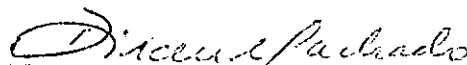


ANÁLISE DE MÉTODOS DE HIDRÓGRAFA UNITÁRIA

ANTONIO SERGIO FERREIRA MENDONÇA

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.).

Aprovada por:



Dirceu Machado Olive
Presidente



Pedro L. A. Guerrero Salazar



Diocles Jesus Rondon

MENDONÇA, ANTONIO SÉRGIO FERREIRA

Análise de Métodos de Hidrógrafa Unitária

Rio de Janeiro 1977

viii, 185 p. 29,7 cm (COPPE - UFRJ, M.Sc.,

Engenharia Civil, 1977)

Tese - Univ. Fed. Rio de Janeiro - Fac. Engenharia

1. Hidrógrafa Unitária I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

A

Clóvis, meu pai

Lourdes, minha mãe

Vera, minha noiva

Antonio, meu tio

AGRADECIMENTOS

À COOPE, nas pessoas de seu Diretor Prof. Sérgio Neves Monteiro; do Prof. Luiz Lobo B. Carneiro, Coordenador do Programa de Engenharia Civil; do Professor Rui Carlos Vieira da Silva, chefe do Setor de Recursos Hídricos e Saneamento; e em particular do Prof. Dirceu Machado Olive, orientador da presente tese.

À CAPES e à Universidade Federal do Espírito Santo pelo apoio financeiro.

Aos professores Diocles Jesus Rondon e Pedro Guerrero Salazar, membros da banca examinadora, pela revisão do trabalho.

À SERLA, na pessoa do Eng. Luiz Felipe Pupe de Menezes, Chefe da Divisão de Hidrologia pelo fornecimento dos dados hidrometeorológicos necessários.

A todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

R E S U M O

É apresentada análise detalhada dos principais métodos de cálculo do hidrograma unitário, quais sejam, as metodologias de Sherman, Curva-S, Snyder, Commons, Soil Conservation Service, Clark, Nash, Dooge, O'Donnell e Inversão através de matrizes.

Para todos os métodos foram desenvolvidos programas em linguagem Fortran. A máquina utilizada foi um Burroughs-6700, do Núcleo de Computação Eletrônica da U.F.R.J.

Aplicações foram feitas para postos de medição localizados na bacia do rio Acari, no Estado do Rio de Janeiro.

Além disto, foram feitas comparações entre os diversos métodos baseadas nos resultados das aplicações acima citadas, bem como na literatura analisada.

ABSTRACT

This work presents a detailed analysis of the main methods of calculus for the unit hydrograph, which are: the methodologies of Sherman, S-Curve, Snyder, Commo Soil Conservation Service, Clark, Nash, O'Donnell and Inversion via Matrices.

There were developed computational programs for all methods, in Fortran Language. The machine used was a Burroughs 6700 pertaining to the Nucleo de Computação Eletrônica da UFRJ.

Applications were made with data obtained from stations situated in the hydrographic basin of Rio Acari in Rio de Janeiro, Brazil.

Furthermore, comparisons were made among the methods based upon the results obtained from the applications mentioned above, as well as in the analysed literature.

Í N D I C E

Folha de Rosto -----	i
Ficha Catalográfica -----	ii
Dedicatória -----	iii
Agradecimentos -----	iv
Resumo -----	v
Abstract -----	vi
Índice -----	vii

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
I.1 - A Bacia Hidrográfica como um Sistema Aberto -----	1
I.2 - Métodos de Identificação do Sistema "Bacia Hidrográfica" -----	1
I.3 - Conceitos e Evolução da Teoria da Hidrógrafa Unitária -----	2
I.3.1 - Conceitos -----	2
I.3.2 - Principais Pesquisas no Campo da Hidrógrafa Unitária -----	4
I.4 - Objetivos do Trabalho -----	7
I.5 - Classificação dos Métodos Analisados -----	8
I.6 - Precipitação Efetiva e Escoamento Superficial -----	9
I.7 - Observações Sobre o Texto -----	10

CAPÍTULO II - ANÁLISE DAS METODOLOGIAS	12
II.1 - Formulação Matemática da Operação do Sistema "Bacia Hidrográfica" --	12
II.2 - Método de Sherman -----	14
II.3 - Curva-S -----	16
II.4 - Método de Snyder -----	19
II.5 - Método de Commons -----	24
II.6 - Método do Soil Conservation Service	26
II.7 - Método de Clark -----	29

II.8 - Método de Nash -----	33
II.9 - Método de Dooge -----	39
II.10 - Método de O'Donnell -----	44
II.11 - Método de Inversão Através de Matrizes -----	48
CAPÍTULO III - APLICAÇÕES E COMPARAÇÕES DOS MÉTODOS	51
III.1 - Elaboração de Programas Computacionais -----	51
III.2 - Exemplos de Aplicação -----	52
III.3 - Aplicações -----	55
III.4 - Análise de Resultados -----	57
CAPÍTULO IV - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	60
BIBLIOGRAFIA -----	63
APÊNDICE -----	69
APÊNDICE A - PROGRAMAS E MANUAL DE USO ---	70
PROGRAMAS -----	71
MANUAL DE USO -----	107
APÊNDICE B - RESULTADOS -----	117
B.1 - Rio Piraquara -----	118
B.2 - Rio das Pedras -----	152

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1) - A bacia hidrográfica como um sistema aberto

A bacia hidrográfica pode ser considerada como um sub-sistema do ciclo hidrológico, onde a entrada é representada pela precipitação pluviométrica no interior da sua área de contribuição e a saída pelo escoamento na seção extrema.

É de grande importância o estudo do funcionamento deste sistema, e conseqüentemente a interrelação entre seus componentes podendo-se nesse estudo lançar mão das técnicas de análise e de síntese.

As técnicas de análise de sistemas podem ser dividas em:

- a) Previsão - a partir da entrada e da operação obter a saída.
- b) Identificação - a partir da entrada e da saída obter a operação.
- c) Detecção - a partir da operação e da saída obter a entrada.

A síntese idealiza um sistema composto que converta entrada conhecida em saída, também conhecida, com um certo grau de precisão, numa operação de simulação.

Pelo fato da entrada e da saída do sistema "bacia hidrográfica" serem diretamente mensuráveis na natureza, os problemas de identificação adquirem grande importância.

I.2) - Métodos de identificação do sistema "bacia hidrográfica"

A compreensão da relação entre precipitação e escoamento, no espaço e no tempo, tem sido um dos principais problemas em hidrologia.

A transformação da precipitação em escoamento numa

bacia ocorre de forma muito complexa sendo realizada por meio de vários processos interrelacionados, envolvendo diversas áreas científicas.

Esta porção do ciclo hidrológico tem recebido especial atenção de pesquisadores de várias partes do mundo, podendo ser divididas as abordagens nesta área em dois grupos:

- a) Pesquisas que lidam com a relação entre os totais de precipitação e escoamento, estimando a distribuição no tempo das perdas ocorridas na chuva total (infiltração, evapotranspiração, etc.).
- b) Pesquisas que procuram calcular a distribuição do escoamento superficial, dados o volume e a distribuição da chuva efetiva, sendo esta geralmente obtida por processo empírico.

