

7 DRENAGEM AGRÍCOLA PARA RECUPERAÇÃO DOS SOLOS AFETADOS POR SAIS

Décio Eugênio Cruciani

7.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado um conjunto de estruturas hidráulicas cuja função primordial é permitir que a água escoe no solo, tanto na superfície como no perfil, em condições mais favoráveis do que nas condições naturais. Em outras palavras, um sistema de drenagem artificial deve permitir um escoamento da água do solo em condições hidráulicamente satisfatórias e de maneira mais eficiente do que ocorreria naturalmente. Por outro lado, é necessária a compreensão dos componentes desse sistema e das respectivas funções de modo a assegurar ao sistema como um todo o real controle da água no solo. Tratando-se de drenagem para fins agrícolas, um conjunto de critérios deve ser adotado de modo a minimizar os custos de instalação e de operação do sistema de drenagem, para minimizar possíveis prejuízos às qualidades ambientais e, por fim, para maximizar o rendimento agrícola.

7.2 SISTEMAS DE DRENAGEM

Um sistema de drenagem característico só é completo se for composto de três partes e acima de tudo se houver entendimento e consenso do engenheiro responsável de que esses componentes são interdependentes e imprescindíveis. Há autores que consideram um sistema composto de duas partes: o sistema de drenagem interno, ou sistema parcelar, constituído pelos drenos propriamente ditos, e o sistema externo, ou sistema principal. O primeiro tem a função de controlar o nível freático, enquanto o segundo tem a função de coletar, transportar e retirar toda a água drenada, através de uma saída.

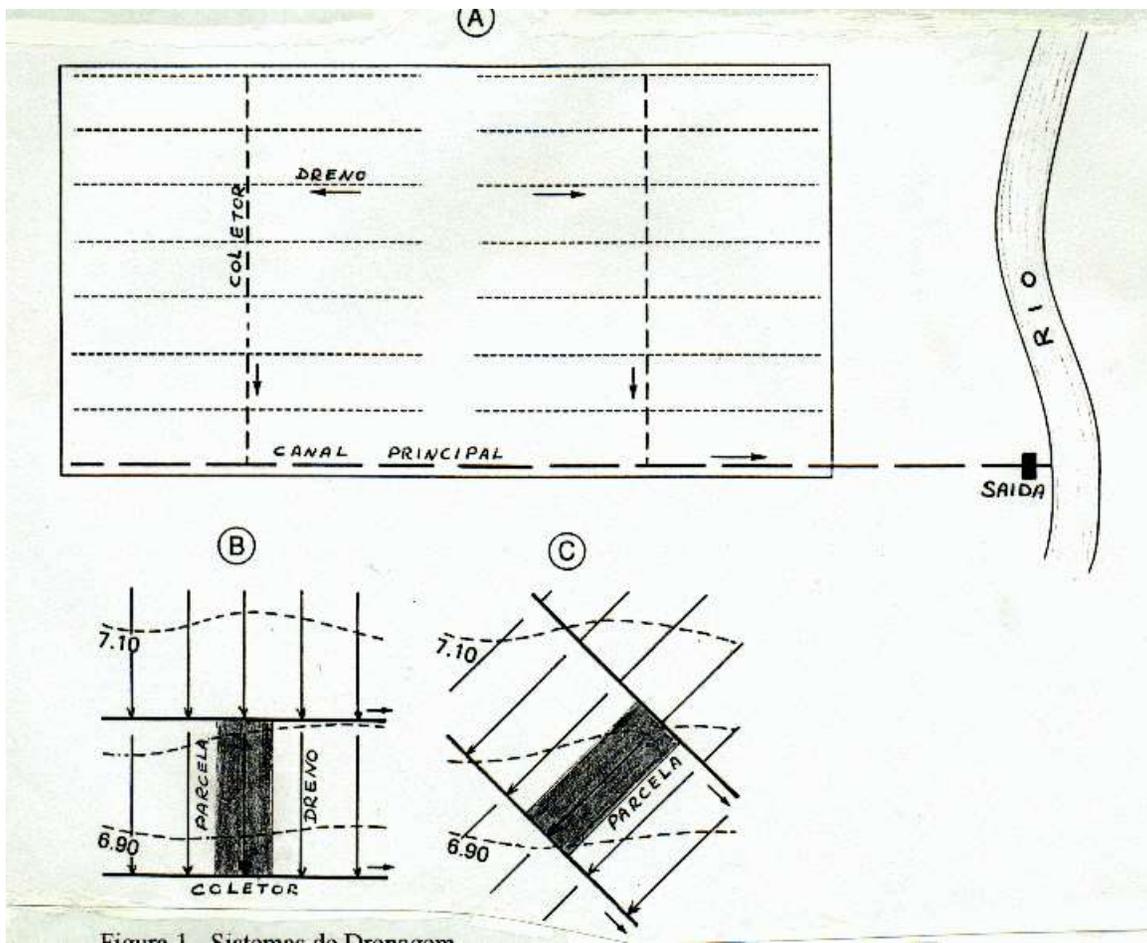
Há uma estrutura funcional que, a nosso ver, é mais adequada e mais completa, adotada pelo Soil Conservation Service, segundo o qual um sistema de drenagem tem três componentes: o sistema de drenagem propriamente dito, o sistema de transporte, e o sistema de saída. Ele se diferencia por dar destaque ao sistema de saída como uma estrutura hidráulica especial, mais sofisticado e distinto dos demais.

Cada componente tem as seguintes funções: a) o sistema de drenagem parcelar que contém os drenos propriamente ditos, cuja função é o controle efetivo da água no solo; b) o sistema coletor e de transporte, cuja função é exclusivamente coletar a água removida pelos drenos e transportá-la até a saída. A sua função é exclusivamente de transporte. Os canais coletores são muitas vezes chamados impropriamente de drenos quando na verdade não têm essa responsabilidade; c) o sistema de saída é um complexo de estruturas hidráulicas cuja função é promover a transferência total da água retirada do perímetro, para um rio ou um lago ou outro sistema natural capaz de absorver todo o volume de água drenado do campo. Esse processo é feito por gravidade através de tubulações, canais e comportas quando as condições hidrológicas permitirem ou através

de bombas em períodos de enchentes. A compreensão das funções dos componentes e o dimensionamento por partes são essenciais ao bom funcionamento do sistema como um todo.

Convém ainda comentar que a Engenharia em geral só é operacional se os projetos forem elaborados e implantados segundo normas técnicas específicas, inclusive para efeito de fiscalização e de aprovação. Contudo, como não há ainda normas brasileiras (NB) definitivas para projetos de drenagem e de irrigação (apenas projetos de normas na ABNT) resta adotar critérios técnicos. Em muitos países se usam critérios associados a normas técnicas. O inconveniente de um critério é que embora tecnicamente elaborado não produz obrigatoriedade. Sem dúvida, a experiência e a utilização de critérios e de ensaios repetidamente com sucesso é a base de se criar uma Norma Técnica.

A Figura 7.1 apresenta esquemas que representam sistemas de drenagem. Entre outras coisas, a nomenclatura também não está normatizada. A rigor só deve ser chamado de dreno a estrutura que capta água do solo e promove o seu controle. Portanto, não tem sentido uma denominação popular de dreno primário, dreno secundário, etc.. O dreno é o único responsável pelo controle da água da parcela correspondente, como indicado. A Figura 7.2 mostra dois sistemas de drenagem superficial, para áreas planas e para áreas declivosas. A Figura 7.3 representa o sistema de saída clássico composto pelo trecho final do canal principal que descarrega num lago de acumulação, o dique de proteção contra enchentes, o sistema de saída por gravidade e o sistema de bombeamento.



A= Esquema Geral; B e C = variações de acordo com a direção do fluxo subterrâneo

Figura 7.1 Sistemas de drenagem.

