelmente da insolubilidade deste fertilizante em solos calcários (8) e conseqüentemente a não-utilização do fósforo pelas plantas, conforme pode ser visto através dos dados de produção (Tabela 2), contudo com o extrator de Olsen ocorreu o contrário por razões expostas anteriormente (11). Nota-se ainda um aumento dos teores de fósforo em função das quantidades aplicadas, mas não na mesma proporção.

Na Figura 2, constam os coeficientes de correlação simples e as equações de regressão entre as quantidades de fósforo removidos pelos extratores, em amostras de solos coletadas, antes do 5º, 9º e 11º período vegetativo, nos tratamentos com fosfato solúvel, e as produções obtidas.

As produções de matéria seca nos três cortes correlacionaram significativamente ao nível de 1% com as quantidades de fósforo removidos pelos três métodos. Os valores de r obtidos foram os seguintes: 0,755, 0,677 e 0,649 para os extratores de Olsen, Mehlich e Bray nº 2, respectivamente. De acordo com estes resultados a melhor correlação foi obtida com o extrator de Olsen, resultados semelhantes foram obtidos por diversos pesquisadores, citados por Thomas e Peaslee (11). Devido a estreita faixa entre os valores mínimos e máximos de fósforo removido do solo, as equações de regressão tem um valor relativo em predizer as produções que seriam obtidas em função dos teores de fósforo extraído pelos três métodos, isto principalmente em relação ao extrator de Olsen, apesar de ter dado uma correlação mais alta. Em razão disso devem ser conduzidos ensaios visando avaliar de maneira mais detalhada e usando uma outra metodologia as relações entre os métodos de extração de fósforo do solo e as produções obtidas.

Tabela 3 – Quantidade de fósforos do solo extraído por três diferentes extratores: Bray nº 2, Mehlich e Olsen, em diferentes períodos do experimento.

Fonte de P	P_2O_5 kg/ha	Bray nº 2		
		01.08.73	01.12.73	03.03.73
	0	1,66	1,72	1,92
SS	80	1,70	2,20	2,96
	160	2,08	2,42	4,55
	240	5,56	4,75	5,56
ST	80	2,01	2,96	3,03
	160	4,53	3,79	4,10
	240	4,80	7,02	8,14
TERM	80	3,70	7,56	13,52
	160	6,39	6,80	13,14
	240	22,50	17,38	18,50

SS = Superfosfato; ST = Superfosfato triplo;

Mehlich			Olsen		
01.08.73	01.12.73	03.03.74	01.08.73	01.12.73	03.03.74
ppm					
2,67	2,72	2,58	1,12	1,69	1,43
2,85	3,65	3,23	1,56	1,98	1,53
3,46	3,98	5,34	1,79	1,92	1,72
8,45	6,03	7,84	3,39	2,69	2,17
2,80	3,65	3,78	2,01	1,95	1,62
5,76	4,20	4,42	3,55	2,01	1,79
6,62	8,13	8,91	3,94	4,38	2,40
4,77	7,74	12,11	1,44	1,15	1,53
9,66	6,65	1 4,62	1,31	1,15	1,51
32,28	17,50	18,48	1,63	1,31	1,88

TERM = Termosfato

BIBLIOGRAFIA

1. BLACK, C. A. Soil-Plant Relationship. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1968. pp. 558-653.

2. BRAY, R. H. e L. T. KURTZ. Determination of total, organic and avaliable forms of phosphate in soils. Soil Science 59:39-45. 1945.

3. FAO/PNUD. Survey of the São Francisco River Basin (Brazil). III water and power resources, irrigation requirement and drainage. Rome, FAO/PNUD. 1964. 95 p.

4. HARGREAVES, GEORGE H. Climate zoning for agricultural production in Northeast Brazil. Logan, Utah State University. 1974. 6 p.

5. JOHN, MATT K. Colorimetric determination of phosphorum in soil and plant materials with ascorbic acid. Science 109:214-220. 1970.

6. KILMER, J. VICTOR e JOHN WEBB. Effectiviness of different fertilizers. In Nelson, L. B. et. al., eds. Changing patterns in fertilizer use. Madison, Soil Sci. Soc. Amer., Inc. 1968. pp. 33-66.

7. OLSEN, R. S. e L. A. DEAN. Phosphorus. In C. A. Black et al., eds. Methods of soil analysis. Part 2. Chemical and microbiological properties. Madison, America Society of Agronomy. 1965. pp. 1035-1049.

8. OLSEN, R. STERLING e A. A. FLOWERDAY. Fertilizer phosphorus interactions in alkaline soils. In Olson R. A. et al., eds. Fertilizer technology and use. Madison, Soil Sci. Soc. Amer., Inc. 1971. pp. 153-180.

9. PHILLIPS, A. B. e JOHN R. WEBB. Production, marketing and use of phosphorus fertilizers. In Olson, R. A. et al., eds. Fertilizers technology and use. Madison, Soil Sci. Amer. Inc. 1971. pp. 271-302.

10. RUSSEL, E. JOHN e E. WALTER RUSSEL. Las condiciones del suelo y el desarrolo de las plantas. Madrid, Aguillar, S.A. de Ediciones. 1954. pp. 509-580.

11. THOMAS, W. G. e DOYLE E. PEASLEE. Testing soil for phosphorus. In Walsh, L. M. e James D. Beaton, eds. Soil testing and plant analysis. Madison, Soil Science Society of America, Inc. 1973. pp. 115-132.

12. TISDALE, SAMUEL L. e WERNER L. NELSON. Soil Fertilizer and Fertilizers. The Macmillan Co. 1966. 194-253.

INTERAÇÃO ENTRE UMIDADE DE SOLO, NITROGÊNIO E DENSIDDE DE POPULAÇÃO NA PRODUÇÃO DE TOMATES.

Francisco Ganzer Neto*
Moacir Alves de Souza*
Francisco de Souza**
Don C. Kidman***
Regina F. Mello Nunes*

A finalidade deste trabalho foi estudar os efeitos de quatro níveis de umidade de solo, quatro níveis de fertilização, nitrogenada e três densidades de população de plantas na produção de tomate.

O experimento foi conduzido na Estação Experimental do Projeto de Irrigação Bebedouro da SUVALE, atual CODEVASF, distante 45 km de Petrolina – Pernambuco.

Os solos desta estação são latossolos, originários de depósitos ferralíticos, de textura argilo-arenosa, permeáveis, com profundidade acima de 80 cm, de baixa fertilidade e de cor amarelo-avermelhado.

O delineamento experimental utilizado foi o de parcelas sub-subdivididas (split split plot) em blocos completamente casualizados, com três repetições.

As parcelas receberam os tratamentos de umidade, os quais constaram do seguinte:

Tratamentos – Umidade:

1 – Irrigava quando 25% da umidade disponível do solo tinha sido consumida.

2 – Irrigava quando 50% da umidde do solo tinha sido consumida.

3 – Irrigava quando 75% da umidade disponível do solo tinha sido consumida.

4 – Irrigava quando a umidade do solo aproximava do ponto de emurchamento permanente (quando quase 100% da umidade do solo disponível tinha sido consumida).

A determinação da umidade do solo foi feita por método gravimétrico-padrão.

Nas sub parcelas ficaram os tratamentos de densidades de população de plantas:

Tratamentos – Umidade

a – 32.000 plantas/ha
b – 16.000 plantas/ha
c – 8.000 plantas/ha

As sub-subparcelas receberam os quatro níveis de Nitrogênio, aplicado em forma de Uréia:

Tratamentos – Nitrogênio

V – 37.5 kg/ha
X – 75.0 Kg/ha
Y – 125.0 Kg/ha
Z – 175.0 Kg/ha

No experimento utilizou-se a variedade de tomate Rossol.

Os resultados do experimento estão agora sendo analisados para determinar a produção de tomate quando afetada por umidade, densidade de população de planta, fertilização nitrogenada e a possível interação envolvida. As funções da produção serão determinadas.

* Engos Agros – Centro de Pesquisa Agropecuária do Trópico Semi-Árido/EMBRAPA.
** Engo Agro. M. S. Especialista em Irrigação, CTSA/EMBRAPA.
*** Engo Agro, M. S. Especialista em Agronomia, USU/USAID/EMBRAPA.