No último grupo situa-se fundamentalmente a teoria da hidrógrafa unitária, desenvolvida originalmente por Sherman (1932). Esta teoria, com a contribuição de muitos outros pesquisadores forneceu um conjunto de métodos que constituem a maioria das tentativas de identificação do sistema "bacia hidrográfica".

I.3) - Conceitos e evolução da teoria da hidrógrafa unitária

- I.3.1) - Conceitos

O escoamento superficial é função das características físicas da bacia e da chuva que o provocou. Como as características da bacia hidrográfica pouco variam, este escoamento depende fundamentalmente da precipitação pluviométrica.

Sherman (1932) foi o primeiro hidrólogo a considerar a existência de uma única hidrógrafa de escoamento superficial para chuvas de mesma duração e volume caídas sobre a mesma bacia.

Os seguintes princípios formam a base da teoria da hidrógrafa unitária de Sherman após contribuição de Bernard (1935) e aperfeiçoamento pelo próprio Sherman (1949):

- a) As variações de intensidade de chuva afetam as vazões e seus máximos, não sendo correto o uso de altura média de precipitação.
- b) O hidrograma unitário reflete características físicas da bacia hidrográfica, assim como infiltração, retenção superficial, etc.
- c) Princípio da Linearidade.
Duas chuvas com mesma duração têm hidrogramas com ordenadas proporcionais aos volumes escoados superficialmente.
- d) O tempo de duração do escoamento superficial é constante para chuvas de mesma duração.
- e) A distribuição das percentagens das descargas totais da bacia, representadas pelos escoamentos superficiais numa certa unidade de tempo é constante para a mesma bacia.
- f) Princípio da Superposição.
A hidrógrafa completa do escoamento superficial devida a uma chuva é composta da soma de uma série de hidrógrafas, cada uma representando o escoamento superficial devido à taxa de precipitação efetiva por unidade de tempo.

Estes princípios deram origem à hidrógrafa unitária que representa a taxa de escoamento superficial, em relação ao tempo, devida a um excesso de chuva unitário de duração especificada distribuído uniformemente sobre a bacia considerada.

Uma série de modificações foi feita na metodologia da hidrógrafa unitária, mas estas serviram para fortalecer o método, ao invés de alterar suas hipóteses básicas.

O conceito do hidrograma unitário tornou-se largamente aceito como uma das mais notáveis contribuições para a ciência da hidrologia. Pelo fato da hidrógrafa unitária ser uma valiosa ferramenta, e haver necessidade de utilizá-la em bacias sem registros de medições, muitas pesquisas têm se encarregado de estabelecer hidrógrafas unitárias sintéticas a partir das ca

racterísticas físicas da área de drenagem. As características mais comumente usadas no desenvolvimento dessas relações são: área, inclinação, forma, topografia, densidade de rios e capacidade do canal.

Entre os métodos sintéticos temos alguns que nos fornecem hidrógrafas adimensionais a partir das quais são obtidas as hidrógrafas unitárias. Nelas a descarga é expressa pela relação com a descarga máxima e o tempo pela relação com o tempo entre o início de precipitação efetiva e o pique.

Baseado na teoria da hidrógrafa unitária surgiu um novo conceito: o relativo à hidrógrafa unitária instantânea. Esta representa o escoamento superficial que surge quando um excesso de chuva unitário é aplicado instantaneamente sobre toda a bacia. Em outras palavras, é um hidrograma unitário de duração infinitesimal. Nos últimos anos diversos trabalhos foram publicados abordando a técnica da hidrógrafa unitária instantânea, permitindo a previsão de que nesta área se concentrarão os esforços da maioria dos pesquisadores na tentativa de aperfeiçoamento do método da hidrógrafa unitária.

I.3.2) - Principais pesquisas no campo da hidrógrafa unitária.

Os mais importantes estudos têm a seguinte sequência histórica:

Sherman (1932) elaborou o seu método de cálculo do hidrograma unitário, que chamou a atenção de inúmeros pesquisadores. Estes procuraram aperfeiçoá-lo e adaptá-lo aos problemas que tinham em vista resolver.

Bernard (1935) fez pela primeira vez correlação entre parâmetros da bacia e parâmetros da hidrógrafa unitária, que pode ser considerada a primeira metodologia de obtenção da hidrógrafa unitária sintética. Além disso, introduziu o conceito de gráfico de distribuição que é uma hidrógrafa unitária dimensionada diferentemente, sendo suas ordenadas representadas pelas percentagens do escoamento superficial total ocorridas em cada

período.

McCarthy (1938) propôs um método de síntese de hidrógrafa unitária correlacionando pique, intervalo entre início de chuva efetiva e pique, e tempo total da hidrógrafa unitária com a área, a inclinação do gráfico área-altura e o número de rios principais da bacia estudada.

Snyder (1938) apresentou seu método de síntese no qual correlacionou características da bacia com a vazão máxima, intervalo de tempo entre o centro de massa da chuva efetiva e o pique, e o tempo total da hidrógrafa unitária. Este é o método mais conhecido e utilizado para síntese, tendo recebido contribuições posteriores de, entre outros, Linsley (1943); Linsley, Kohler e Paulhus (1958); e U.S. Army Corps (1948).

Collins (1939) apresentou um método de cálculo de hidrógrafa unitária a partir de chuvas complexas através de processo de tentativa e erro.

Morgan e Hulinghorst (1939), obtiveram a Curva-S, que representa uma hidrógrafa unitária de duração infinita, de utilidade na derivação de hidrógrafas unitárias de durações diferentes.

Commons (1942) desenvolveu sua hidrógrafa unitária adimensional, usando cheias ocorridas no Texas, que posteriormente foi aplicada por outros pesquisadores em diferentes áreas.

Linsley (1943) observou que o intervalo entre o centro de massa da precipitação efetiva e o pique da hidrógrafa unitária não é constante, dependendo do tempo de duração. Esta observação foi aceita por Snyder (1943).

Williams (1945) desenvolveu um processo de síntese da hidrógrafa unitária parecido com o de Snyder.

Clark (1945) derivou sua hidrógrafa unitária instantânea pelo caminhamento da curva tempo-área da bacia através de um reservatório linear. Este foi o primeiro artigo a considerar chuva instantânea, e deste modo a primeira teoria de hidrógrafa unitária instantânea.

O U. S. Army (1948) mostrou uma análise que deu ori

gem a fórmulas de cálculo da largura da hidrógrafa unitária a 50% e 75% da descarga máxima, servindo para facilitar a obtenção da forma das hidrógrafas unitárias sintéticas.

Mitchell (1948) em estudo sobre bacias situadas em Illinois (E.U.A.) apresentou seu método de cálculo de hidrograma unitário sintético.

Taylor e Schwartz (1952) relacionaram a descarga pique e o intervalo de tempo entre o centro de massa da precipitação efetiva e o pique com várias características físicas da bacia estabelecendo um método de obtenção de hidrógrafa unitárias sintéticas.

Mockus (1957) publicou método de cálculo de hidrógrafa unitária sintética triangular, que é uma simplificação da forma curvilínea real. Este método recebe o nome de U.S. Conservation Service, pelo fato de ter sido editado por este órgão.

Nash (1957) desenvolveu uma equação para a hidrógrafa unitária instantânea a partir da suposição de que qualquer bacia poderia ser substituída por um conjunto de reservatórios lineares dispostos em série.