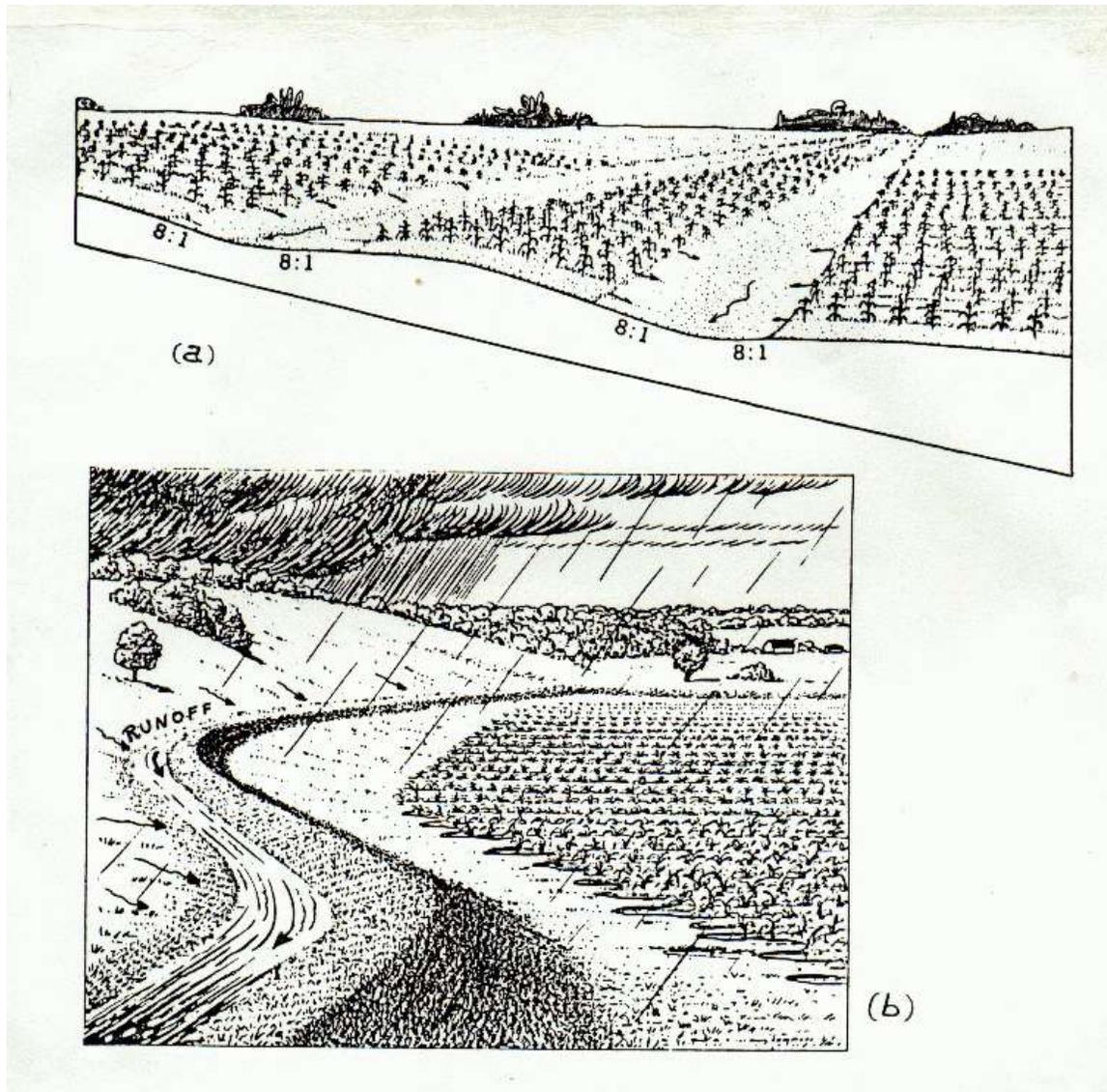


Figura 7.2 Sistemas de drenagem superficial: (a) em áreas planas, (b) em áreas declivosas.

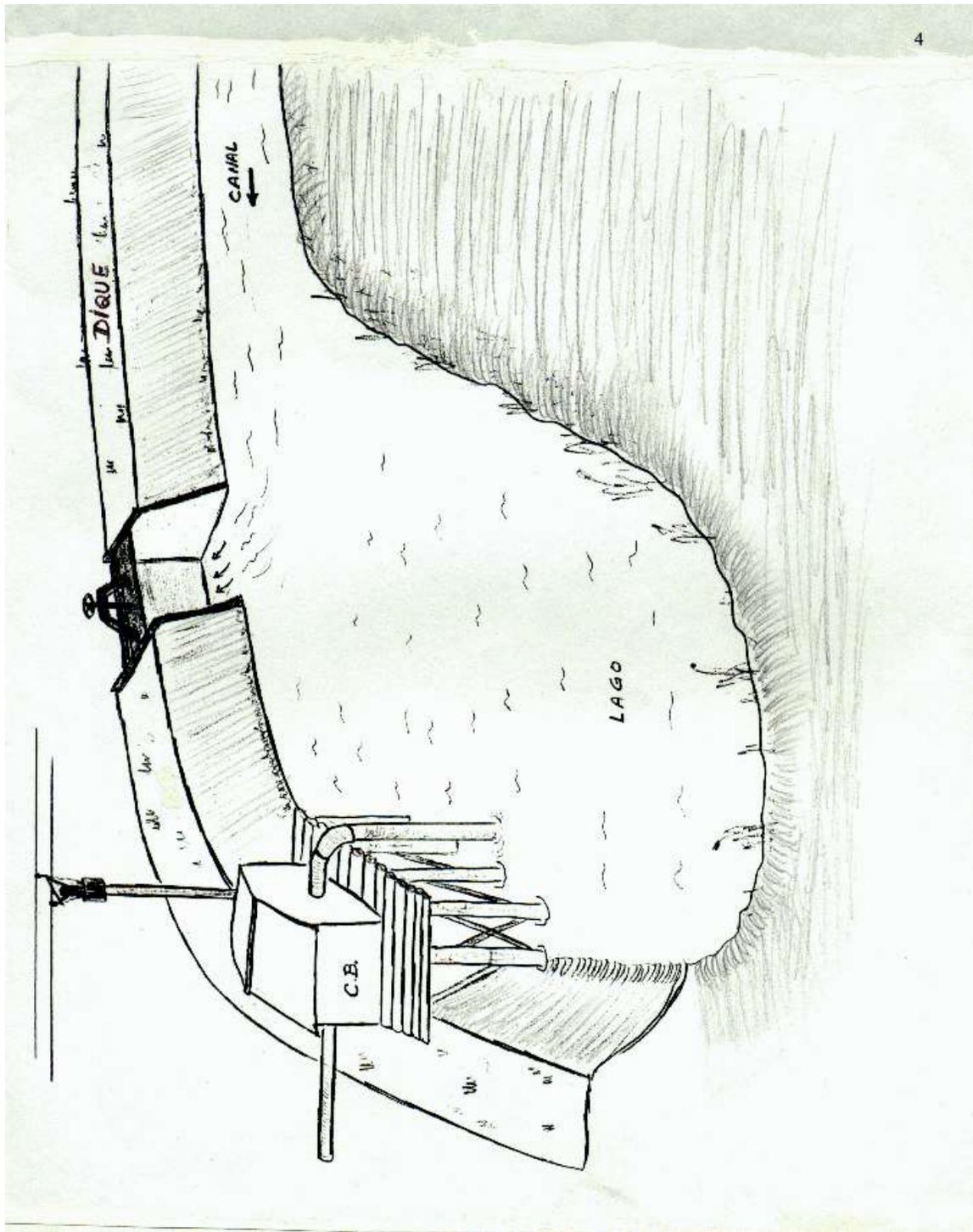


Figura 7.3 Sistema de saída de um projeto de drenagem: por gravidade e por bombeamento.

7.3 SISTEMAS DE DRENAGEM SUPERFICIAL

7.3.1 Critérios hidrológicos e hidráulicos

O objetivo exclusivo dos sistemas de drenagem superficial é promover um controle sobre o escoamento superficial (runoff) de modo que ocorra, de forma ordenada, sem causar inconvenientes na superfície do solo como a erosão e o transporte de solo, o carreamento de pesticidas e poluentes, migração de sais, contaminação das áreas adjacentes. O dimensionamento segue critérios técnicos, especialmente hidrológicos, recomendados para esse fim:

- Vida útil do projeto, risco de falha e tempo de retorno;
- Chuva crítica da área do projeto com base nas características hidráulicas e hidrológicas e seu tempo de concentração;
- Pico de descarga proveniente do escoamento superficial ou runoff;
- Dimensionamento hidrológico dos canais cuja função é interceptar e conduzir o runoff na forma desejada, que compreendem diversas formas como canaletas, valas, canais, drenos interceptores, terraços, etc. ;
- Verificação e comprovação das condições hidráulicas em que se dará o escoamento das águas sempre tendo em mente a velocidade máxima permitida, não erosiva.

A Hidrologia nos ensina que a vida útil de uma estrutura, o risco de falha e o tempo de retorno são interdependentes e se relacionam pela expressão:

$$J = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (7.1)$$

sendo:

J - probabilidade de repetir um evento hidrológico pelo menos uma vez, dentro de N anos;

T - tempo de retorno do evento considerado.