COMPORTAMENTO DA CULTURA DO MORANGO IRRIGADO POR GOTEJO E COM COBERTURA DE PLÁSTICO

Antonio Fernando Olitta*
Keigo Minami**

RESUMO

Um experimento de irrigação por gotejo em cultura de morango foi realizado no Campo Experimental do Departamento de Agricultura e Horticultura da Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz", Piracicaba, São Paulo.

Foram utilizados 10 canteiros de 25 m de comprimento, num espaçamento de cultivo de 0,30 x 0,40 m, com 3 linhas de plantas por canteiro. Adotou-se o sistema de irrigação por gotejo CIPLA, com gotejadores de vazão regulável, fornecendo em média 2 lph cada um, sob uma carga hidráulica constante de 4,5 m.c.a. Os canteiros foram cobertos com lençol plástico de cor preta, com excessão de dois, em que a cobertura foi serragem de madeira e solo nu, respectivamente.

O manejo da irrigação conduziu a diferentes freqüências de irrigação por gotejo (1,2 e 3 dias), controladas pela evaporação de tanque classe A. O tratamento testemunha foi irrigado pelo método de sulcos sempre que necessário.

Os resultados mostraram uma maior produção e melhor desenvolvimento das plantas na irrigação por gotejo, salientando-se a frequência de irrigação e equivalente a 3 dias como a melhor produção. Na comparação dos diversos tipos de cobertura do solo, o melhor resultado foi com o lençol plástico.

* Prof. Assist. Dr. do Deptº de Engenharia Rural/ESALQ/USP.
** Prof. Assist. Dr. do Deptº de Agric. e Horticultura/ESALQ/USP.

EFEITOS DA IRRIGAÇÃO E ADUBAÇÃO SOBRE POMAR DE LARANJA PERA, NA BAIXADA FLUMINENSE

Evandro Ferraz Duarte*
Renato Luiz Pereira de Souza**
Helio de Oliveira Vasconcelos***
e Dirce Pinto de Souza Britto****

COMUNICAÇÃO

Experimentos de irrigação foram conduzidos a partir do ano agrícola 1969/70, num pomar situado em solo hidromórfico cinzento, da série "Ecologia", na Baixada Fluminense, Estado do Rio de Janeiro, procurando-se estudar os possíveis efeitos da prática irrigatória, realizada apenas durante os meses de inverno, isoladamente e associada a um programa de adubação, sobre o comportamento do cultivar laranja Pera, de grande interesse regional.

O esquema experimental empregado foi o inteiramente casualizado, com dez repetições, e o sistema de irrigação, o de aspersão sob copa. As suplementações de água ao solo variarem de 50 a 150 mm por estação de rega.

Nos primeiros 3 anos de investigação, verificou-se que, a irrigação não exerceu influência estatisticamente significativa sobre a produção nem tampouco sobre as dimensões e as principais características organolépticas dos frutos. A interação anos x tratamentos também não foi significativa. Todavia, no 4º ano de experimentação, quando se associou irrigação a um programa de adubação (NPK-8-4-8), constatou-se que as diferenças de produção entre as árvores irrigadas e adubadas e as não irrigadas e não adubadas, foram altamente significativas. A associação de tais práticas, além de ter propiciado um acréscimo médio de rendimento da ordem de 84,46% (570 contra 309 frutos/árvores, em média), aumentou a percentagem de suco de 4,58% (56,38 contra 53,91%), contudo não interferiu nas demais características do fruto. As árvores não irrigadas e adubadas produziram frutos de maior tamanho, resultado significativo.

Seguem-se quadros resumos dos resultados alcançados.

* Engº Agroº. Ex-Chefe do Serv. Engenharia e Tecnologia Rurais do Inst. Pesq. Agropecuárias do Centro-Sul (IPEACS) e docente do Deptº. Eng. da Univ. Fed. Rural do Rio Jan. (UFRRJ) km. 47, Rio de Janeiro – RJ -- ZC-26 – 20.000 – Rio de Janeiro.
** Engº Agrº Coorden. Pesq. Fundam. e Chefe Seção Eng. Rural da EMBRAPA – Rio de Janeiro.
*** Engº Agr., Chefe Seção Horticultura da EMBRAPA – RJ;
**** Engº Agr., Ex-Chefe Seção Estatística Exp. e Anál. Econ. do IPEACS, Docente do Deptº Matemática da UFRRJ.

EFEITOS DA IRRIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA VARIEDADE DE LARANJA PERA, DURANTE OS ANOS-AGRÍCOLAS DE 1969/70 A 1971/72, NA BAIXADA FLUMINENSE.

TRATAMENTOS	Nº DE FRUTOS p/ÁRVORE	DIÂMETRO MÉDIO DO FRUTO (cm)	ESPESSURA MÉDIA DA CASCA (mm)	ALTURA MÉDIA DO FRUTO (cm)	PESO MÉDIO DO FRUTO (g)	PESO MÉDIO DO SUCO (g)	GRÁUS BRIX A 25°C	PERCENTAGEM DE SUCO	ACIDEZ (%)	SÓLIDOS SOLÚVEIS TOTAIS (SST) (%)	RELAÇÃO ACIDEZ/ SÓLIDOS SOLÚVEIS TOTAIS
A	525	5,9	2,9	6,2	123,1	63,5	12,0	47,6	1,0	12,82	0,078
B	626	6,2	3,2	6,6	132,1	65,9	12,3	49,7	1,0	11,90	0,084
C	661	6,2	3,0	6,5	132,1	66,4	12,2	50,2	1,0	12,50	0,080
C V.% a-	14	6	7	7	11	9	7	6	1	4	6
b-	58	12	12	12	15	22	11	23	2	2	2
D.N.S. (Trat.)	105	n.s.	0,2	n.s.	n.s.	n.s.	n.s.	n.s.	n.s.	n.s	n.s.

A - Árvores irrigadas com 240 l/rega, sempre que necessário;

B - " " " 120 l/rega, " " " ;

C - " não irrigadas.

Obs.: Os dados grifados referem-se aos tratamentos classificados em 1º lugar pelo teste de TUKEY (5%).

n.s. = Resultados não significativos.

EFEITOS DA IRRIGAÇÃO SOBRE O COMPORTAMENTO DA VARIEDADE DE LARANJA PERA, DURANTE O ANO AGRÍCOLA 1972/73, NA BAIXADA FLUMINENSE.

TRATAMENTOS	Nº DE FRUTOS P/ÁRVORE	DIÂMETRO MÉDIO DO FRUTO (cm)	ESPESSURA MÉDIA DA CASCA (mm)	ALTURA MÉDIA DO FRUTO (cm)	PESO MÉDIO DO FRUTO (g)	PESO MÉDIO DO SUCO (g)	GRÁUS BRIX 25°C	PERCENTAGEM MÉDIA DE SUCO	ACIDEZ (%)	SÓLIDOS SOLÚVEIS TOTAIS (SST) (%)	RELAÇÃO ACIDEZ/ SÓLIDOS SOLÚVEIS TOTAIS
A	525	5,99	3,1	6,36	121,2	67,2	12,2	56,28	0,8	12,21	0,065
B	570	6,05	3,2	6,41	128,2	67,8	12,3	52,96	0,8	12,19	0,065
C	537	6,28	3,1	6,64	134,8	72,4	12,1	53,71	0,7	12,13	0,057
D	309	6,02	3,0	3,34	126,2	68,0	12,3	53,91	0,7	12,27	0,057
C.V. (%)	18	3,4	8,3	3,8	9,7	10,0	5,4	4,8	10,0	4,0	2,0
D.N.S. (Trat.)	223	0,25	n.s.	0,29	n.s.	n.s.	n.s.	3,12	n.s.	n.s.	n.s.

A - Árvores irrigadas com 240 l/rega, sempre que necessário, e adubadas (NPK-8-4-8);

B - " " " 120 " " " " e " " " ;

C - " não irrigadas e adubadas;

D - " " " e não adubadas;

Obs.: Os dados grifados referem-se aos tratamentos classificados em 1º lugar pelo teste de Tukey (5%).

n.s. = resultados não significativos.

ASPECTOS TÉCNICO-ECONÔMICOS DA IRRIGAÇÃO DE CEBOLA

Gerson Akira Yoshino*
Paulício K. Kaderaru*

RESUMO

No presente trabalho, baseado em dados obtidos na região de S. José do Rio Pardo, procurou-se avaliar as vantagens do uso da irrigação por aspersão em cebola (Allium cepa L.) em relação à irrigação por infiltração em sulcos, tradicionalmente utilizada pelos cebolicultores.