Dooge (1959), obteve sua hidrógrafa unitária instantânea usando canais lineares para representarem translação e reservatórios lineares para representação do armazenamento da bacia.

Nash (1959) sugeriu a determinação dos parâmetros da hidrógrafa unitária a partir do método dos momentos.

O'Donnell (1960) apresentou seu método de derivação de hidrógrafas unitárias de período finito e instantânea, com o uso da análise harmônica.

Snyder (1961) utilizou um método de inversão através de matrizes para cálculo de hidrógrafa unitária de período finito.

Singh (1964) publicou método para cálculo de hidrógrafa unitária instantânea não-linear. A teoria não linear levou em conta a variabilidade da hidrógrafa unitária instantânea de-

rivada de chuvas diferentes de diversas áreas de drenagem, chegando a uma equação final com 3 parâmetros e 1 parâmetro funcional.

March e Eagleson (1965) apresentaram um modelo geral da bacia de drenagem, usando sistema de elementos lineares, do qual os modelos de Singh e Nash são casos particulares.

Eagleson, Mejia e March (1966), procuraram determinar uma aproximação linear, física e estável para a verdadeira resposta para um sistema de escoamento. Esta foi obtida através de uma aproximação mínimos quadrados usando equações de Wiener e Hopf para o sistema linear ótimo.

Newton e Vinyard (1967) apresentaram método computacional para cálculo de hidrógrafas unitárias usando técnica de programação linear.

Diskin (1969) obteve metodologia de cálculo de hidrógrafa unitária instantânea pelo uso de derivadas na integral de convolução, baseando-se na consideração da hidrógrafa unitária instantânea como um polígono formado por uma série de linhas retas.

Além das pesquisas citadas, várias outras foram feitas neste campo da Hidrologia. São citadas apenas aquelas consideradas de maior valor histórico e/ou prático, mostrando a evolução da metodologia.

I.4) - Objetivos do trabalho

No seu dia a dia o hidrólogo encontra diversos problemas cujas soluções necessitam da previsão de descargas líquidas de bacias que apresentam pouca ou nenhuma quantidade de dados disponíveis.

Nestas ocasiões a técnica da hidrógrafa unitária tem sido o mais poderoso recurso da hidrologia aplicada. Por este motivo muitos pesquisadores concentraram estudos nesta área e muitos são os trabalhos publicados.

Este trabalho tem por finalidade facilitar a escolha e aplicação do método mais adequado, através de análise detalhada das metodologias mais importantes e da elaboração de programas computacionais de fácil utilização de cada uma delas.

I.5) - Classificação dos métodos analisados

Neste trabalho são analisados os métodos de Sherman, Curva-S, Snyder, Soil Conservation Service, Commons, Clark, Nash, Dooge, Inversão através de Matrizes e O'Donnell.

Suas finalidades e motivações das quais originaram estão resumidas abaixo.

O método de Sherman foi o primeiro a tratar do estudo de hidrógrafas unitárias e foi motivado pela observação, feita por Sherman, da semelhança de forma de hidrógrafas para chuvas uniformes de mesma duração precipitadas sobre uma bacia. A finalidade do método é o cálculo de hidrógrafa unitária de período finito a partir de dados de descarga, supondo intensidade constante de precipitação.

A técnica da Curva-S foi desenvolvida por Morgan e Hulinghorst a fim de evitar a necessidade do cálculo de hidrógrafa unitária de certa duração de dados de descargas provenientes de chuvas com tempo de precipitação efetiva igual à duração da hidrógrafa unitária. A Curva-S serve para, a partir de hidrógrafa unitária com uma certa duração, a derivação de outras com durações diferentes.

Os métodos de Snyder e do Soil Conservation Service foram desenvolvidos pelos seus autores por motivo da necessidade de estabelecimento de hidrógrafas unitárias para bacias com registros insuficientes, procurando correlacionar parâmetros das hidrógrafas unitárias com características da bacia estudada, sendo, portanto, métodos de síntese. Enquanto isto, o método de Commons partiu da consideração de uma forma semelhante de hidrógrafas de escoamento superficial para diferentes bacias e se baseia em hidrograma adimensional.

As metodologias de Clark, Nash e Dooge surgiram com finalidade de cálculo de hidrógrafas unitárias instantâneas utilizando os conceitos que seus autores faziam a respeito da resposta de bacias hidrográficas à precipitação, formando assim modelos conceituais. Finalmente, os métodos de Inversão através de Matrizes e de O'Donnell foram desenvolvidos para obtenção direta de hidrógrafas unitárias de período finito pela análise linear do sistema "bacia hidrográfica."

I.6) - Precipitação efetiva e escoamento superficial

É de grande importância no estudo de hidrógrafas unitárias o conceito de precipitação efetiva. Esta, é a parte da precipitação total sobre a bacia que irá se transformar em escoamento superficial, sendo portanto a causadora da onda de cheia.

A separação da precipitação efetiva é feita de forma empírica após ser separado o escoamento superficial, considerado o fato de apresentar mesmo volume que este.

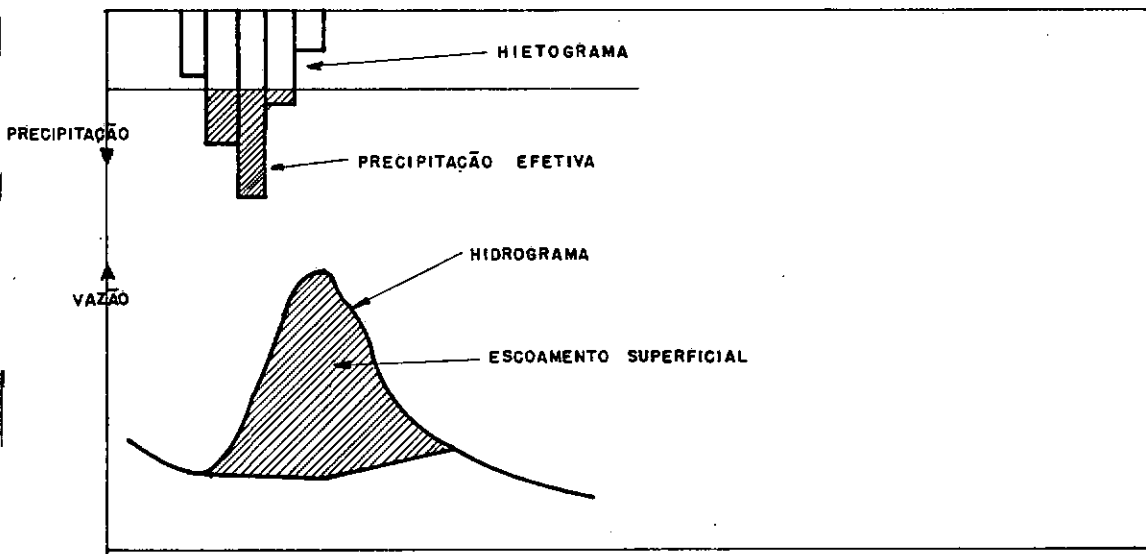
A separação do escoamento superficial é realizada pelo traçado de uma linha contínua entre os pontos de início e fim do escoamento superficial no hidrograma. Não existe, até a presente data a possibilidade da separação exata, nem de comparação entre as diversas linhas que podem ser usadas. Neste trabalho foi adotada a metodologia, usada por Linsley e Koheler (1951) e pelo U. S. Army (1959), que considera a linha de separação formada por uma reta horizontal do início do escoamento até o instante de pique e por uma reta inclinada daí até o final do escoamento superficial (vide fig. I-1).