Quando N é considerado igual à vida útil do projeto, J é denominado índice de risco ou risco de falha do projeto. Assim, por exemplo, se N = 20 anos (vida útil desejada), J = 10% (risco de falha dentro de N anos) o projeto deverá ser dimensionado com um tempo de retorno T = 190 anos. Se o risco de falha for aceito como 40%, o tempo de retorno passa a ser de 39 anos. Por outro lado, um tempo de retorno de 20 anos para dimensionar um projeto cuja vida útil desejada seja de 20 anos acarreta um risco de falha de 64%, pelo menos uma vez dentro de 20 anos e assim por diante.

A Tabela 7.1 apresenta diferentes combinações desses parâmetros.

O critério hidrológico para projetos nos quais as conseqüências de falha não implicam em altos custos de reparo e de indenização, recomenda que se adote um tempo de retorno de 5 a 10 anos. Os riscos de falha são altos, mas são toleráveis diante dos prejuízos esperados e diante do custo elevado de um projeto caso se adote um tempo de retorno de 25, 50 ou até de 100 anos. Há projetos que recomendam T = 50 a 100 anos, como no caso de barragens de terra, cujos custos de construção, reconstrução e acima de tudo de indenização por eventuais falhas são muito altos. Para projetos de drenagem, T = 5 a 10 anos é considerado plenamente adequado.

Para dimensionamento de estruturas hidráulicas de escoamento, a chuva crítica é associada ao tempo de concentração (T_c) da área de contribuição. Só há uma maneira

adequada para o cálculo do tempo de concentração que segue a própria definição: é o maior tempo de percurso do *escoamento superficial*, de qualquer parte da área até o ponto de saída (ou de chegada) de interesse. Portanto, é preciso determinar os percursos possíveis

do runoff sobre a bacia ou a área de contribuição até chegar ao perímetro ou à estrutura em dimensionamento. Nenhuma das fórmulas empíricas como ainda são apresentadas em muitos textos, são adequadas, pois elas correlacionam apenas um comprimento (o eixo da bacia) com o seu declive (médio) sem considerar as características da superfície, o que é um absurdo intolerável. O método que vamos utilizar é do Soil Conservation Service. Chow (1964) que é uma referência de primeira grandeza na hidrologia, também recomenda o mesmo procedimento.

Tabela 7.1 Tempo de retorno a ser adotado em projetos em função da vida útil esperada (N) e do risco de falha tolerado (J)

Risco de falha (J) tolerado (%)	VIDA ÚTIL ESPERADA EM ANOS (N)							
	1	2	5	10	20	25	50	100
99	1,01	1,1	1,7	3	5	6	11	22
93	1,1	1,4	2,4	4	8	10	19	38
87	1,1	1,6	3	5	10	13	25	50
75	1,3	2,0	4	8	15	19	37	73
65	1,5	2,4	5,3	10	19	24	48	96
60	1,7	2,7	6	11	22	28	55	109
50	2	3	8	15	29	37	73	145
40	2,5	4	10	20	39	49	98	196
30	3	6	14	28	56	70	140	280
25	4	8	18	35	70	87	174	348
20	5	10	23	45	90	113	225	449
15	7	13	31	62	123	154	308	615
10	10	20	48	95	190	238	475	950
5	20	40	98	195	390	488	975	1950
2	50	99	248	495	990	1238	2476	4951
1	100	199	498	995	1990	2488	4977	9953

Assim, se o T_c é de 40 min, a chuva crítica para a mesma área em questão é uma chuva com tempo $t = T_c = 40$ minutos e com tempo de retorno $T =$ de 5 a 10 anos de acordo com a conveniência do projeto. Para esse procedimento de cálculo é necessário utilizar a Tabela 7.2 adaptada do Soil Conservation Service (1973).

No trabalho pioneiro do Engº Otto Pfafstetter, “Chuvvas intensas no Brasil” (1956) foram calculadas as chuvas máximas para 98 cidades do Brasil correlacionando sua duração e tempo de retorno. Posteriormente esses dados foram elaborados e publicados na forma de tabelas, semelhante a Tabela 7.3. Nardin & Freitas (1982) os apresentam, na forma de equações para o cálculo da intensidade máxima. Nesta forma, são mais

convenientes para aplicação na conhecida “Fórmula Racional”, ou fórmula de Mulvaney, como na Equação 7.2.

$$Q_{max} = \frac{C.i.A}{360} \quad (7.2)$$

sendo:

Q_{max} - descarga máxima ($m^3 s^{-1}$);

C - coeficiente de runoff, dado em tabelas;

i - intensidade da chuva ($t = T_c$) (mm/h);

A - área (ha).

Tabela 7.2 Velocidade do escoamento superficial (V , $m^{-1} s$) em função do tipo de superfície e do declive do terreno (I , %), para calcular o tempo de concentração (T_c).

1. Floresta ou mata natural com grande depósito vegetal na superfície do solo. Forrageiras fechadas formando estolões. Braquiárias, grama.	$V = 0,08\sqrt{I}$
2. Solo não cultivado. Cultivo mínimo em faixas. Área reflorestada.	$V = 0,15\sqrt{I}$
3. Pastagens de baixo porte em touceiras.	$V = 0,21\sqrt{I}$
4. Terreno cultivado	$V = 0,27\sqrt{I}$
5. Solo nu. Formações de aluviões em leque em direção ao vale.	$V = 0,30\sqrt{I}$
6. Canais com vegetação. Terraços ou depressões naturais com vegetação. Talvegue.	$V = 0,45\sqrt{I}$
7. Áreas pavimentadas. Sulcos de erosão.	$V = 0,60\sqrt{I}$
$TEMPO DE PERCURSO T_p = \frac{l}{v}$	
$TEMPO DE CONCENTRAÇÃO T_c = \sum T_p$	

Tabela 7.3 Chuvas máximas (mm) em São Gonçalo - PB.

t	T(anos)				
	2	5	10	25	50
30m	35	43	48	56	62
1h	47	59	68	80	90
2h	58	73	85	102	115
4h	70	89	104	125	142
12h	91	116	135	163	185
24h	107	136	159	190	215

A Tabela 7.3 pode ser substituída pela equação:

$$i = \frac{3077 T^{0,14}}{(t + 30)^{0,93}} \quad (7.3)$$

Há uma razão muito explícita para que a chuva do projeto tenha uma duração t igual ao T_c da área. É a condição crítica na qual a área produz a máxima descarga proveniente do runoff. Em qualquer outra alternativa ($t < T_c$ ou $t > T_c$), o pico de descarga será inferior. Isso será demonstrado adiante no conceito do “Método Racional” devido a Mulvaney (1851). Para o cálculo do pico de runoff produzido pela área de projeto existem outros procedimentos hidrológicos nos textos tradicionais da Hidrologia. Como sua análise foge ao escopo deste Capítulo, para o caso específico de projetos de drenagem em áreas relativamente pequenas (até 200 ha) é válido aplicar o método racional pela simplicidade e aceitação geral na engenharia.

O dimensionamento hidráulico de todas as estruturas de escoamento de um projeto de drenagem que são condutos livres, abertos (canais, terraços) e fechados (drenos, bueiros, galerias pluviais, etc.) é feito utilizando-se a tradicional equação de Manning para condições de escoamento uniforme. Essa equação se apresenta sob diferentes formas que variam também de acordo com a forma de conduto. É claro que a exceção fica com o sistema de saída por bombeamento, com procedimento de cálculo próprio.

Convém lembrar que o dimensionamento só se encerra quando for comprovado numericamente o regime de escoamento efetivo dos picos de descarga em todos os pontos do sistema, isto é, a velocidade efetiva do pico de descarga deverá ser forçosamente baixa, dentro dos limites de tolerância do material que compõe o conduto (o tipo de solo, por exemplo). Caso contrário, medidas corretivas devem ser adotadas. Basicamente a redução do declive do conduto, o que implica em redimensionamento.

Como se vê, o dimensionamento de um sistema de drenagem superficial se baseia exclusivamente em critérios hidrológicos e hidráulicos. Um critério econômico, por sua vez, pode sugerir que se altere o dimensionamento final, desde que não prejudique o relacionamento entre os parâmetros N , J e T (já discutidos) adotados no projeto. No dimensionamento de um sistema de drenagem superficial, outros critérios hidrológicos, mais específicos deverão ser adotados, os quais serão analisados diretamente no exemplo numérico para melhor compreensão.