Foram analisados os seguintes fatores diferenciais: produtividade, mão-de-obra, custo do equipamento e erosão, objetivando levar ao produtor tradicionalista dados numéricos envolvidos nos métodos de irrigação utilizados.

Considerando-se os fatores acima chegaram-se as seguintes conclusões:

a) o equipamento de irrigação por aspersão irriga a área em estudo a custo menor que a irrigação em sulcos.

b) a mão-de-obra é o fator que torna a irrigação por sulcos mais cara.

c) a irrigação por aspersão proporciona outras vantagens, tais como, melhor aproveitamento de área, combate à erosão e incentivo à policultura.

1. INTRODUÇÃO

A cultura de cebola na região de S. José do Rio Pardo desenvolve-se a partir de Janeiro com a produção de mudas, os transplantes têm início em março; em setembro ocorrem as últimas colheitas. A época compreendida entre março e setembro é caracterizada por deficiência hídrica, sendo necessária a suplementação artificial através da irrigação.

Dois métodos de irrigação vem sendo utilizados, os métodos de infiltração em sulcos e o de aspersão.

Muitos produtores, por ocasião de aquisição de um equipamento de irrigação hesitam no uso de um ou outro método.

O presente trabalho tem por objetivo analisar técnica e economicamente os fatores diferenciais envolvidos em ambos os métodos de irrigação de cebola, baseando-se em dados observados em campo, demonstrando as vantagens técnicas e econômicas da irrigação por aspersão.

2. ANÁLISE TÉCNICA

Os dados necessários foram obtidos na região de S. José do Rio Pardo, grande produtora de cebola no Estado de S. Paulo.

Os fatores analisados a seguir são tidos como básicos na argumentação com os produtores.

2.1. Produtividade

O aumento no rendimento do produto por unidade de área é uma das vantagens que a irrigação por aspersão proporciona ao produtor.

Levantamentos de campo demonstram um acréscimo de 25 a 30% na produtividade, independentemente de outros fatores da produção. A obtenção desse acréscimo está relacionada com a possibilidade de se plantar maior número de mudas numa determinada área.

A irrigação por infiltração em sulcos acarreta uma diminuição na quantidade de pés de cebola devido à necessidade de manutenção de canais principais e secundários de distribuição de água nos sulcos.

*Engenheiros Agrônomos da Cooperativa Agrícola de Cotia.

2.2. Mão-de-obra

Fazendo-se um quadro comparativo das necessidades de mão-de-obra para irrigação, em ambos os casos, chegou-se à uma diferença de 70%, isto é, 70% da mão-de-obra utilizada na irrigação por sulcos pode ser liberada para outros setores da propriedade, desde que se lance mão da aspersão.

Normalmente, a distribuição de água nos sulcos em 1 ha é feita por 3 homens num dia de serviço. Com um equipamento convencional de aspersão, 1 humem irriga 1 ha/dia.

2.3. Erosão

A erosão provocada em áreas irrigadas sob o sistema de sulcos atinge níveis consideráveis quando comparados ao regime de aspersão.

A dificuldade em se demonstrar economicamente a depredação do solo, retarda a conscientização, pois a erosão é encarada como passageira, quando,

A dificuldade em se demonstrar economicamente a depredação do solo, retarda a conscientização, pois a erosão é encarada como passageira, quando, na verdade, é um mal irreversível e que pode inutilizar o solo.

Neste aspecto, torna-se argumento bastante favorável na aceitação de um equipamento mais sofisticado e eficiente no combate à erosão.

2.4. Equipamentos necessários

Dimensionaram-se dois equipamentos: um para aspersão e outro para infiltração.

No dimensionamento, foram considerados os seguintes dados:

. distância máxima da fonte de água: 300 m
. altura geométrica: 25 m
. área: 10 ha

Os conjuntos proporcionam irrigação semanal com precipitação de 12,5 a 15,0 mm/h.

As características dos equipamentos diferenciam-se quanto aos aspectos de vazão de bomba, quantidade de tubos e o uso de aspersores e acessórios.

Na aspersão há uma economia de 20% do volume gasto nos sulcos.

3. ANÁLISE ECONÔMICA

Irrigando-se as áreas caracterizadas, sob regime dos dois métodos, obteve-se o seguinte quadro de custos comparativos.

ENTRA QUADRO

QUADRO-Comparação entre custos de irrigação de 10 ha de cebola durante 1 ciclo da cultura, segundo o método de irrigação (1.975).

Os equipamentos foram orçados em Cr$ 41.154,24 e Cr$ 68.448,80 para sulcos e aspersão, respectivamente.

Foi estimada em 8 anos a vida útil dos equipamentos.

O custo de mão-de-obra calculou-se para 100 dias de serviço no ciclo da cultura.

4. DISCUSSÃO E CONCLUSÃO

Apesar do custo inicial mais alto do equipamento aspersor, verifica-se que, devido ao maior rendimento na operação, há maior viabilidade econômica, na área considerada.

A liberação de mão-de-obra para outros serviços é o fator responsável, diretamente, no decréscimo do custo de irrigação por aspersão. Essa liberação possibilitaria maior diversificação na exploração agrícola, contornando problemas gerados pela monocultura.

O aumento na produtividade de 25% é outro fator que justifica a orientação no sentido de se usar a aspersão na irrigação da cultura de cebola.

5. BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

BARRETO, G.B. Irrigação: Princípios, Métodos e Prática. Campinas, I.A.C., 1966. 174 p.

CAMPOS, H. R. Instruções p/ cultura de cebola. Campinas, I.A.C., 1969. Boletim Técnico nº 164.

COOP. AGRÍCOLA DE COTIA. Custos de produção de cebola, 1975.

COOP. AGRICOLA DE COTIA. Custos de equipamentos para irrigação, 1975.

SCARDUA, R. Apostilas de irrigação. Piracicaba, C.A.L.Q., 1973.

ENSAIO DE NÍVEL DE ADUBAÇÃO ORGÂNICA E MINERAL EM BATATINHA SOB IRRIGAÇÃO

J. P. de Araujo*
L.O.B. d'Oliveira**

INTRODUÇÃO

Estudos feitos pela Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste (4), mostram que a produção de batatinha no ano de 1970, foi de 20,6 mil toneladas enquanto que o consumo foi de 112,6 mil toneladas acusando um deficit de 92,0 mil toneladas. Esse deficit foi complementado com batatas importadas. Para o ano de 1980 é estimado um deficit de 237,0 mil toneladas, pelo mesmo estudo (4).

Por outro lado, observa-se que, na região do Submédio São Francisco, a cultura da batatinha apresenta um melhor desenvolvimento vegetativo entre os meses de maio a agosto, período de temperaturas médias mais baixa. Desse modo foram iniciados trabalhos experimentais (1,5), com essa solonácea visando estabelecer níveis racionais de adubação para se ter uma melhor produtividade.

Neste trabalho apresentam-se os resultados de três ensaios realizados em 1972, 1973 e 1975 com níveis de adubação orgânica e mineral.

MATERIAL E MÉTODO

O trabalho foi realizado na Estação Experimental de Bebedouro em Petrolina-Pernambuco.

O solo de área experimental, localizado a 365 metros de altitude, é um latossolo de textura barro-argilosa, com profundidade variando de 1,50 a 2,00 m (2). Os latossolos do Submédio São Francisco são pobres em matéria orgânica e fósforo, possuindo, porém, um teor médio em potássio. As características químicas e físicas constam no Quadro 1.