Feita a separação, a planimetra-se da área do hidrograma correspondente ao escoamento superficial, obtendo seu volume.

De posse do volume de precipitação, igual ao de escoamento superficial, parte-se para a separação, no hidrograma, da precipitação efetiva. Também aqui, usa-se o processo empírico de separação por uma linha. Esta linha tem como condição dividir

o hietograma de tal forma que o volume correspondente à parte situada sob ela seja igual ao volume de precipitação efetiva. Neste trabalho foi adotado o processo usado por Nash (1966), que considera a linha de separação horizontal (vide Fig. I-1).

FIG. I-1 - SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL E DA CHUVA EFETIVA



I.7) - Observações sobre o texto

Para facilitar a leitura e o entendimento do presente trabalho, são mostradas algumas observações.

Tais são:

- a) Para evitar uma repetição monótona de certos termos, procurou-se utilizar outros com mesmo significado, isto é, homônimos.

Assim, neste trabalho, têm o mesmo significado: hidrógrafa, hidrograma, fluviograma; descarga base, descarga básica, descarga subterrânea; precipitação, chuva; bacia hidrográfica, área de drenagem; tempo base, tempo total, tempo de escoamen

to superficial; etc.

No Capítulo II, na análise dos métodos de Snyder, Soil Conservation Service, Commons e Clark são apresentadas, além de expressões com variáveis no sistema métrico, as equivalentes no sistema inglês.

Os programas foram feitos para estes métodos, de tal forma que servem para dados de entrada, em qualquer dos sistemas, dependendo de um parâmetro de entrada (KONT). Isto foi feito para testes dos programas com dados existentes no sistema inglês, na bibliografia consultada.

CAPÍTULO II
ANÁLISE DAS METODOLOGIAS

II.1) - Formulação matemática da operação do sistema "bacia hidrográfica"

O conceito de hidrógrafa unitária como uma hipótese simplificada da transformação de precipitação em escoamento consiste na consideração da bacia hidrográfica como um sistema linear invariante do tempo.

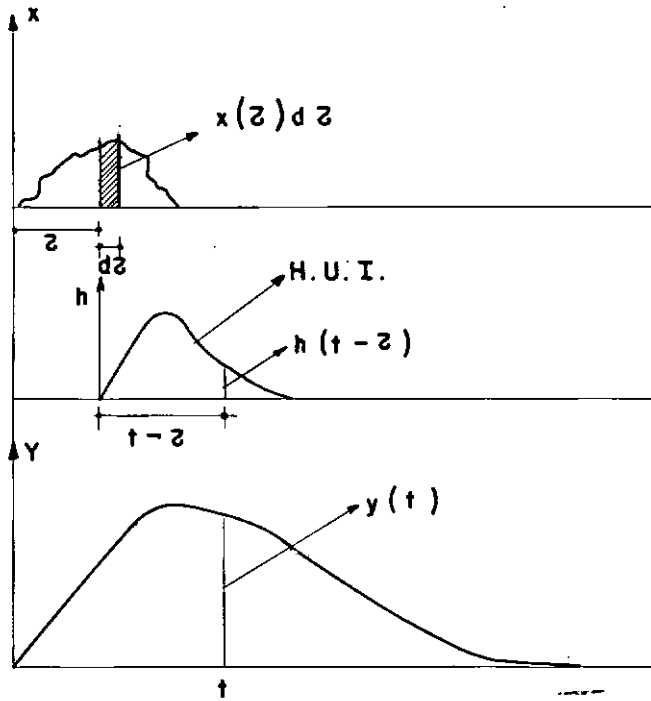
Assim, satisfaz ao princípio da superposição. Sendo $x(t)$ e $y(t)$ a entrada e saída de um sistema linear, o princípio de superposição pode ser expresso por uma das integrais de convolução abaixo:

$$\begin{aligned} y(t) &= \int_0^t x(\zeta) \cdot h(t-\zeta) d\zeta \\ &= \int_0^t h(\zeta) \cdot x(t-\zeta) d\zeta \quad \text{(II-1)} \\ &= h(t) * x(t) \end{aligned}$$

onde $h(t)$ é uma função do tempo e representa a saída observada no sistema, permanecendo linear, quando recebe no tempo zero uma entrada de grande intensidade e duração tendendo a zero, tal que o produto da intensidade pela duração permanece unitário.

Na Figura II.1 tem-se um esquema que representa gráficamente a operação de convolução contínua. O gráfico superior representa a entrada, o inferior a saída enquanto o central representa a resposta do sistema linear considerado.

FIG. II. 1 - OPERAÇÃO DE CONVOLUÇÃO CONTÍNUA



A hidrógrafa unitária instantânea $u(0,t)$, representada no sistema "bacia hidrográfica", a função $h(t)$ e a integral de convolução terá a seguinte representação:

$$q(t) = \int_0^t i(\zeta) \cdot u(0, t-\zeta) d\zeta \quad (\text{II-2})$$

onde:

$q(t)$ = escoamento superficial

$i(\zeta)$ = precipitação efetiva

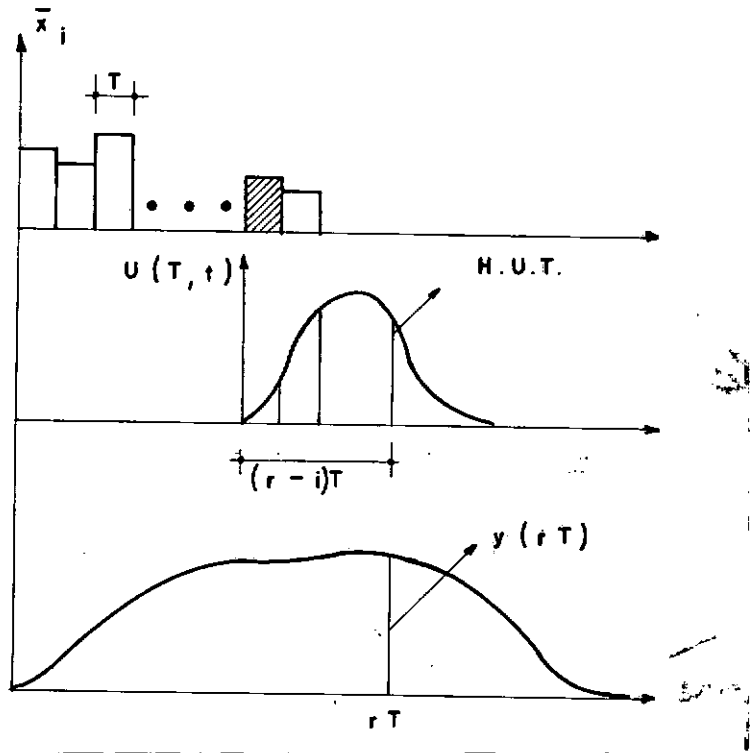
A hidrógrafa unitária de período finito T , $u(T,t)$ é definida como uma função do tempo que representa o escoamento superficial devido a um volume unitário de chuva efetiva ocorrida na bacia durante um período T .