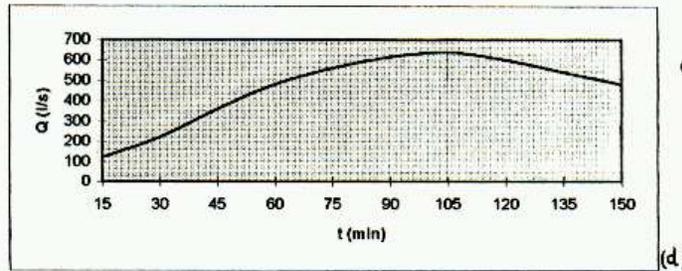
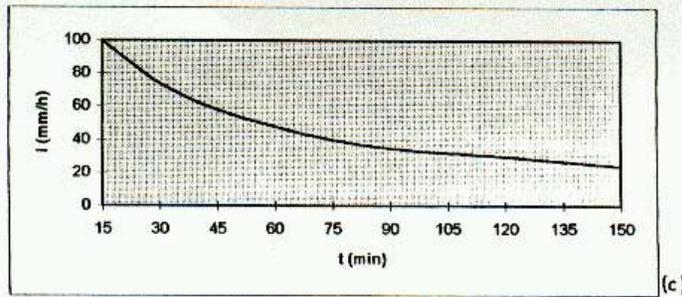
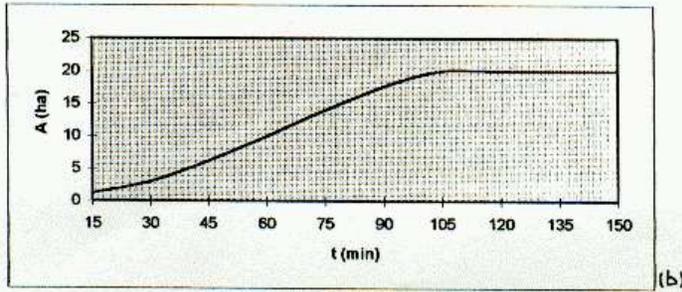
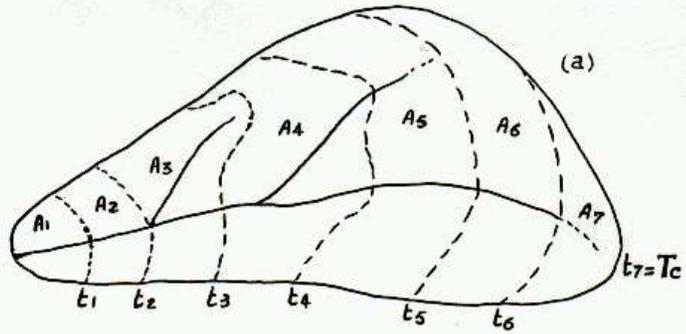
7.3.2 O “Método Racional”

Na Figura 7.4 está a interpretação do Método Racional, proposto por Mulvaney em 1851. Considerando uma chuva que cobre progressivamente a bacia (a), o aumento da área com o tempo (b) atinge um máximo e depois estabiliza, pois não há mais área de contribuição. Por outro lado, com o aumento do tempo de chuva, a sua intensidade (c), cai. Do produto dessas variáveis resulta a curva (d) indicando que a descarga atinge o pico em $t = T_c$ e depois cai. O resultado numérico está na última coluna da tabela contida na Figura 7.4.

HIDROLOGIA - INTERPRETAÇÃO DO "MÉTODO RACIONAL"

8

C = 0.36		Q = .001 i A	
(1)	(2)	(3)	(4)
t min	Σ A ha	i mm/h	Q l/s
15	1.2	100	120
30	3	74	222
45	6.2	58	360
60	10	48	480
75	14	40	560
90	17.6	35	616
105	20	32	640
120	20	30	600
135	20	27	540
150	20	24	480



$Q = C i A$
 $t = T_c$
 $t > T_c$

7.3.3 Exemplo de dimensionamento

Dimensionar o sistema de drenagem superficial indicado na Figura 5. A área de projeto é composta de cinco parcelas. Essa subdivisão da área seguiu um critério particular, como por exemplo, a ocupação econômica, ou um critério conservacionista, etc., tanto da dimensão das parcelas, como do espaçamento entre os canais, drenos ou terraços.

A ₁	7,0ha	C ₁ = 0,40	MATO
A ₂	5,0ha	C ₂ = 0,36	PASTAGEM
A ₃	3,6ha	C ₃ = 0,36	PASTAGEM
A ₄	2,5ha	C ₄ = 0,34	CULTURA
A ₅	2,5ha	C ₅ = 0,34	CULTURA

A ₁	7,0ha	C ₁ = 0,40	MATO
A ₂	5,0ha	C ₂ = 0,36	PASTAGEM
A ₃	3,6ha	C ₃ = 0,36	PASTAGEM
A ₄	2,5ha	C ₄ = 0,34	CULTURA
A ₅	2,5ha	C ₅ = 0,34	CULTURA

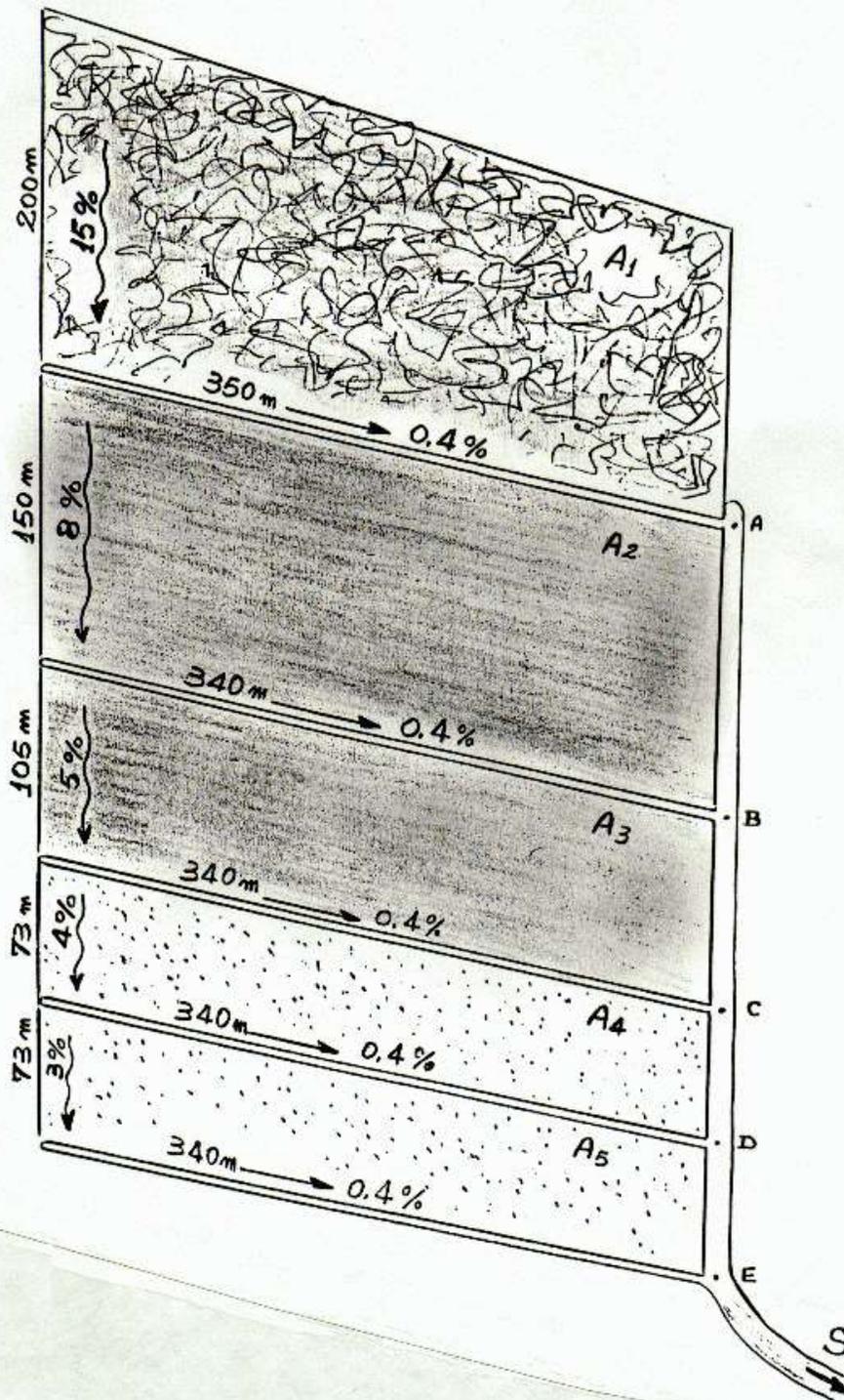


Figura 7.5 Área de projeto.

O importante aqui é como interpretar essa subdivisão e como proceder ao seu dimensionamento. Supondo que a área esteja situada no município de São Gonçalo - PB e que o regime das chuvas apresenta uma distribuição irregular, prevalecendo nos meses de janeiro a maio. Nos oito meses restantes procede-se à irrigação. As recargas irregulares e mais intensas ocorrem no período chuvoso e não importa se são de pequena duração. São elas que vão ditar os critérios de controle. O projeto é dimensionado para um Tempo de Retorno, $T = 5$ anos.