Quadro 1 — Propriedades físicas e químicas do solo da área do experimento

Prof.	pH(H_2O)	CE$_{es}$	Ca^{++}	Mg^{++}	Na^{+}	K^{+}	P	N
cm	1:1	mmhos/cm	me/100 g de solo				ppm	%
0-20	6,8	0,23	1,1	0,4	0,10	0,30	4,32	0,053
20-40	5,8	0,19	0,6	0,4	0,12	0,16	5,00	0,063
40-60	5,5	0,16	1,3	0,9	0,16	0,26	3,32	
60-90	5,2	0,31	1,8	1,7	0,16	0,12	0,40	

M.O.	$H^{+} + Al^{++}$	Arg.	Limo	Areia	UMIDADE 0,3atm	UMIDADE 15tm
%	me/100 g	%	%	%	%	%
0,55	0,50	6,0	4,0	90,0	4,67	2,24
0,36	1,00	10,0	4,0	86,0	5,14	2,62
	1,49	26,0	4,0	70,0	11,07	6,67
	1,81	34,0	4,0	62,0	11,87	6,61

* Engº Agrº Chefe da E. E. de Bebedouro — SUVALE — Petrolina—PE
** Engº Agrº, Chefe da E. E. de Mandacaru — SUVALE — Juazeiro-BA

O clima do Submédio São Francisco, de acordo com Hargreaves (3) é muito árido e segundo Koppen é BSh'w semi-árido quente com secas periódicas.

A temperatura durante o ano varia de 23 a 28oC. Os meses mais quentes são outubro e novembro e os mais frios junho e julho. Há uma única estação de chuvas de novembro a abril com precipitação irregular, com média anual de 443 mm. A umidade relativa média é de 67,8 por cento.

O delineamento experimental utilizado foi um ensaio fatorial 3^2 em blocos ao acaso com três repetições. A variedade utilizada foi a BINTJE, procedente da Holanda.

Os tratamentos do primeiro ensaio consistiram da combinação de adubação orgânica, tendo como fonte a torta de mamona nos níveis de 0, 1.500 e 3.000 Kg/ha com adubação química de N.P.K. nos seguintes níveis: 60-90-60, 90-120-90 e 120-150-120. Os tratamentos do segundo ensaio foram os seguintes: torta de mamona nos níveis 0, 1.500 e 3.000 Kg/ha combinados com adubação química nos seguintes níveis: 90-120-90, 120-150-120 e 150-180-150 e os do terceiro ensaio foram os seguintes: torta de mamona nos níveis 1.500, 2.000 e 3.000 kg/ha combinados com adubação química nos níveis 60-60-30, 80-90-40 e 100-120-50 (Quadro 2).

As fontes de nitrogênio, fósforo e potássio foram o sulfato de amônio, o superfosfato simples e o sulfato de potássio respectivamente. O adubo orgânico usado foi a torta de mamona, aplicada com antecedência de 20 dias ao plantio.

As parcelas com área de 13,5 m^2 contendo 5 fileiras de plantas no espaçamento de 0,75x0,30 m receberam todo o fósforo em fundação juntamente com um terço de nitrogênio e um terço de potássio. Um outro terço de nitrogênio e potássio foi aplicado após 25 dias do plantio e o restante com 45 dias após o plantio.

Quadro 2. Produção média (t/ha) de tubérculos de batatinha, cultivar Bintje nos diferentes níveis de adubação orgânica e mineral, nos anos de 1972, 1973 e 1975. Estação Experimental de Bebedouro, Petrolina-PE.

TRATAMENTOS					PRODUÇÃO MÉDIA
	Orgânico +	Mineral			
	Torta de Mamona +	N.	P.	K.	t/ha
1 9 7 2					
1	0	60	90	60	6,5
2	0	90	120	90	7,7
3	0	120	150	120	7,6
4	1.500	60	90	60	7,1
5	1.500	90	120	90	8,2
6	1.500	120	150	120	8,6
7	3.000	60	90	60	8,8
8	3.000	90	120	90	9,4
9	3.000	120	150	120	10,0
1 9 7 3					
1	0	90	120	90	12,2
2	0	120	150	120	8,9
3	0	150	180	150	10,1
4	1.500	90	120	90	15,2
5	1.500	120	150	120	13,1
6	1.500	150	180	150	14,4
7	3.000	90	120	90	10,0
8	3.000	120	150	120	11,4
9	3.000	150	180	150	7,1

			1 9 7 5		
1	1.500	60	60	30	24,1
2	1.500	80	90	40	27,2
3	1.500	100	120	50	26,0
4	2.000	60	60	30	32,3
5	2.000	80	90	40	26,2
6	2.000	100	120	50	28,4
7	3.000	60	60	30	21,9
8	3.000	80	90	40	25,9
9	3.000	100	120	50	26,5

As batatas-semente antes do plantio foram tratadas com neatina solúvel, a área das parcelas receberam tratamentos de Aldrim 5% contra pragas de solo e, durante a condução dos experimentos, foram aplicados semanalmente, até 20 dias antes da colheita, tratamento preventivo com os inseticidas Shellvin 7,5%, Dimecron 50 e Diazinon e os fungicidas Dithane M-45 e Brema contra pragas e doenças. As dosagens utilizadas foram as recomendadas pelos fabricantes.

Os ensaios foram conduzidos com irrigação por sulcos sempre que 30% de água disponível era consumida pelas plantas. O nível de umidade foi controlado por amostragem do solo pelo método gravimétrico.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

O primeiro ensaio foi lançado em 05.04.72 e colhido em 28-06-72; o segundo lançando em 14-05-73 e colhido em 19-08-73 e o terceiro iniciado em 14-05-75 e colhido em 16-08-75.

No ensaio realizado em 1972, a análise da variância não revelou efeito para os fatores em estudo (adubação orgânica e adubação mineral), todavia nota-se uma leve tendência para aumento de produção à medida que as doses crescem (Quadro 3).

No segundo ensaio, a análise da variância revelou efeito apenas para torta ao nível de 1% de probabilidade. Procedeu-se o desdobramento dos graus de liberdade de torta em seus componentes lineares e quadráticos, havendo resposta para o segundo nível (Quadro 3). A baixa produção observada no terceiro nível de torta deve-se as falhas ocorridas no stand, provocadas provavelmente pela dosagem mais elevada de torta que, possivelmente não atingiu o grau de curtimento desejado, provocando assim, morte de algumas plantas (Quadro 4).

A produção obtida foi classificada em grande (acima de 60 mm de diâmetro); médias (entre 60 a 40 mm) e pequenas (menor que 40 mm de diâmetro). Tubérculos estragados e danificados na ocasião da colheita não foram considerados.

No ensaio feito em 1975, a análise da variância não revelou efeito para os fatores em estudo.

CONCLUSÕES

A análise dos dados permite chegar às seguintes conclusões:

a) Em 1972 e 1975 não houve diferenças significativas entre os diversos tratamentos.

b) Em 1973, houve diferenças significativas ao nível de 1% sendo que o efeito foi devido ao adubo orgânico (1.500 kg de torta de mamona por hectare).

c) Níveis de N. P_2O_5 e K_2O mais baixos não apresentaram diferenças de níveis elevados dos mesmos elementos em todos os anos, recomendando-se os menores níveis testados pela sua economicidade.

d) Torna-se necessário um estudo complementar para estabelecer os níveis econômicos e efeito residual na adubação da batatinha nos latossolos irrigados do Submédio São Francisco.

LITERATURA CITADA

1. BASTOS D'OLIVEIRA, L. O. 1973. Cultura da Batatinha – Convênio MINTER/SUDENE/IICA. Documento de Ensino, p. 27 (Mimeografado). Petrolina – PE.

2. FAO/UNDP/SF, 1966. Survey of the São Francisco River Basin. Brazil. Volume IV. Agronomy and Livestock 60 p.

3. HARGREAVES, G. H. 1974. Climatic zoning for agricultural production in Northeast Brazil. Logan, Utah State University. 6 p.

4. PLANO DE DESENVOLVIMENTO REGIONAL (1972 – 1974). Volume I – Março de 1971 – SUDENE, 261 p.

5. POULTNEY, R. G. 1968. United Nations Development Programme Survey of the San Francisco River Basin. Final Report. SUDENE – FAO.

Quadro 3. Produção média (t/ha) de tubérculos de batatinha cultivar Bintje, quando se considera o efeito isolado da adubação orgânica e mineral nos anos de 1972, 1973 e 1975. Estação Experimental de Bebedouro - Petrolina-PE.