Sendo \bar{x}_i a precipitação efetiva (intensidade) no intervalo de tempo $i \cdot T < t < (i+1) \cdot T$, a equação de convolução se transforma em

$$y(r.T) = T \cdot \sum_{i=0}^r \bar{x}_i \cdot u \left[T, (r-i) \cdot T \right] \quad (\text{II-3})$$

Na Figura II.2 tem-se representação gráfica semelhante à da figura anterior para o caso de convolução discreta.

FIG. II.2 - OPERAÇÃO DE CONVOLUÇÃO DISCRETA



II.2) - Método de Sherman

Os princípios básicos deste método já foram citados anteriormente neste trabalho (Cap. I). No estabelecimento da sua teoria, Sherman (1932) baseou-se, em parte, em um relatório do "Boston Committee on Floods" (1929). Nesta publicação, as conclusões principais foram:

- a) Tempo de escoamento superficial constante.
- b) Ordenadas de escoamento superficial proporcionais ao volume escoado

Sherman utilizou diretamente a primeira conclusão do relatório e generalizou a última. Sua principal contribuição foi o uso de uma duração definida para a chuva efetiva geradora do escoamento superficial. Sherman sugeriu também que o cálculo da hidrógrafa unitária deveria se basear em cheias cujas precipitações fossem mais uniformes possíveis, sobre toda a bacia, com grande intensidade e curta duração.

O método, com o passar dos anos, foi estudado e aplicado por hidrólogos que introduziram modificações no cálculo. Atualmente o procedimento mais aceito, e que é utilizado neste

trabalho, apresenta, simplificadamente os seguintes passos:

- a) Seleção do período de cheia a ser analisado - Através de procura nos registros de cheia isolada (sem influência de cheia anterior), mais uniforme em tempo e espaço, com grande intensidade e pequena duração. No caso de não existência de chuva simples, desmembramento de hidrograma complexo, afim de obter hidrograma simples que permitam o uso do método.
- b) Subtração da descarga subterrânea do hidrograma total. Esta separação, em geral é feita usando um método empírico, surgindo erros que são desprezados por ser o volume de escoamento superficial da cheia, na maioria das vezes, muito superior ao volume de descarga subterrânea.
- c) Determinação da duração do hidrograma unitário (T). Esta é representada pela duração da chuva efetiva causadora da cheia analisada, obtida através do arbítrio de uma curva de perdas da chuva total e da consideração de igualdade dos volumes de precipitação efetiva e escoamento superficial.
- d) Cálculo do volume unitário - produto da altura de precipitação considerada unitária, pela área de drenagem.
- e) Cálculo de coeficiente de multiplicação - Divisão do volume unitário pelo volume de chuva efetiva.
- f) Cálculo do hidrograma unitário - produto do coeficiente multiplicativo pelas ordenadas de escoamento superficial.

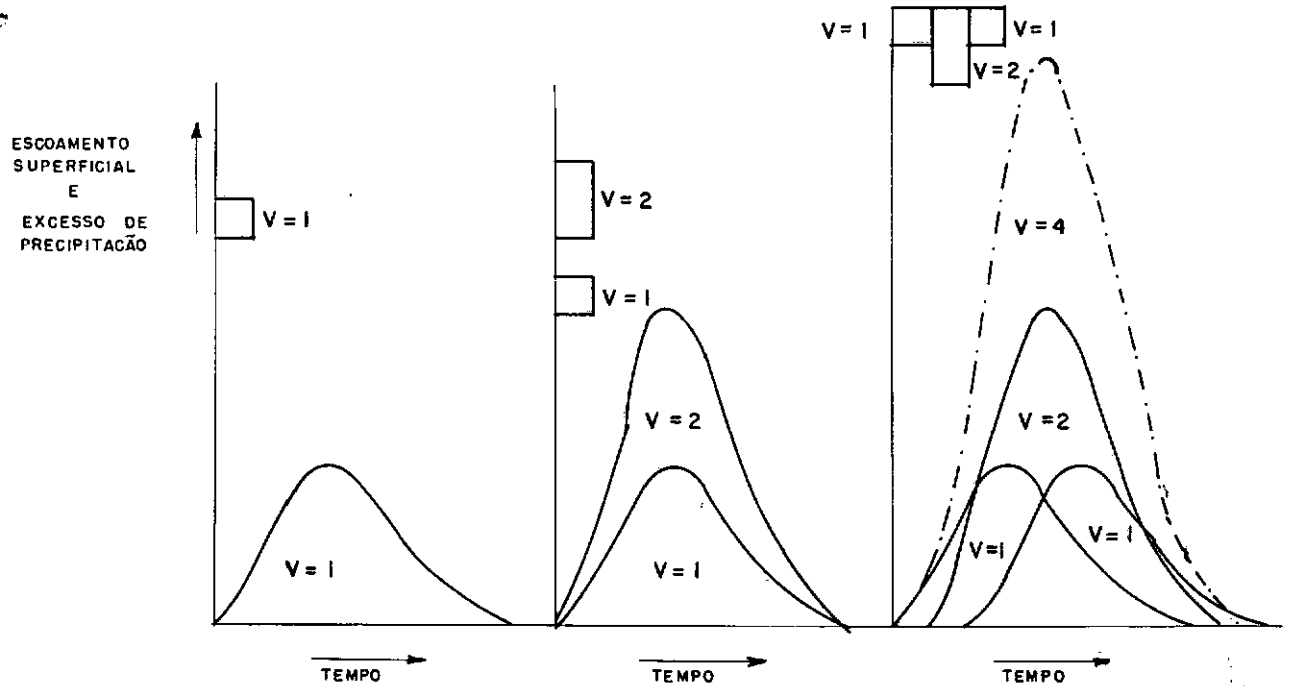
Resumindo, o método de Sherman, permite, de uma maneira simples, a partir de dados de escoamento e precipitação, o cálculo de hidrógrafa unitária de período finito.

Além dos artigos que deram origem à metodologia, muitas publicações contêm sua análise e descrição. Entre elas, Lins

ley, Kohler e Paulhus (1949); Sherman (1949); Barnes (1952); U. S. Army (1963) e Chow (1964).

A Figura II.3 serve para facilitar o entendimento dos princípios básicos da teoria relativa a hidrógrafa unitária.