1) **Cálculo do tempo de concentração - T_c de cada parcela até o ponto de saída S**

É necessário usar a Tabela 7.2, baseada em dados do Soil Conservation Service - SCS.

Parcela 1

$$V_1 = 0,08\sqrt{15} = 0,309 \text{ m.s}^{-1}$$

$$t_1 = \frac{200\text{m}}{0,309} = 647\text{s}$$

$$T_{c1} = 1879\text{s}$$

$$V_2 = 0,45 \sqrt{0,4} = 0,284 \text{ m.s}^{-1}$$

$$t_2 = \frac{350\text{m}}{0,284} = 1232\text{s}$$

$$T_{c1} = 31\text{min}$$

Parcela 2

$$V_2 = 0,21\sqrt{8} = 0,593 \text{ m.s}^{-1}$$

$$t_1 = \frac{150\text{m}}{0,593} = 253\text{s}$$

$$T_{c2} = 1450 \text{ s}$$

$$T_{c2} = 24 \text{ min}$$

$$V_2 = 0,45 \sqrt{0,4} = 0,284 \text{ m.s}^{-1}$$

$$t_2 = \frac{340\text{m}}{0,284} = 1197\text{s}$$

Parcela 3

$$V_3 = 0,21\sqrt{5} = 0,469 \text{ m.s}^{-1}$$

$$t_3 = \frac{105\text{m}}{0,469} = 224\text{s}$$

$$T_{c3} = 1421 \text{ s}$$

$$T_{c3} = 23 \text{ min}$$

$$V_3 = 0,45 \sqrt{0,4} = 0,284 \text{ m.s}^{-1}$$

$$t_3 = 1197 \text{ s}$$

Parcela 4

$$V_1 = 0,27\sqrt{4} = 0,54 \text{ m.s}^{-1}$$

$$t_1 = \frac{73\text{m}}{0,54} = 135\text{s}$$

$$t_2 = 1197\text{s}$$

$$T_{c4} = 1332\text{s}$$

$$T_{c4} = 22\text{min}$$

Parcela 5

$$V_1 = 0,27\sqrt{3} = 0,467\text{m.s}^{-1}$$

$$t_1 = \frac{73}{0,467} = 156\text{s}$$

$$t_2 = 1197\text{s}$$

$$T_{c5} = 1353 \text{ s}$$

$$T_{c5} = 22 \text{ min}$$

Os tempos de concentração individuais mostram que os picos de descarga não vão atingir o coletor simultaneamente, mas haverá uma defasagem. Isto é importante no dimensionamento do coletor.

2) Pico de descarga de cada parcela

Parcela 1

Para: $t = T_c = 31 \Rightarrow i = 84 \text{ mm.h}^{-1}$, da Equação (7.3)

$$Q_1 = \frac{0,40 \cdot 84 \cdot 7}{360} \quad Q_1 = 0,650 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}, \text{ no ponto A}$$

Parcela 2

$$Q_2 = \frac{0,36 \cdot 94 \cdot 5}{360} \quad Q_2 = 0,470 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ no ponto B}$$

Parcela 3

$$Q_3 = \frac{0,36 \cdot 96 \cdot 3,6}{360} \quad Q_3 = 0,345 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}, \text{ no ponto C}$$

Parcela 4

$$Q_4 = \frac{0,34 \cdot 98 \cdot 2,5}{360} \quad Q_4 = 0,230 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}, \text{ no ponto D}$$

Parcela 5

$$Q_5 = \frac{0,34 \cdot 98 \cdot 2,5}{360} \quad Q_5 = 0,230 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}, \text{ no ponto E}$$

3) Cálculo do tempo de concentração global, para toda a área de projeto, até o ponto de saída S.

Corresponde ao tempo de percurso do escoamento superficial (escoamento laminar, difuso, sobre o terreno) atravessando a Parcela 1 até o ponto A, mais o tempo de percurso ao longo do coletor (t_{pe}), até S. Essa combinação de percursos resulta, neste caso, no maior tempo acumulado que se chama tempo de concentração global (T_{cg}), isto é,

$$T_{c \text{ global}} = T_c + t_{\text{percurso no coletor}} \quad (7.4)$$

critério mais prático é adotar uma velocidade máxima no percurso do coletor, de acordo com o limite tolerado pelo material. Ao fazer isso, haverá imposição do declive do coletor que deverá ser confirmado posteriormente. Supondo que se adote uma velocidade máxima de 0,9 m . s⁻¹. Até o ponto A, o tempo encontrado foi de 31 minutos. No percurso AE de 401 m, resulta:

$$t = \frac{401}{0,9} = 446 \text{ s} = 7,43 \text{ min} \quad \text{Portanto, } T_{cg} = 31 + 7,43 \approx 39 \text{ min}$$

Da mesma forma, percebe-se que quando a água da Parcela 1 atingir o ponto B em 31 + 2,8 = 33,8 min, o pico de descarga da Parcela 2 já será passado (T_{c2} = 24 min). Portanto, não teria sentido somar os picos de descarga das parcelas para dimensionar o coletor, pois estaria superdimensionado. Além disso, nunca ocorrem chuvas diferentes e simultâneas.

4) Dimensionamento dos drenos (ou terraços)

Recomenda-se dimensionar os drenos parcelares pelos tempos de concentração individuais e os respectivos picos de descarga. Com isso, os drenos (ou terraços) são dimensionados para a condição mais crítica e mais segura, pois quando t = T_c, resulta Q_{máximo}.

Considerando estruturas trapezoidais e a equação de Manning para canais, a Hidráulica nos lembra:

$$V = \frac{1}{n} R^{0,667} I^{0,5} \quad (7.5)$$

$$A = bh + \lambda h^2 \quad (7.6)$$

$$Q = A \cdot V. \quad (7.7)$$

$$V = \frac{I^{0,5}}{n} \left[\frac{bh + \lambda h^2}{2h\sqrt{1 + \lambda^2} + b} \right]^{0,667} \quad (7.8)$$

$$I = \frac{V^2 n^2}{R^{1,333}} \quad (7.9)$$

Assim, na Parcela 1, temos:

$$Q_1 = 0,650 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

$$I_1 = 0,004 \text{ m} \cdot \text{m}^{-1} \text{ (declive do dreno)}$$

Adotando-se:

$$n = 0,030 \text{ (tipo de solo); } b = 1,50\text{m ; } \lambda = 1:1 \text{ (taludes)}$$

Verifica-se que no trecho final (ponto A) o canal terá capacidade de vazão de $0,670 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, compatível com o tipo de solo.

Outra solução hidráulica, permite calcular o declive máximo do dreno, para escoar o pico de Runoff ($0,650 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) com uma velocidade máxima ($0,90 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$) em função do solo. Nesse caso, teríamos:

$$V = 0,90 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

$$n = 0,030$$

$$b = 1,5\text{m}$$

$$Q = 0,650 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

$$\lambda = 1:1$$

$$I = 0,00397 \text{ m/m} - \text{Declive necessário}$$

$$h = 0,38 \text{ m} - \text{Altura da lâmina d'água no canal}$$

Portanto, as condições do projeto são satisfatórias.

De maneira análoga são dimensionados os demais drenos parcelares, um a um.

5) Dimensionamento do coletor

Deve ser dimensionado para uma chuva crítica cuja duração é $t = T_{cgl}$. A vazão inicial (no ponto A) do coletor é de $0,650 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. O coeficiente de Runoff médio da área total é a média ponderada das parcelas:

$$\bar{C} = \frac{C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2 + \dots}{A_{Total}}; \quad \bar{C} = 0,38$$

$$\Sigma A = 20,6 \text{ ha; } i = 75 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$$

$$Q_{\text{total}} = \frac{0,38 \cdot 75 \cdot 20,6}{360} = 1,630 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

Esta será a vazão na saída da área. Portanto, a secção transversal do coletor deverá aumentar progressivamente com $Q = 0,650$ até $Q = 1,630$.

No trecho final, teremos:

$$\begin{aligned} V_{\text{max}} &= 0,9 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1} \text{ (desejada)} \\ n &= 0,035 \text{ (com obstáculos)} \\ b &= 1,5 \text{ m} \\ Q &= 1,630 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \\ \lambda &= 1:1 \end{aligned}$$

Para satisfazer essas condições será necessário um declive máximo $I = 0,00260 \text{ m m}^{-1}$ acompanhado de $h = 0,79 \text{ m}$. Caso h seja excessivo, aumenta-se a base que h diminui. Finalmente, dado que o declive do terreno vai de 8% a 3%, no trecho AE, o coletor deverá ser forçosamente em degraus (dissipadores de energia), para manter o declive desejado.