			1 9 7 2
Níveis	Tratamentos Torta de Mamona (Kg/ha)	Produção Médias (t/ha)	
1	0	7,30a	
2	1.500	7,99a	
3	3.000	9,42a	
			1 9 7 3
1	0	10,44a	
2	1.500	14,26b	
3	3.000	9,54a	
			1 9 7 5
1	1.500	25,78a	
2	2.000	29,03a	
3	3.000	24,81a	

Níveis	Tratamentos N	P_2O_5	K_2O (Kg/ha)	Produção Médias (t/ha)
1	60	90	60	7,50a
2	90	120	90	8,45a
3	120	150	120	8,75a
1	90	120	90	12,51a
2	120	150	120	11,14a
3	150	180	150	10,59a
1	60	60	30	26,14a
2	80	90	40	27,47a
3	100	120	50	24,81a

As médias seguidas das mesmas letras não diferem estatisticamente ao nível de 1% pelo Teste de Tukey. O coeficiente de variação nos anos de 1972, 1973 e 1975 foram 18,64, 15,19 e 17,85 respectivamente.

Quadro 4. Stand médio expresso em percentagem nas repetições dos diferentes níveis de adubação orgânica e mineral na produção de tubérculos da batatinha, cultivar BINTJE nos anos de 1972, 1973 e 1975. Estação Experimental de Bebedouro, Petrolina-PE.

Tratamentos		1972			1973			1975		
		Repetições			Repetições			Repetições		
Torta	Mineral	1ª	2ª	3ª	1ª	2ª	3ª	1ª	2ª	3ª
1	1	93,3	100,0	96,6	93,3	93,3	80,0	100,0	100,0	100,0
1	2	100,0	100,0	100,0	80,0	90,0	86,6	100,0	100,0	100,0
1	3	100,0	100,0	93,3	90,0	93,3	86,6	100,0	100,0	100,0
2	1	100,0	100,0	100,0	90,0	70,0	76,6	100,0	100,0	100,0
2	2	100,0	100,0	100,0	70,0	80,0	76,6	100,0	100,0	100,0
2	3	100,0	93,3	96,6	73,0	66,6	60,0	100,0	100,0	100,0
3	1	96,6	100,0	100,0	50,0	26,6	60,0	100,0	100,0	100,0
3	2	100,0	100,0	100,0	46,6	53,3	60,0	100,0	100,0	100,0
3	3	100,0	100,0	96,6	56,6	30,0	36,6	100,0	100,0	100,0

ESTUDOS PRELIMINARES SOBRE O TEOR DE SÓLIDOS SOLÚVEIS DE ALGUNS CULTIVARES DE CEBOLA NO SUBMÉDIO SÃO FRANCISCO

Paulo César Tavares de Mélo *
Luiz Jorge da Gama Wanderley **
Manoel Abílio de Queiroz **
José Pessoa de Melo Souto *
Múcio de Barros Wanderley ***

INTRODUÇÃO

A cebola continua sendo a maior fonte de renda dos agricultores do Submédio São Francisco, sendo utilizada a irrigação em todas as suas fases do desenvolvimento da cultura.

A cebolicultura do Vale do São Francisco enfrenta entre outros problemas o da baixa conservação e capacidade de armazenamento de bulbos dos cultivares tradicionalmente utilizados, apesar de apresentarem uma boa produtividade. Amarela Chata das Canárias é o cultivar mais usado na área. Há evidência de que essas características estão relacionadas com o teor de sólidos solúveis (brix) dos bulbos.

As populações de Baia Piriforme — que estão sendo selecionadas para as condições do São Francisco, embora com brix mais elevado do que a Amarela Chata das Canárias, apresentam certa variação no seu material, podendo futuramente ser selecionadas para melhorar a uniformidade no teor de sólidos solúveis.

MATERIAL E MÉTODO

O trabalho objetiva avaliar a variação do teor de sólidos solúveis (brix) entre diversos cultivares além de estudar a posição na qual o processo de leitura de brix possa injuriar o mínimo possível o bulbo. A escolha da posição tem relevante importância uma vez que os bulbos de maior teor de sólidos solúveis serão selecionados para se continuar os estudos nas gerações subseqüentes.

Foram testados 10 (dez) cultivares: Canária x Baia do Cedo, Bahia do Cedo x Canária, Red Creole, Composto Baia, Roxinha de Belém, Canária, Texas Early grano, Baia do Cedo, Granex e Excel. As leituras de frix foram feitas na base, no centro e na escama do bulbo de materiais oriundos de campos de seleção e Ensaio de Ganho Genético. Para determinação do brix utilizou-se o refratômetro de campo marca Zeiss.

O trabalho foi realizado na Estação Experimental de Jatinã, em Belém do São Francisco (PE), pertencente ao Instituto de Pesquisas Agronômicas da Secretaria de Agricultura.

As análises estatísticas obedeceram ao delineamento inteiramente casualizado com parcelas subdivididas e 4 repetições.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

A análise de variância revelou efeito para cultivares, para posição e para interação cultivares x posição, sendo para as duas primeiras causas de variação ao nível de 1% de probabilidade e para a interação no nível de 5% de probabilidade.

Em face do exposto, estudou-se o comportamento de cultivares entre si; de posição entre si e de posição dentro de cultivares.

Os cultivares Roxinha de Belém e Red Creole apresentaram teores médios de brix superiores aos demais, embora não difiram entre si. Os cultivares Composto Bahia, Baia do Cedo e os híbridos F_1 Baia do Cedo x Canária e Canária x Bahia do Cedo, apresentaram teores médios de brix superiores aos cultivares Granex. Excel e Texas Early Grano (502). As demais diferenças não foram significativas.

Em relação às posições, o brix da base e do centro mostraram-se com teores mais elevados do que escama, mas entre eles não foram observadas diferenças.

Entre posições dentro dos cultivares verificou-se que para todos os cultivares, exceto Roxinha de Belém, o

* Engº Agrº do Instituto de Pesquisas Agronômicas (IPA)-Sag.
** Engº Agrº M.Sc. do IPA-SAg. — Bolsista do CNPq.
*** Engº Agrº M.S.C. da Universidade Federal Rural de Pernambuco.

Brix do centro e da base são superiores ao da escama. Na Roxinha de Belém apenas o da base é superior ao da escama.

A tabela e o gráfico anexos mostram os resultados obtidos.

RESUMO

O trabalho tem como objetivo avaliar a variação do teor de sólidos solúveis (brix) entre diversos cultivares, sendo que alguns deles estão sendo usados em programas de melhoramento.

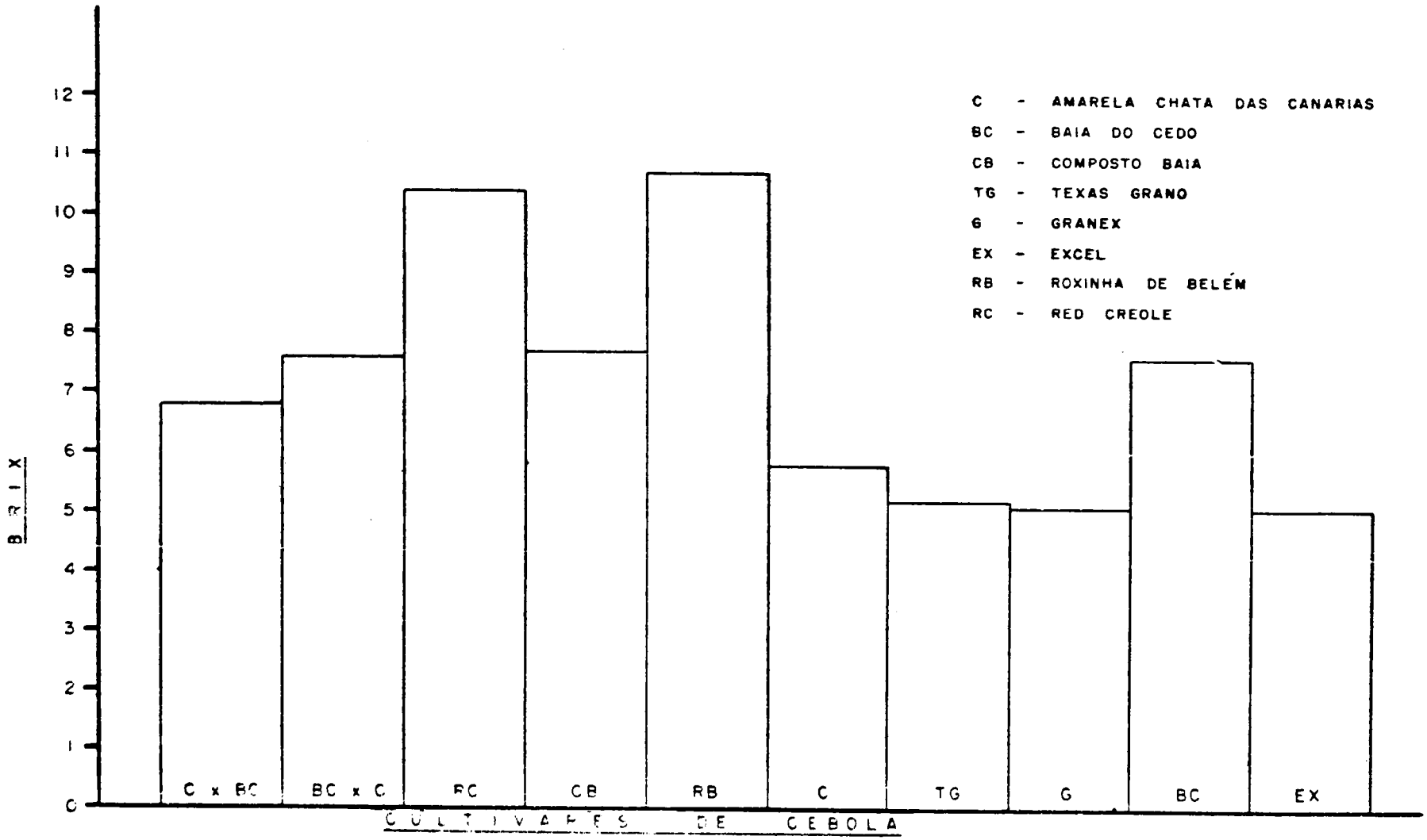
A análise de variância revelou efeito para cultivares, para posição e para interação cultivares x posição. Os cultivares Roxinha de Belém e Red Creole apresentaram os maiores teores médios de brix, ao passo que a Amarela Chata das Canárias, Texas Grano, Granex e Excel apresentaram os menores teores. Os cultivares Baia do Cedo, Composto Baia e os híbridos provenientes dos cruzamentos de Baia do Cedo e Canárias, apresentaram brix intermediário.