FIG.II.3-ILUSTRAÇÃO DOS PRINCÍPIOS BÁSICOS



II.3) - Curvas-S

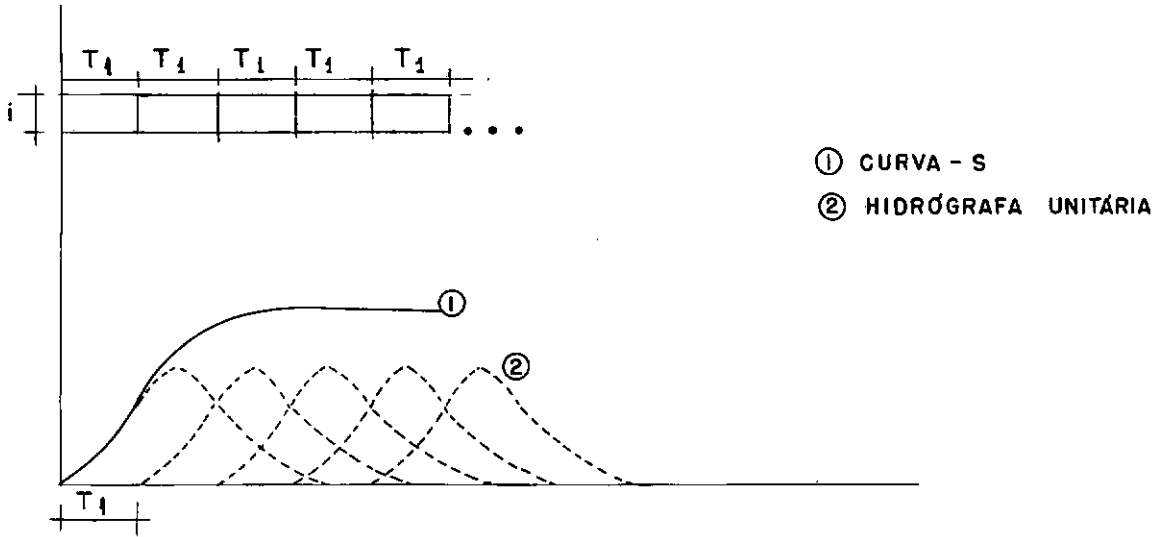
Morgan e Hullinghorst (1939) apresentaram a primeira definição da Curva-S ou Hidrógrafa-S. Esta, é uma das formas em que a hidrógrafa unitária pode ser colocada, em termos do tempo e da descarga, independentemente da duração da precipitação. Esta independência, deu origem à sua principal aplicação, que é a derivação de hidrógrafas unitárias de durações diferentes.

A Hidrógrafa-S pode ser definida como a curva de descarga causada por excesso de chuva com intensidade constante e duração infinita. Esta curva adquire a forma de um S, daí a sua denominação.

O cálculo das ordenadas da Curva-S, a partir de uma hidrógrafa unitária, é feito pela soma das ordenadas de uma série de curvas iguais à hidrógrafa unitária considerada, defasadas de um tempo igual à duração da chuva efetiva. Este procedi-

mento pode ser melhor entendido pela visualização da Fig. II.4

FIG. II.4 - CÁLCULO DA CURVA - S



Teoricamente, a Curva-S seria sempre crescente, até atingir uma taxa de descarga igual à taxa constante de precipitação; em um instante igual à diferença entre o tempo total da hidrógrafa unitária e a duração da chuva efetiva, isto é, até o tempo de concentração da bacia em análise.

Na prática, a Curva-S obtida a partir de dados observados apresenta alguma irregularidade e ondulação, principalmente na parte final do gráfico. Isto pode ser causado por um ou mais destes fatores:

- a) Tempo de duração adotado maior que o real.
- b) Chuva efetiva não uniforme.
- c) Variação espacial da distribuição da chuva sobre a área da bacia.

Quando ocorrerem ondulações exageradas, o primeiro procedimento a ser tomado é a redução do tempo de duração, para verificar se houve erro na sua escolha. No caso de haver flutuações moderadas basta-se lançar mão de uma técnica de suavização da curva.

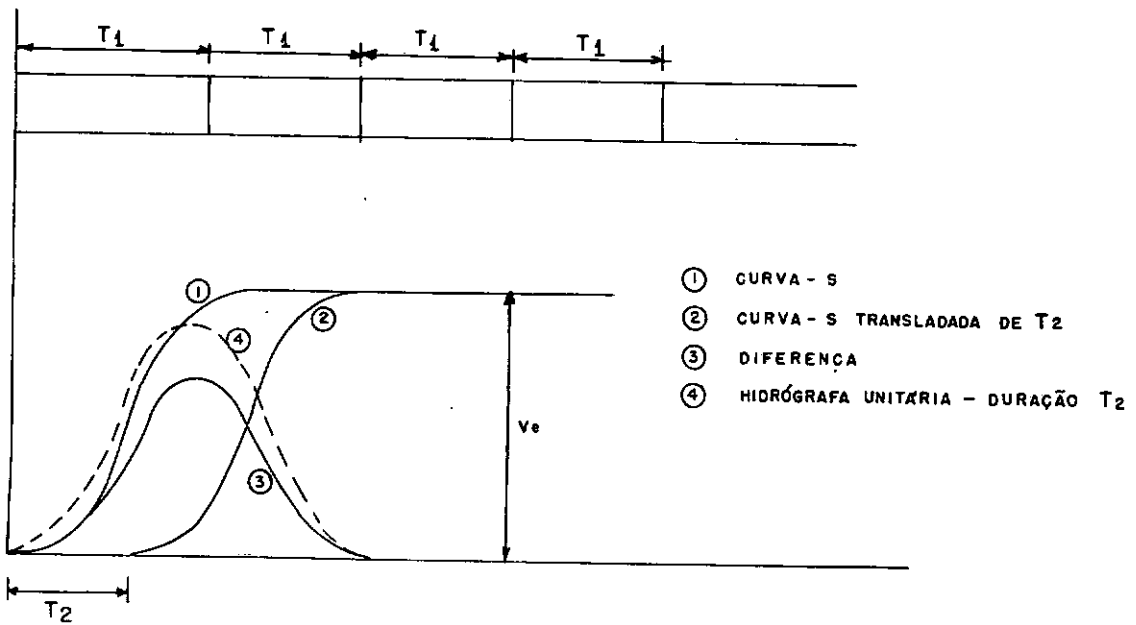
A altura do patamar de equilíbrio da Curva-S pode ser obtida a partir da área de drenagem e do tempo de duração da precipitação efetiva. Sendo a área (A) fornecida em km^2 e a duração (T_1) em horas, a descarga de equilíbrio será dada (V_e),

em m^3/S , por:

$$V_e = \frac{2,78 \cdot A}{T_1} \quad (\text{II-4})$$

A derivação de hidrógrafa unitária a partir da Curva-S é obtida pela subtração de duas Curvas-S defasadas de um intervalo de tempo igual à duração da hidrógrafa unitária que se quer obter. Na prática, a derivação faz com que apareçam ondulações e até ordenadas negativas na parte final da hidrógrafa unitária, que no caso de serem pequenas, podem ser também eliminadas por técnica de suavização. Após isso ajusta-se, por multiplicação de um coeficiente (T_1/T_2), as coordenadas da diferença das Curvas-S, suavizada, ao volume unitário. Os passos para derivação de hidrógrafa unitária com duração diferente podem ser vistos na Fig. II.5.

FIG. II.5 - DERIVAÇÃO ATRAVÉS DA CURVA-S



Podemos dar a seguinte formulação matemática às teorias da Hidrógrafa-S e da derivação de hidrógrafas unitárias:

$$S(t) = \sum_{i=0}^n u(T, t - iT) \quad \text{para } nT < t < (n+1) \cdot T \quad (\text{II-5})$$

$$u(T, t) = \frac{S(t) - S(t-T)}{T} \quad (\text{II-6})$$

Levando esta expressão ao limite,

$$u(0, t) = \frac{d}{dt} (S(t)), \quad (\text{II-7})$$

que é a equação da hidrógrafa unitária instantânea em função da Curva-S. A Inversa desta é:

$$S(t) = \int_0^t u(0, t) dt \quad (\text{II-8})$$

As equações acima mostram que existe possibilidade do cálculo de hidrógrafas unitárias de qualquer duração a partir da Curva-S, e vice-versa.