7.4 SISTEMAS DE DRENAGEM SUBTERRÂNEA

O objetivo desses sistemas é o controle do nível freático de modo a permitir um manejo adequado da camada superficial do solo para os mais variados fins, desde o cultivo do solo, o controle de sais, controle da poluição e da contaminação das águas freáticas, para o trânsito de máquinas, obras civis, estradas, aeroportos, etc..

7.4.1 Equações de drenagem

O dimensionamento desses sistemas começa pelo cálculo do espaçamento dos drenos. As equações mais indicadas são a de Glover para a condição $d = 0$ e a de Van Schilfgaard para $d > 0$, de acordo com a Figura 7.6, pois derivam da equação fundamental de Dupuit (1857) sem processos de linearização. A equação de Glover-Dumm é também válida e bastante recomendada, embora seja considerada uma solução linearizada. Elas são as equações indicadas para situações de fluxo transiente ou não permanente que prevalecem em condições de campo, especialmente em zonas tropicais onde a recarga do solo é intensa e rápida não permitindo um equilíbrio com a descarga dos drenos.

A equação geral do fluxo não permanente é dada por Dupuit (1857):

$$\alpha \frac{\partial h}{\partial t} = K \frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial h}{\partial x} \right) \quad (7.10)$$

As equações do fluxo não permanente, são:

a) para $d = 0$, Glover:

$$S^2 = \frac{9kt}{2\alpha} \left(\frac{ho \cdot ht}{ho - ht} \right) \quad (7.11)$$

b) para $d > 0$, Van Schilfgaard:

$$S^2 = \frac{9kd t}{\alpha \text{Ln} \left[\frac{ho(2d + ht)}{ht(2d + ho)} \right]} \quad (7.12)$$

c) Glover-Dumm:

$$S^2 = \frac{\Pi^2 K d t}{\alpha \text{Ln} \left(1,16 \frac{ho}{ht} \right)} \quad (7.13)$$

sendo,

α - porosidade drenável do solo ($\text{cm}^3 \text{ cm}^{-3}$);

h - altura do NF num dado instante (m);

ho - altura inicial do NF após uma recarga (m);

ht - altura final do NF após um tempo de drenagem (m);

K - condutividade hidráulica saturada (m dia^{-1});

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

t - tempo de drenagem (dias);

d - camada equivalente de HOOGHOUDT (m);

S - espaçamento dos drenos (m).

As Tabelas de Hooghoudt fornecem valores da camada equivalente d . Entretanto, durante os procedimentos de cálculo que envolvem tentativas sucessivas, são inevitáveis as interpolações nas tabelas. Assim é mais conveniente utilizar a expressão:

$$d = \frac{D}{2,5 \frac{D}{S} \text{Ln} \left(\frac{D}{P} \right) + 1} \quad (7.14)$$

O cálculo do espaçamento esbarra na questão de que as equações valem para a condição de fluxo predominantemente horizontal em direção aos drenos, o que corresponde a uma das condições básicas na qual se baseiam as hipóteses de Dupuit-Forchheimer. Para isso, a profundidade (D) é substituída pela camada equivalente (d) para tornar o fluxo horizontal.

De maneira prática pode-se concluir que mantidas as demais variáveis, um aumento de (D) produz um acréscimo no espaçamento calculado.

Entretanto, a partir de um limite, o valor de S não poderá mais aumentar, pois da camada total saturada somente a parte superior permite um fluxo que atinge os drenos. O cálculo de S é tradicionalmente efetuado por tentativas utilizando as tabelas de Hooghoudt para a camada d, o que torna os cálculos enfadonhos.

Contudo, há uma alternativa que permite chegar mais rapidamente ao valor de S, sem prejuízo significativo da precisão. Foi proposta por Van Beers (ILRI, 1974) da seguinte forma:

- a) Calcula-se o espaçamento S_0 com o valor real de campo - D -;
- b) Adota-se um diâmetro para os drenos tubulares ou a secção molhada dos canais, de forma a se obter o seu perímetro molhado, $P = \Pi r_0$ (como no processo de tentativas).
- c) Calcula-se a correção

$$C = D L \frac{D}{P} \quad (7.15)$$

- d) Calcula-se espaçamento correto:

$$S = S_0 - C \quad (7.16)$$

Com esse critério, o cálculo do espaçamento é bastante agilizado sem prejuízo significativo. Resta tranquilizar ou justificar o procedimento aos mais exigentes, com o seguinte argumento: Há evidentemente uma perda de precisão em relação ao procedimento clássico por tentativas. Entretanto, o engenheiro deve ter em mente que um projeto de drenagem é excessivamente dependente do levantamento de dados de campo e que é praticamente impossível afirmar que parâmetros como a condutividade hidráulica, a porosidade drenável, a profundidade do perfil e outros, sejam verdadeiramente representativos das condições reais de campo.

A Capacidade de amostragem, pontual, está muito aquém daquela ideal. Portanto, os valores introduzidos numa equação ou num conjunto de equações não garantem a precisão do resultado.

Em outras palavras, o modelo matemático é adequado, mas sua alimentação é falha e os resultados inseguros.

A variabilidade espacial das propriedades do solo é o último e grande desafio que a engenharia enfrenta. De resto, não há necessidade de maiores refinamentos teóricos. Van Schilfgaard (1974) é categórico ao levantar essa questão, que continua atual.

Assim, pode-se justificar um procedimento de cálculo do espaçamento, de forma mais direta, sem prejuízo significativo.

Luthin (1973) afirmava que o valor do espaçamento calculado podia ser adaptado às necessidades do sistema de drenagem com uma variação de $\pm 5\%$ sem prejudicar o desempenho.

Resta ainda, como opção, uma solução gráfica para as mesmas condições: $d > 0$ ou $d = 0$, como indicam as Figuras 7.7 e 7.8. As mesmas figuras fornecem diretamente o espaçamento dos drenos.

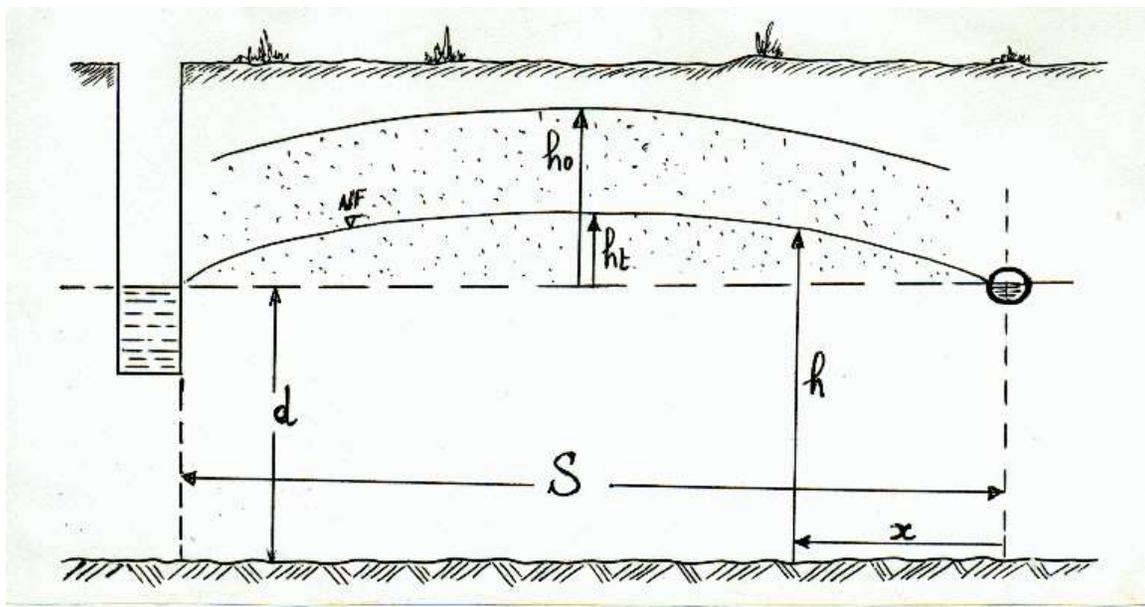


Figura 7.6 Esquema de operação de um sistema subterrâneo.