Com relação a posição no bulbo, o brix da base e do centro mostraram-se com teores mais elevados do que o da escama.

TABELA: Médias das Leituras de Brix em Cultivares de Cebola. Estação Experimental de Jatinã – Belém do São Francisco (PE) – 1975.

	POSIÇÃO			
CULTIVARES	BASE	CENTRO	ESCAMA	MÉDIA GERAL
– Roxinha de Belém	11,4	10,9	9,8	10,7
– Red Creole	12,0	11,4	7,8	10,4
– Comp. Baia	8,5	8,9	5,8	7,7
– B. do Cedo	8,3	8,3	6,4	7,6
– O Bahia do Cedo x Canária	8,0	9,0	5,9	7,6
– Canária x Baia do Cedo	7,9	7,8	4,9	6,8
– Canária	7,0	6,2	4,3	5,8
– T. Grano (502)	6,3	6,1	3,1	5,2
– Granex	5,8	6,7	2,9	5,1
– Excel	4,6	6,9	3,9	5,1

GRÁFICO DAS MÉDIAS DAS LEITURAS DE BRIX EFETUADAS EM 10 CULTIVARES DE CEBOLA.



IDENTIFICAÇÃO DE CULTIVARES DE TOMATE SOB CONDIÇÃO DE IRRIGAÇÃO NO SUBMÉDIO SÃO FRANCISCO

Equipe Técnica do IPA, Brascan NE, Instituto de Genética da ESALQ e Departamento de Horticultura da Univ. de Purdue-EEUU e SUDENE.

INTRODUÇÃO

O Agreste de Pernambuco, especialmente Pesqueira, é pioneiro no cultivo do tomate para a indústria. Devido às condições edafo-climáticas e facilidades de irrigação do Submédio São Francisco, acredita-se que o tomateiro industrial possa se tornar uma cultura com posição de destaque na economia agrícola dessa área.

A possibilidade de escalonar a produção durante todo o ano, aliada à disponibilidade de atrativos fiscais e financeiros oferecidos pelos órgãos desenvolvimentista da região, estão a incentivar grandes empresas processadoras de tomate a implantarem empreendimentos agroindustriais no São Francisco. No entanto, antes do estabelecimento dessas agroindústrias, havia a necessidade de identificar dos principais fatores que poderiam afetar a cultura, bem como o potencial produtivo dos cultivares existentes e a capacidade de reação dos mesmos frente aos problemas. Esse programa de pesquisas envolveu desde a eleição de cultivares promissores para o cultivo imediato, como a escolha de material básico para futuros programas de Melhoramento.

ENSAIOS REALIZADOS

Em 1972 o Instituto de Pesquisas Agronômicas de Pernambuco (IPA) – Secretaria de Agricultura, iniciou na Estação Experimental de Jatinã, localizada numa ilha aluvional pertencente ao município de Belém do São Francisco, trabalhos em cultivares de tomate com características específicas para o processamento industrial.

Para a concretização dos objetivos planejados, o IPA contou com a colaboração financeira e assessoramento técnico de entidades como SUDENE, Brascan NE, Instituto de Genética da Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz" – Piracicaba-SP e da Universidade de Purdue – EEUU.

Realizaram-se os estudos preliminares de identificação de cultivares em duas épocas distintas de cada ano. A primeira época, março-agosto, constitui um período de temperaturas mais amenas e corresponde ao **"inverno"** e a segunda época, setembro-fevereiro, é um período de temperaturas sempre elevadas, correspondendo ao **"verão"**. Nas duas épocas foram conduzidos 8 ensaios e testados 104 cultivares de diversas procedências. Os cultivares estudados foram incluídos inicialmente em um ensaio de **Introdução**, depois em um de **Observação** e finalmente os que apresentavam as melhores características agronômicas e industriais avaliadas, participavam de um ensaio de **Produção** com maior número de repetições a fim de se proceder uma avaliação mais precisa. Na avaliação, efetuada pelo sistema visual de atribuições de notas, registradas em ficha adequada para cada cultivar, foram computadas as seguintes características: pagamento de fruto, fechamento estilar, tamanho, formato e ombro do fruto, tipo e cobertura da rama, rachadura do fruto (radial, concêntrica e de crescimento), firmeza do fruto, uniformidade de maturação, coloração interna e externa do fruto, textura, coração, inserção penduncular e precocidade.

RESULTADOS OBTIDOS

O encerramento da fase inicial das pesquisas programadas, revelou como fatores limitantes ao cultivo do tomate rasteiro no São Francisco, com relação a parte agrícola, a incidência de nematóides, o ataque de ácaros e a temperatura elevada que exercem grande influência na percentagem de pagamento de frutos, principalmente na época mais quente.

De todos cultivares testados, **ROSSOL (RFN)** e **RONITA (N)**, destacaram-se pelas boas qualidades avaliadas para o aproveitamento industrial a curto prazo, por serem resistentes a nematóides e proporcionarem produções médias superiores a 60 toneladas por hectare, mesmo no período de temperaturas elevadas.

Por outro lado, os cultivares **NOVA** e **LA BONITA** se sobressaíram dos demais pela elevada capacidade de frutificação nas duas épocas do ano.

---

*Equipe Técnica:
– Instituto de Pesquisas Agronômicas (IPA) – Manoel Abílio de Queiroz, Paulo César Tavares de Melo, José Pessoa de Melo Souto, Marcos Aurélio Cavalcanti dos Santos e Luiz Jorge da Gama Wanderley.
– Instituto de Genética da ESALQ-USP – Marcílio de Souza Dias (+), Cyro Paulino da Costa e Satoru Yokoyama.
– Departamento de Horticultura da Univ. de Purdue-EEUU - E. C. Tigchelear.
– Brascan Nordeste – José Dubeau Neves e Hemir Maia.
– SUDENE – Dirceu Tavares de Lima.

RESUMO

Entre os anos de 1972 e 1974, na Estação Experimental de Jatinã, Belém do São Francisco-PE, pertencente ao Instituto de Pesquisas Agronômicas, da Secretaria de Agricultura, foram realizados, sob condições de irrigação, estudos objetivando identificar os Melhores cultivares de tomate com características industriais para o Submédio São Francisco. Esses trabalhos foram realizados em duas diferentes épocas do ano com relação a temperatura, sendo testados 104 cultivares.