A descoberta da possibilidade de utilização da Curva-S na derivação de hidrógrafas unitárias foi um dos maiores avanços na teoria da hidrógrafa unitária pois com seu uso, não é necessária a procura nos registros de tempestades cujas durações sejam iguais às das hidrógrafas unitárias desejadas.

É interessante observar que, para dados discretos a duração mínima para a qual pode-se derivar hidrógrafa unitária é igual ao intervalo de tempo entre observações de descargas, a não ser que se utilize interpolação dos dados.

II.4) - Método de Snyder

Diversas relações empíricas foram desenvolvidas entre características físicas das áreas de drenagem e parâmetros da hidrógrafa unitária, mas nenhuma conseguiu tanta aceitação quanto as obtidas por Snyder (1938). Vários outros pesquisadores utilizaram estas relações diretamente ou com adaptações aos seus trabalhos.

Utilizando bacias situadas na região montanhosa dos Apalaches (E.U.A.) ele obteve as seguintes equações:

$$t_p = C_t \cdot (L \cdot L_{ca})^{0.3} \quad (\text{II-9})$$

$$q_p = \frac{640 C_p}{t_p} \quad (\text{II-10})$$

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} \quad (\text{II-11})$$

$$Q_p = q_p \cdot A \quad (\text{II-12})$$

$$t_{pR} = t_p + \frac{t_R - t_p}{4} \quad (\text{II-13})$$

$$q_{pR} = \frac{640 C_p}{t_{pR}} \quad (\text{II-14})$$

$$q_{pR} = \frac{q_p \cdot t_p}{t_{pR}} \quad (\text{II-15})$$

$$q_{pR} = q_{pR} \cdot A \quad (\text{II-16})$$

$$T_B = 3 + 3 \cdot \frac{t_{pR}}{24} \quad (\text{II-17})$$

C_t e C_p = coeficientes de Snyder

t_p = intervalo de tempo entre o ponto médio da chuva efetiva, t_r , e a descarga máxima, em horas.

L = comprimento do curso principal, em milhas.

L_{ca} = distância do ponto extremo da bacia à projeção do centróide sobre o curso principal, em milhas.

t_r = duração da chuva efetiva em horas, $t_r = \frac{t_p}{5.5}$.

t_R = duração da chuva efetiva considerada real, em horas, diferente da duração padrão t_r .

t_{pR} = intervalo de tempo entre o ponto médio da chuva efetiva t_R , e a descarga máxima, em horas.

T_B = tempo total da hidrógrafa unitária, em dias.

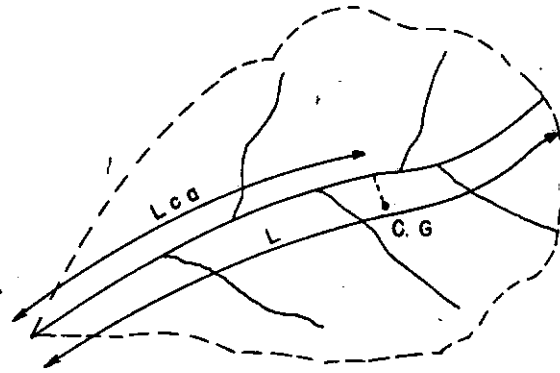
Q_p = descarga máxima da hidrógrafa unitária em ft^3/s .

q_p = descarga específica máxima da hidrógrafa unitária de duração t_r em $\text{ft}^3/\text{s}/\text{sq.mi}$.

q_{pR} = descarga específica máxima da hidrógrafa unitária de duração t_R em $\text{ft}^3/\text{s}/\text{sq.mi}$.

A = área da bacia em sq.mi .

À Figura II.6 representa esquematicamente as características físicas da bacia hidrográfica utilizadas por Snyder na correlação com parâmetros da hidrógrafa unitária.



Inicialmente, em seu trabalho de 1938, Snyder considerou t_p constante, obtendo as expressões II-9 a II-12, mas após crítica feita por Linsley (1943) a teoria foi modificada surgindo a expressão II-3, e conseqüentemente as equações II-14 a II-16.

As equações, II-9 a II-12, seriam usadas para a duração padrão t_p . No caso geral, duração diferente de t_p deve-se lançar mão das equações II-13 a II-16.

Todas as equações do método de Snyder são empíricas, por esta razão devem ser utilizadas com bom senso, principalmente a II-17, que fornece o tempo total da hidrógrafa unitária, pois considera um valor mínimo de 3 dias, o que é por demais elevado para bacias pequenas. Ao invés de utilizar esta equação deve-se adotar um outro método. Um deles pode ser o cálculo a partir do tempo de concentração, usando a equação abaixo:

$$T_B = t_C + t_R \quad (\text{II-18})$$

onde

T_B = tempo total da hidrógrafa unitária

t_C = tempo de concentração da bacia hidrográfica

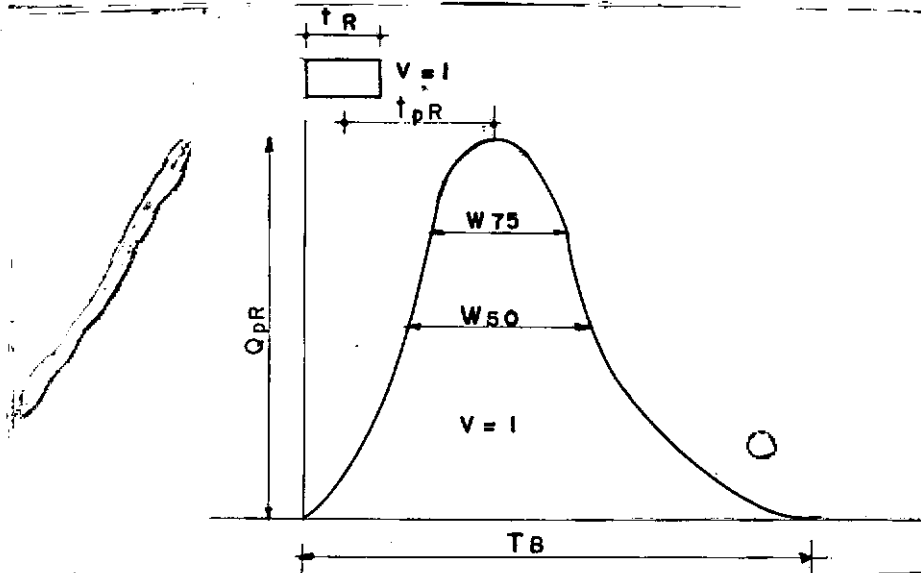
t_R = duração da chuva

As expressões; II-9, II-10, II-14 e II-15; obtidas por Snyder, no caso de dados com unidades diferentes daquelas por ele usadas, necessitam de alterações em seus coeficientes. Neste trabalho, ao invés de alterar as expressões optou-se pela transformação de unidades dos dados para o sistema inglês, usando assim as equações de Snyder diretamente.

Na aplicação da metodologia, por vários pesquisadores, foi verificado que os coeficientes C_t e C_p variam largamente de uma região para outra. Utilizando 1 polegada como altura unitária de chuva efetiva, Linsley (1943) obteve para bacias situadas na Califórnia valores de C_t entre 0,7 e 1,0 e de C_p entre 0,35 e 0,5 enquanto nos Apalaches Snyder obteve C_t entre 1,8 e 2,2 e C_p entre 0,55 e 0,7.