DRENAGEM

Solução da Equação de GLOVER, R.D. - US BUREAU OF RECLAMATION - Para condições de Fluxo Não Permanente (TRANSIENT FLOW) em direção aos Drenos, resultante da Equação Geral de BOUSSINESQ. Condição I

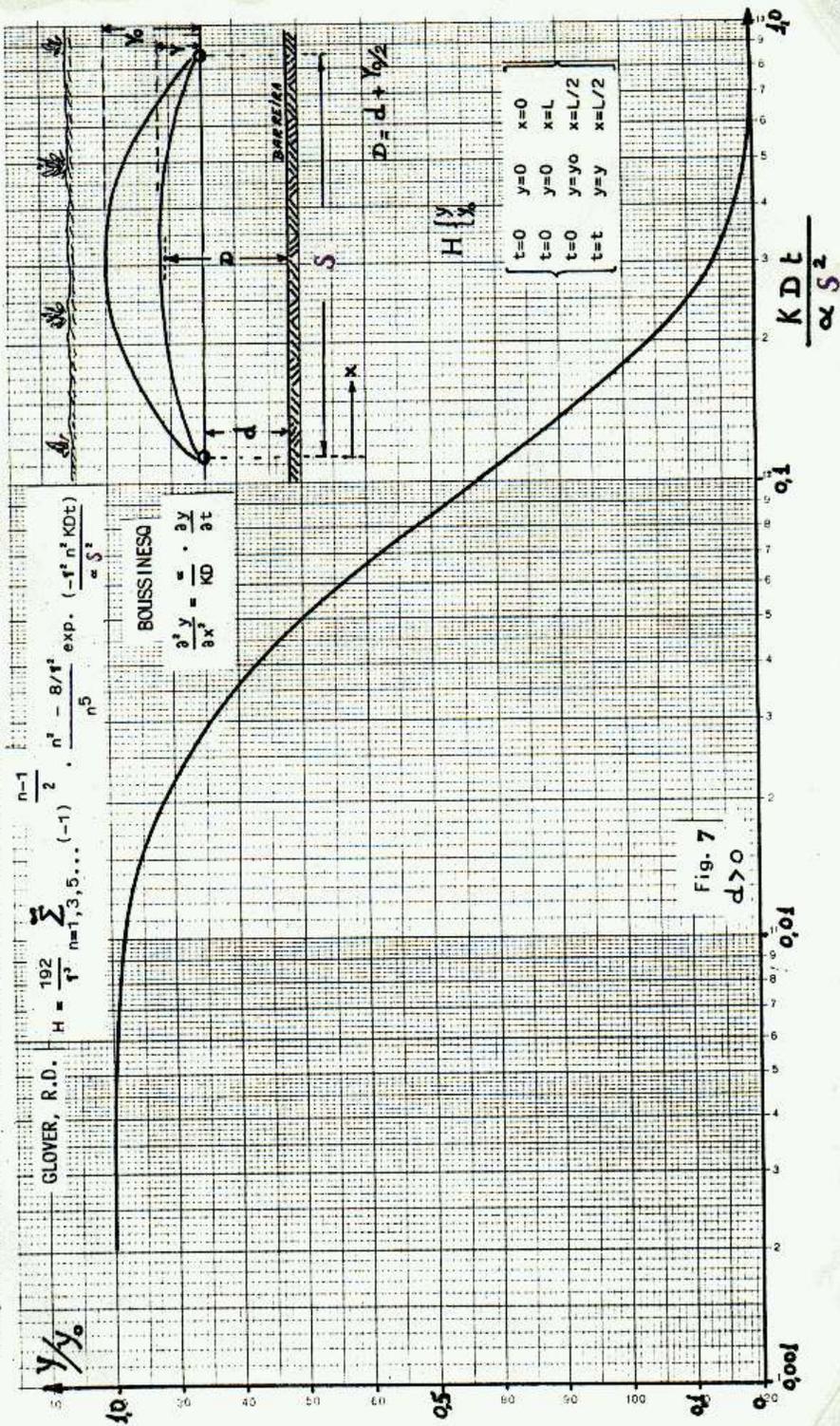


Figura 7.7 Solução da Equação de Glover para condições de fluxo não permanente (Transient flow) em direção aos drenos, resultante da equação geral de Boussinesq. Condição I.

DRENAGEM

Solução da Equação de GLOVER, R.D. - US BUREAU OF RECLAMATION - Para condições de Fluxo Não Permanente (TRANSIENT FLOW) em direção aos Drenos, resultante da Equação Geral de BOUSSINESQ. Condição II

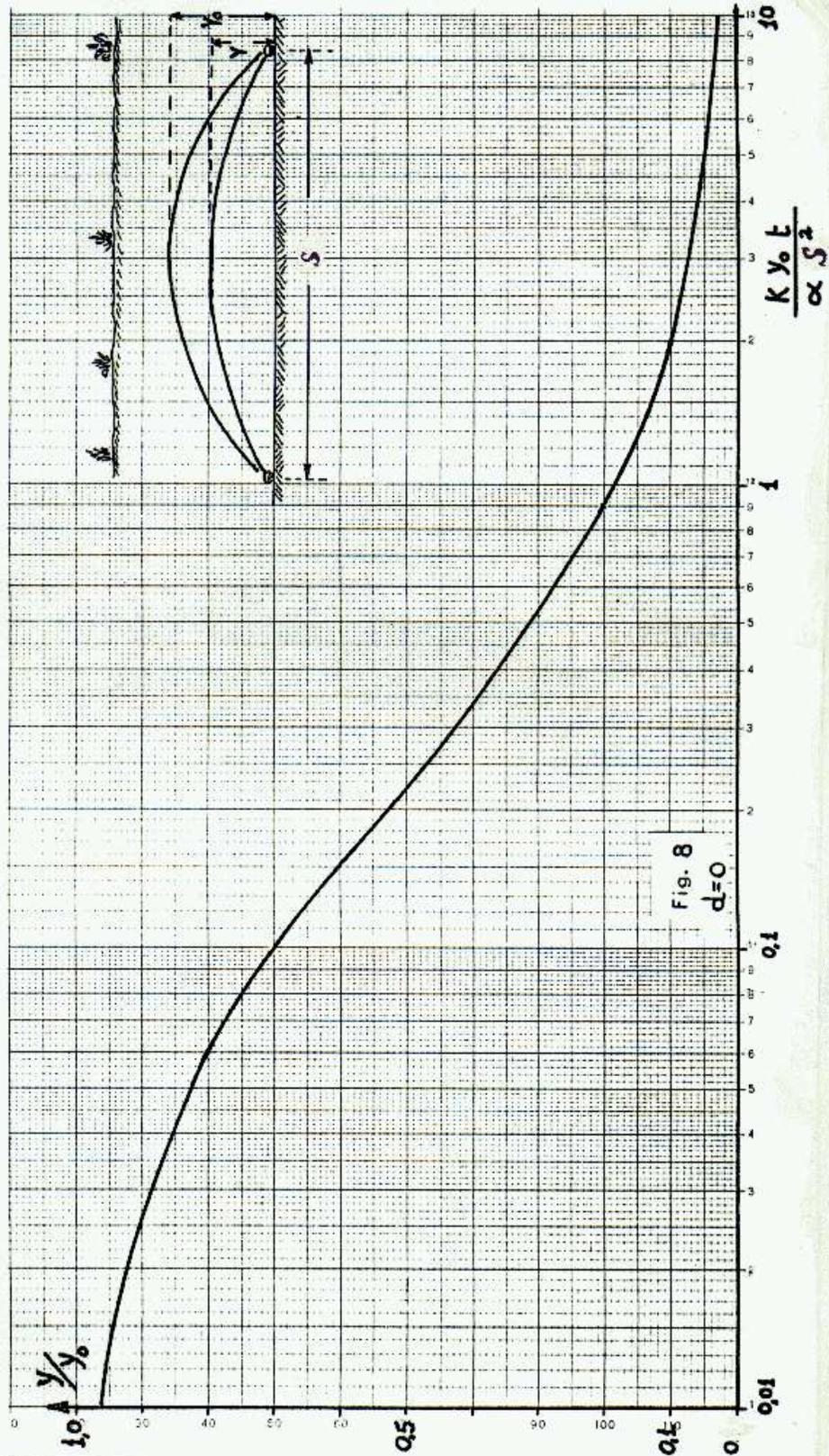


Fig. 8
d=0

Figura 7.8 Solução da Equação de Glover para condições de fluxo não permanente (Transient flow) em direção aos drenos, resultante da equação geral de Boussinesq. Condição II.

7.4.2 Exemplo de dimensionamento

Calcular o espaçamento dos drenos para um sistema de drenagem subterrânea, necessária para o controle do (NF) em área irrigada. Deseja-se que a máxima altura do (NF) seja de 1 m abaixo da superfície do solo. Sabe-se inicialmente que nos intervalos das irrigações há perdas para lixiviação, de 25 mm. Entretanto, no período das chuvas há previsão de uma recarga efetiva máxima de 96 mm no perfil em 24 h, com $T = 5$ anos. Os drenos tubulares de 100 mm de diâmetro devem ser implantados a 1,50 m de profundidade. O perfil tem uma profundidade total de 4,50 m e a porosidade drenável é de 10%. A Figura 7.6 é um esquema de sistema.