De todos cultivares testados, **ROSOL (VFN)** e **RONITA (N)**, destacaram-se pelas boas qualidades avaliadas para o aproveitamento industrial a curto prazo, por serem resistentes a nematóides e proporcionarem produções médias superiores a 60 toneladas por hectare, mesmo no período de temperaturas elevadas.

Por outro lado, os cultivares **NOVA** e **LA BONITA** se sobressaíram dos demais pela elevada capacidade de frutificação nas duas épocas do ano.

COMPORTAMENTO DE 4 (QUATRO) CULTIVARES DE MILHO, EM DIVERSAS ÉPOCAS DO ANO, IRRIGADOS POR ASPERSÃO, NO SUBMÉDIO SÃO FRANCISCO E SUA IMPLICAÇÃO NA PRODUÇÃO DE SEMENTES

Queiroz, M.A. *
Sabino, E.M. **
Lopes, L.H. **
Costa, S.N. **
Souto, J.P.M. *
Timóteo, S.A. **
Lisboa, J.S. ***

INTRODUÇÃO

A produção de milho para grãos em condições de cultivo irrigado, não apresenta grandes possibilidades de expansão, face à baixa rentabilidade (5). Contudo, oferece condições ideais para produção de sementes genéticas e básicas, pelo bom isolamento que se consegue nessas áreas, aliado às facilidades de mecanização e irrigação, que assim asseguram a produção de sementes.

Ainda, a SUDENE tem um Programa de Produção de Sementes Selecionadas localizado em Petrolânia-PE (5), que se dedica fundamentalmente a produção de sementes básicas de algodão herbáceo e milho.

Essas sementes, destinam-se à ampliação ou plantio direto em Pernambuco ou em outros Estados do Nordeste.

Por outro lado, a exploração agrícola no Submédio São Francisco, apresenta grandes possibilidades devido às condições de solo e água (2,3). Os mesmos trabalhos apontam o aluvião com potencial limitado para exploração agrícola. Entretanto, a cultura da cebola aí se desenvolve com sucesso econômico. Outros produtos hortícolas estão sendo explorados. Contudo, tanto para a cebola como para os demais produtos, há limitações de época e volume produzido, devido às implicações de mercado. Desse modo, é de toda conveniência o estudo do comportamento de outros produtos alternativos para exploração agrícola no Submédio São Francisco. Entre esses produtos está o milho que, segundo estudos do BNB/ETENE, haverá deficiência de 500 mil toneladas em 1980.

Tal situação reflete a necessidade de se aumentar a produção de milho no Nordeste. O programa que visa criar variedades adaptadas às condições do Nordeste, está relatado em (7). Alguns resultados parciais do referido programa, demonstram que a substituição da variedade Azteca II por Centralmex HS IV M II resulta num aumento de produção superior a 20%.

Assim sendo, o aumento de produção de milho poderá ser conseguido nas áreas não irrigadas pela substituição da variedade mais comumente cultivada por Centralmex, ou, ainda, no caso do Submédio São Francisco, fazendo o cultivo em seqüência ao da cebola, onde se aproveitaria o efeito residual dos fertilizantes fosfatados e potássicos. Também se procurou estudar o efeito do ataque de pragas.

MATERIAL E MÉTODOS

O material utilizado constou de 4 variedades (Centralmex, Maya, Piramex e Azteca). O delineamento utilizado foi blocos ao acaso, com dez repetições, de modo que cada época se comporta como um experimento independente. O ataque de pragas foi observado em duas repetições, colocadas sistematicamente numa extremidade do experimento, que não receberam tratos fitossanitários. O plantio foi feito de 1 a 5 de cada mês e se iniciou em novembro de 1972. Cada parcela era formada de duas fileiras de 10 m de comprimento e distanciadas entre si de 1 m. O espaçamento entre covas foi de 0,40 m. Foram plantadas 3 sementes por cova e, posteriormente, feito o desbaste para duas plantas por cova. O suprimento de umidade foi com irrigação por aspersão. A adubação de fundação foi 8 - 40 - 0 kg/ha de N_1 P_2 0_5 e K_2 O. Em cobertura de 30 a 50 dias após o plantio, foi adubado com 25 - 0 - 0 kg/ha de N. Foram utilizados produtos organofosforados como preventivo ao ataque de pragas (repetições pulverizadas).

A colheita se procedeu quando o material se encontrava completamente seco, com cerca de 13% de umidade. Tomou-se o peso de grãos por parcela e se transformou em t/ha. Esses valores são usados no presente trabalho.

* Engº Agrº, M.Sc. do Instituto de Pesquisas Agronômicas (IPA) Bolsista do CNPq.
** Engºs Agrºs do IPA — SAg.
*** Engºs Agrºs da Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste — SUDENE — Recife - PE.
**** Técnico Agrícola da SUDENE — PSS — Petrolândia - PE.

A análise conjuntura envolvendo épocas e anos, foi feita de acordo com COCHRAN e COX (1).

RESULTADOS E DISCUSSÕES

As produções médias dos 4 cultivares (Centralmex, Piramex, Maya e Azteca) em t/ha (média de 10 repetições), nas 12 épocas dos dois anos (1973, 1974), encontram-se na Tabela 1. Ainda encontra-se na mesma Tabela, os níveis de significância do teste F com os respectivos coeficientes de variação.

Esses dados mostram que as variedades produziram diferentemente em todas as épocas, com exceção de maio/1973. A época de fevereiro de 1974, foi perdida por excesso de chuvas. Os coeficientes de variação foram relativamente baixos, o que mostra uma boa posição dos experimentos.

Na Tabela 2, encontram-se os dados da análise envolvendo as 12 épocas de cada ano. Observa-se que as épocas se comportaram diferentemente, dentro do mesmo ano, bem como as variedades.

A análise das duas tabelas, mostram que, as maiores produções ocorrem entre dezembro e maio, enquanto que as menores produções se situam entre junho e novembro. A situação é semelhante para todas as variedades. Estes dados estão de acordo com (6), onde num estudo de efeito de época de plantio de algumas variedades, a época de plantio de fevereiro se comportou melhor do que os plantios de junho (2ª época).

No tocante às produções de grãos das variedades, pode-se observar que Centralmex produziu tanto quanto Maya e ambas foram superiores a Piramex e Azteca. Estes dados mostram a superioridade de Centralmex sobre Azteca e indicam a substituição deste por aquele. Ainda, dados não publicados (4), mostram que quando se consideram 30 locais da área produtoras de milho no Nordeste, a produção da variedade Centralmex foi superior em cerca de 30% sobre Azteca e 15% sobre Maya.

Assim sendo, esses dados recomendam a ampliação de sementes da variedade Centralmex, como a melhor alternativa de elevar a produção.

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos permitem chegar às seguintes conclusões:

a) As variedades cultivadas diferiram entre si em todas as épocas estudadas;
b) As épocas diferiram entre si, mostrando que o período compreendido entre dezembro a maio é o mais recomendável para plantio de milho;
c) As épocas se comportaram diferentemente de um ano para outro;
d) As variedades Centralmex e Maya não diferiram em produção em todas as épocas, bem como Azteca e Piramex. Entretanto, as duas primeiras apresentaram produções diferentes das duas últimas;
e) Necessita estudos complementares para verificar o efeito dos fatores climáticos que determinam a interação época x anos na produtividade dos cultivares.

BIBLIOGRAFIA

1 – COCHRAN, W.G. e COX, G.M., 1966. Experimental Designs, 2ª ed. wiley. 611 p.

2 – FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS, 1966. Survey of the São Francisco River Basin. Siil resources and land classification for irrigation. Roma, vol. II, part. 1.

3 – ————, 1966. Survey of the São Francisco River Basin. Water and power resources irrigation requirements and drainage. Roma v. III.

4 – INSTITUTO DE PESQUISAS AGRONÔMICAS. 1975. Relatório parcial do convênio SUDENE/BRASCAN NORDESTE/EMBRAPA/ESALQ/IPA (não publicado).

5 – MORAIS, A.C. de, 1972. Custos de produção de milho (semente) na área irrigada por aspersão em Petrolândia (PE). Anais da IXª Reunião Brasileira de Milho. IPEANE, Recife. 224-236 p.

6 – QUEIROZ, M.A. de, 1972. Influência da época de plantio de milho sobre a produção de grãos em condições de cultivo irrigado, na região do Vale do São Francisco. Anais da IXª Reunião Brasileira de Milho, IPEANE, Recife, 220-223 p.

7 – SUDENE/BRASCAN NORDESTE, 1972. Série Projeto de Pesquisas no 1. Convênio SUDENE/BRASCAN NORDESTE/EMBRAPA/IPA/ISALQ. Projeto Milho – Melhoramento e Produção de Sementes de Melho no Nordeste. Mimeog.

TABELA 1 – Fontes de variação, com os respectivos graus de liberdade, quadrados médios e coeficientes de variação da análise da produção de grãos (t/ha) envolvendo 4 cultivares (Centralmex, Piramex, Maya, Azteca), em 12 épocas de dois anos (1973, 1974). PSS – Petrolândia-PE.

F. V.	G. L.		Q. M.	
	1º ano	2º ano	1º ano	2º ano
Épocas (E)	11	10	1,95**	6,36**
Cultivares (V)	3	3	1,01**	0,73*
Interação E X V	33	30	0,03	0,19
C. V.			4,6	10,3

* Significativo ao nível de 5% de probabilidade

** Significativo ao nível de 1% de probabilidade

INTEGRAÇÃO ENTRE UMIDADE DE SOLO, NITROGÊNIO E DENSIDADE DE POPULAÇÃO NA PRODUÇÃO DO MILHO

Aderaldo Souza Silva*
Moacir Alves da Silva*
Francisco de Souza**
Don C. Kidman***
Regina F. Mello Nunes*

O objetivo deste trabalho foi estudar os efeitos de quatro níveis de umidade de solo, quatro níveis de fertilização nitrogenada e três densidades de população de plantas na produção de milho em grãos.

O experimento foi conduzido na Estação Experimental do Projeto de Irrigação Mandacaru da SUVALE, hoje CODEVASF em distância aproximada de 15 Km de Juazeiro — Bahia.

O solo desta estação é um vertissolo de origem calcárea com alto teor de argila tipo montimorilonita com uma profundidade média de 1.50 m.

O delineamento experimental utilizado foi o de parcelas sub-subdivididas (split split plot) em blocos completamente casualizados com três repetições.

As parcelas receberam os tratamentos de umidade, os quais constaram do seguinte:

Tratamentos — Umidade

1 — Irrigava quando 25% da umidade disponível do solo tinha sido consumido.

2 — Irrigava quando 50% da umidade disponível do solo tinha sido consumida.

3 — Irrigava quando 75% da umidade disponível do solo tinha sido consumida.

4 — Irrigava quando a umidade disponível do solo se aproximava do ponto de emurchamento permannte quando quase 100% da umidade do solo disponível tinha sido consumida.

A determinação da Umidade do solo foi feita por método gravimétrico-padrão.

Nas subparcelas ficaram os tratamentos de densidades de população de plantas.

Tratamentos — Densidade

a — 30.000 plantas p/ha
b — 50.000 plantas p/ha
c — 90.000 plantas p/ha

As sub-subparcelas receberam os quatro níveis de Nitrogênio, aplicado em forma de Uréia:

Tratamentos — Nitrogênio

V — 0 Kg de N p/ha
X — 100 Kg de N p/ha
Y — 200 Kg de N p/ha
Z — 300 Kg de N p/N

No experimento a variedade de milho utilizada foi o híbrido Piranão.

*Engºs Agrºs — Centro de Pesquisa Agropecuária do Trópico Semi-Árido EMBRAPA.
** Engº Agrº M.S. Especialista em Irrigação, CTSA/EMBRAPA.
*** Engº Agrº M.S. Especialista em Agronomia, USU/USAID/EMBRAPA.

Os resultados do experimento estão agora sendo analisados para determinar a produção de milho em grãos quando afetada por: umidade, densidade de população de planta, fertilização nitrogenada e a possível interação envolvida. As funções da produção serão determinadas.

As informações relativas a estes manejáveis fatores de crescimento de planta são de grande importância para o desenvolvimento da agricultura irrigada. Servirá para produzir com uma combinação de práticas de manejo sondáveis, que ajudará a cultura do milho obter a máxima produção de colheita com os mínimos gastos.

ENSAIO DE CULTIVARES DE CEBOLA NO SUBMÉDIO SÃO FRANCISCO

Luiz Jorge da Gama Wanderley **
Paulo César Tavares de Mélo *
Manoel Abílio de Queiroz **
José Pessoa de Melo Souzo *
Múcio de Barros Wanterley ***

RESUMO

A cebola (**Allium cepa** L.), juntamente com o tomate, são as hortaliças mais importantes do Estado de Pernambuco.

A cebola é cultivada exclusivamente no Vale do São Francisco tendo como cultivar mais utilizado o Amarela Chata das Canárias, que apresenta boa produção e alta precocidade. No entanto, tem o inconveniente de possuir baixa capacidade de conservação de bulbos, sendo este um dos fatores que tem limitado a comercialização da cebola e a sua expansão.

Em 1962, o Instituto de Pesquisas Agronômicas – (IPA) da Secretaria de Agricultura de Pernambuco iniciou trabalhos de pesquisas com a cebola. Dos ensaios de cultivares realizados foram identificados germoplasmas do grupo das Baias Piriformes como sendo os mais promissores para a área, tendo em vista a sua produção e precocidade, até certo ponto, comparáveis com os cultivares tradicionalmente utilizados, mas com a vantagem de apresentar maior conservação dos seus bulbos.

Em 1974, fazendo parte da Programação do Projeto Melhoramento e Produção de Sementes de Cebola para o Nordeste, foram realizados dois ensaios de cultivares com o objetivo de verificar o comportamento de diversas populações de Baias Piriformes em comparação com os cultivares mais usados na zona. Os trabalhos foram executados na Estação Experimental de Jatinã, pertencente ao IPA e situada no município de Belém do São Francisco. Em ambos os ensaios foi utilizado o delineamento de blocos ao acaso com 23 e 15 tratamentos em cada um dos ensaios.

No primeiro ensaio foram incluídas duas populações de Baia Piriforme, selecionadas na Estação Experimental Domingos Petrolini – Rio Grande do Sul. As demais foram remetidas pelo Serviço de Inspeção de Sementes de Cebola da Secretaria de Agricultura do Rio Grande do Sul.

As populações de Baia Piriforme participantes do segundo ensaio (Ensaio Nacional), foram enviadas pela Comissão Nacional de Olericultura. Nos dois ensaios foram incluídos como testemunhas os cultivares: Baia do Cedo, Composto Baia, Texas Grano 502 e Amarela Chata das Canárias.

Na avaliação dos resultados, além da produção comercial de bulbos, foram considerados a porcentagem de charutos e cebolões (bulbos mal formados), "juás" (bulbos pequenos amadurecidos precocemente) e classificação comercial de bulbos com menos de 50g, de 50 a 100g, 100 a 150g. 150 a 200g e com mais de 200g.

O cultivar mais produtivo, foi o Texas Grano, que, em quase todos os ensaios, sempre se apresenta como o de maior produção de bulbos, embora de péssima conservação.

De modo geral, as diversas populações de Baia Piriforme, quando cultivadas no período de temperatura mais amena, têm se apresentado com boa produtividade e precoces, embora seja observada uma maior desuniformidade na colheita em comparação com os cultivares mais usados na área.

Tem-se verificado, também, uma certa variação nas diversas populações de Baia Piriforme nos diversos anos. Assim, uma mesma população de Baia não tem repetido o seu comportamento em relação às outras populações deste mesmo cultivar nos outros anos, o que vem demonstrar a heterogeneidade do cultivar.

Levando-se em consideração os fatores produção, precocidade e capacidade de conservação, pode-se indicar para o Vale do São Francisco os cultivares obtidos de populações de Bahia Piriforme, para a época de plantio de fevereiro a maio.

Estão sendo realizadas seleções em alguns cultivares no Vale do São Francisco, a fim de torná-los com melhores características agronômicas para a área.

* Eng^{os} Agr^{os} do Instituto de Pesquisas Agronômicas (IPA) – SAg.
** Eng^{os} Agr^{os} M.Sc. do IPA–SAg – Bolsista do CNPq.
*** Eng^{o} Agr^{o} M.Sc. da ESA da Universidade Federal Rural de Pernambuco.