Numa análise preliminar, se assumirmos que o solo está em “capacidade de campo” e que a percolação é uma recarga R instantânea (muito rápida), resultaria uma elevação do nível freático (NF).

$$\Delta h = \frac{R}{\alpha} = \frac{0,025}{0,10} = 0,25 m$$

se fosse considerado somente o período de irrigação. Porém, a recarga máxima é esperada na época chuvosa e portanto, é ela quem vai determinar o dimensionamento. Neste caso,

$$\Delta h = \frac{0,096}{0,10} = 0,96 m$$

A questão agora é avaliar quanto isso representa de excesso na camada superficial do solo. A resposta correta só seria possível se fosse conhecida a exata posição do NF imediatamente antes da chuva. Como é uma previsão hidrológica, resta adotar um critério.

O NF está na posição $h_t = 0,5$ m (valor pré-fixado) na parte central entre os drenos, antes da recarga prevista e a 1,0 m da superfície. Neste caso, $h_o = 0,5 + 0,96 = 1,46$ m o que levará o NF a quatro centímetros da superfície. Ou ainda, o excesso de água corresponde a uma camada de 0,96 m que deverá ser rebaixada no tempo t , até que o NF volte a assumir a posição $h_t = 0,5$ m.

Considerando todos os dados do problema, temos:

$$Y = 4,50 \text{ m}$$

$$Z = 1,0 \text{ m}$$

$$K = 1,0 \text{ m dia}^{-1}$$

$$\alpha = 0,10$$

$$h_o = 1,46 \text{ m}$$

$$h_t = 0,5 \text{ m}$$

$$t = 4 \text{ dias}$$

$$D = 3,0 \text{ m}$$

$$r_o = 0,05 \text{ m}$$

1. Procedimento de cálculo por tentativas, aplicando a Equação 7.12 de Van Schilfgaard

$$S^2 = \frac{9 \cdot 1 \cdot d \cdot 4}{0,10 \cdot \text{Ln} \left[\frac{1,46(2d + 0,5)}{0,5(2d + 1,46)} \right]}$$

$$S^2 = \frac{360d}{\text{Ln} \left[\frac{2,92d + 0,73}{d + 0,73} \right]} \quad (7.17)$$

Por outro lado:

$$d = \frac{3}{2,5 \frac{3}{S} \text{Ln} \left(\frac{3}{0,157} \right) + 1}$$

$$d = \frac{22,125}{S} + 1 \quad (7.18)$$

Primeira tentativa:

So = 30 m, portanto: d = 1,737. Substituindo em Equação 7.17, resulta:

$$S_1 = 27,06 \text{ m}$$

Como $S_1 \neq S_0$, recomeçar.

Segunda tentativa:

$$S_0 = 25 \text{ m}$$

da (18) d = 1,885. Substituindo em Equação 7.17 resulta:

$$S_1 = 27,94 \text{ m}$$

$$S_1 \neq S_0$$

Terceira tentativa:

$$S_0 = 27 \text{ m}$$

resulta d = 1,82 m e $S_1 = 27,56 \text{ m}$

$$S_1 \neq S_0$$

Quarta tentativa:

$$S_0 = 27,50$$

resulta d = 1,80 e

$$S_1 = 27,4 \text{ m}$$

Portanto, pode-se considerar $S_1 = S_0$. **O espaçamento deverá ser de 27,4 m.**

2. Procedimentos de cálculo simplificado

Considera-se o valor real = 3 m

$$S^2 = \frac{9 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 4}{0,10 \operatorname{Ln} \left[\frac{1,46(2,3 + 0,5)}{0,5(2,3 + 1,46)} \right]}$$

So = 34,0 m

Para:

∅ = 100 mm

ro = 0,05 m

P = 0,157 m

Da Equação 7.15 resulta C = 8,85 m e da Equação 7.16 vem S = 25,15 m.

Por esse procedimento, o espaçamento seria de **25,15 m**.

3. Procedimento de cálculo por tentativas aplicando a equação de Glover-Dumm

$$S^2 = \frac{\Pi^2 \cdot 1 \cdot d \cdot 4}{0,10 \operatorname{Ln} \left(1,16 \frac{1,46}{0,5} \right)}$$

$$S = \sqrt{323,58 \cdot d} \quad (7.19)$$

Primeira tentativa:

So = 25 m ⇒ da Equação 7.14 resulta d = 1,63 m

⇒ da Equação 7.19 resulta S₁ = 22,36 m

S₁ ≠ So

Segunda tentativa:

So = 20 d = 1,46 e S₁ = 21,73 m

S₁ ≠ So

Terceira tentativa:

So = 24,8 m d = 1,89

S₁ = 24,7 m

S₁ ≈ So

Portanto, o espaçamento será de **24,7 m**

4. Procedimento de cálculo simplificado

$$S^2 = \frac{\Pi^2 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 4}{0,10 \operatorname{Ln} \left(1,16 \frac{1,46}{0,5} \right)}$$

So = 31,15 m

Analogamente:

C = 8,85 m e

S = 31,15 - 8,85 = 22,30 m

Portanto, o espaçamento deveria ser de **22,30 m**.

Nota-se que o procedimento de Van Beers tende a dar um espaçamento ligeiramente inferior (8-9%) independente da equação utilizada.

Concluindo, pode-se utilizar a seguinte tabela:

Tabela 7.4 Dados válidos para tubos de ϕ 100mm (ro = 0,05) ou para valetas de perímetro molhado equivalente.

VALORES PRÁTICOS DA CORREÇÃO C DE VAN BEERS (ro = 0,05)										
d(m)	0,50	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
C(m)	0,60	1,80	3,0	5,0	7,0	9,0	11,0	13,0	15,0	17,0

Finalmente, o espaçamento pode ser calculado pela equação (7.16). Fica a critério do engenheiro adotar ou não uma correção de mais 8-9%.

7.5 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DOS DRENOS E COLETORES

A partir do espaçamento fica determinada a parcela do terreno que é de responsabilidade de cada dreno. Assim, a área unitária A_1 do retângulo é $A_1 = S.L$, sendo L o comprimento do dreno.

O cálculo da descarga produzida é simplesmente o produto da área pelo coeficiente de drenagem (q) do projeto.

Assim, se $q = 2,1 \ell s^{-1} ha$ que corresponde a 18,1 mm dia⁻¹ e se a parcela tiver $20 \times 200 = 0,44 ha$, resulta:

$$Q_1 = q \cdot A_1 = 2,1 \times 0,44$$

$$Q_1 = 0,924 \ell s^{-1} \text{ (para 200 m de dreno)}$$

O diâmetro do dreno, escoando a 1/2 secção, conforme Manning:

$$D = \left(\frac{Qn}{0,156 \sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (7.20)$$

No caso, se o declive for de $0,003\text{m m}^{-1}$ e $n = 0,016$, resulta $D = 0,092\text{ m}^{-1}$, o que corresponde a um diâmetro comercial de 100 mm.

Os coletores trapezoidais são dimensionados pelas Equações 7.5 a 7.9, como visto no Exemplo 1.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BEDIENT, P.B.; HUBER, W.C. **Hydrology and flood plain analysis**. Addison-Wesley. Reading, USA. 1992. 692 p.
- CHOW, V.T. **Handbook of applied hydrology**. Mc.Graw-Hill. N. York. 1964. 1453 p.
- CRUCIANI, D.E. **A drenagem na agricultura**. Ed. Nobel. São Paulo. 1986.337 p.
- FRENCH, H.F. **Open-channel hydraulics**. Mc Graw-Hill. N. York. 1986. 705 p.
- I.L.R.I. - Drainage principles and applications. 4 vol. Wageningen, Neth. International Land . 1974. 1601 p.
- LUTHIN, J.L. Drainage engineering . Krieger. N. York. 1973.
- LINSLEY, R.K.; FRANZINI, J. **Engenharia de recursos hídricos**. EDUSP, São Paulo, 1978. 798p.
- NARDIN, J.E. De; FREITAS, P.L. Características fundamentais das chuvas no Brasil. **Pesquisa Agropecuária Brasileira**, v.17, n.10, p.1409-1416. 1982.
- SOIL CONSERVATION SERVICE- USDA. **Drainage of agricultural land**. Water Information Center. N. York. 1973. 430 p.
- TUCCI, C.M. **Hidrologia**. Ed. Universidade/EDUSP/ABRH. P. Alegre. 1993. 943 p.
- VAN SCHILFGAARDE, J. Drainage for agriculture. Madison, USA Am. Soc. Agron.. 1974. 700p.