As variáveis utilizadas por Snyder e pelo U. S. Army (1948) são representadas esquematicamente na Figura II.7.

FIG. II. 7 - REPRESENTAÇÃO DAS VARIÁVEIS - SNYDER



A sequência para determinação dos coeficientes de Snyder considerada mais recomendável, a partir de uma hidrógrafa unitária, é a seguinte:

- Localização do centro de gravidade da área de drenagem - pode ser feita através da utilização de método prático com uso de cartão homogêneo com mesmo formato da bacia.
- Projeção do centro de gravidade sobre o curso principal.
- Cálculo de L , tamanho total do curso principal e L_{ca} , distância, sobre o curso principal, da projeção do centróide à saída da bacia.
- Cálculo do intervalo entre o ponto médio da chuva efetiva e a descarga máxima (t_{pR}) a partir da duração da chuva efetiva (t_R) e do tempo até o pi

que (t_p)

$$t_{pR} = t_p - \frac{t_R}{2} \quad (\text{II-19})$$

e) Cálculo de t_p a partir de t_{pR} e t_R usando a equação II-20 obtida por combinação de II-11 e II-13.

$$t_p = \frac{22}{21} \cdot \left(t_{pR} - \frac{t_R}{4} \right) \quad (\text{II-20})$$

f) Cálculo de C_t através de solução da equação II-9.

g) Q_{pR} igual à descarga máxima da hidrógrafa unitária.

h) Cálculo de q_{pR} através de solução da equação II-16.

i) Obtenção de C_p através de solução da equação II-14.

A derivação de novas hidrógrafas unitárias, a partir de coeficientes anteriormente calculados, para a mesma bacia ou bacias consideradas semelhantes é feita com um procedimento inverso, seguindo a ordem das equações apresentadas anteriormente. Com isto, são localizados 3 pontos da hidrógrafa unitária derivada. Para obter-se os outros pontos deve ser ajustada uma curva de volume unitário aos pontos já calculados.

O U. S. Army (1948) publicou relações também empíricas, que facilitam este ajustamento. Estas fornecem as larguras da hidrógrafa unitária a 50 e 75% da descarga máxima, em função desta descarga, que estão representadas na Figura II.7. São elas:

$$W_{50} = \frac{770}{(q_{pR})^{1.08}} \quad (\text{II-21})$$

$$W_{75} = \frac{440}{(q_{pR})^{1.08}} \quad (\text{II-22})$$

Os valores situados nos numeradores podem ser alterados desde que se conheça uma hidrógrafa unitária para a bacia em análise. Isto é feito substituindo as larguras e o pique nas fórmulas obtendo-se assim novos numeradores.

As relações empíricas apresentadas por Snyder têm

sido provadas de grande valia no estudo do escoamento superficial de bacias onde registros não estão disponíveis, assim como na modificação e complementação de registros disponíveis, para servirem a propósitos específicos.

II.5) - Método de Commons

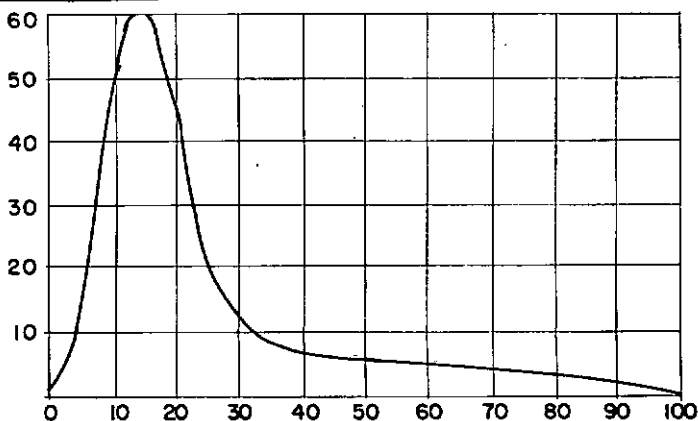
A partir de cheias observadas no Texas (E.U.A.), Commons (1942) obteve um hidrograma básico adimensional que deu origem a uma metodologia de cálculo de hidrógrafas unitárias.

Este método faz parte de uma linha de pesquisas cuja tendência é ignorar as variações das características de uma bacia para outra assumindo uma só forma para as curvas de escoamentos superficial de todas as áreas de drenagem.

Devido ao fato de termos uma única forma para a hidrógrafa unitária da bacia analisada necessitamos determinar apenas um parâmetro, para fixar as escalas, para abcissas e ordenadas. Isto é feito geralmente através, inicialmente, da obtenção do intervalo de tempo até a descarga máxima ou do valor desta, e deve-se utilizar, sempre que possível, o intervalo do tempo até o pique, por sua mais fácil obtenção e pela sua menor variação de uma cheia para outra.

O hidrograma básico de Commons apresenta uma área de 1196,5 unidades quadradas, sendo sua base dividida em 100 unidades e sua altura em 60 com o máximo ocorrendo a 14 unidades do ponto inicial, conforme representação na Figura II.8.

FIG. II.8-HIDROGRAMA BÁSICO DE COMMONS



O cálculo da hidrógrafa unitária a partir do hidrograma básico de Commons utilizando o tempo até o pique, de uma cheia real, pode ser feito com a sequência abaixo, adotada neste trabalho:

- a) Cálculo do tempo unitário (T_u), a partir do intervalo de tempo até o pique (t_A)

$$T_u = \frac{t_A}{14} \quad (\text{II-23})$$

- b) Cálculo do volume total escoado superficialmente - este volume unitário é obtido pelo produto da área considerada pela altura unitária.

Para área em km^2 e altura 1 cm

$$V = 10^4 \cdot A \quad (\text{II-24})$$

Para área em sq.mi. e altura 1 polegada

$$V = 2.323.200 \cdot A \quad (\text{II-25})$$

- c) Obtenção da descarga unitária

$$Q_u = \frac{V}{1196,5 \cdot T_u \cdot 3600} \text{ m}^3/\text{s} \text{ ou } \text{ft}^3/\text{s} \quad (\text{II-26})$$

- d) Cálculo da descarga máxima da hidrógrafa unitária

$$Q_p = 60 \cdot Q_u \quad (\text{II-27})$$

- e) Cálculo do tempo total da hidrógrafa unitária

$$T_B = 100 \cdot T_u \quad (\text{II-28})$$

- f) Cálculo das ordenadas dos pontos da hidrógrafa unitária restantes - multiplicando ordenadas do hidrograma básico pela descarga unitária (Q_u) e das abscissas pelo tempo unitário (T_u)

Esta metodologia apresenta como pontos positivos, o fácil uso e a simplicidade da formulação, mas sua utilização deve ser feita diretamente apenas para bacias em que se tenha certeza do comportamento semelhante ao daquelas para as quais Commons desenvolveu, pois sabe-se que a forma da hidrógrafa unitária varia, de bacia para bacia; e numa mesma área de drenagem, com a duração da pre

cipitação.

Entre as publicações que analisam os métodos de Commons se destaca a de Johnstone e Cross (1949).

II.6) - Método do Soil Conservation Service

Para bacias onde não é necessária uma forma geométrica precisa, da hidrógrafa unitária o Soil Conservation Service, do Departamento de Agricultura (E.U.A.) (1957), desenvolveu a metodologia do hidrograma unitário triangular. Este hidrograma é uma simplificação do curvilíneo real, apresentando mesma área e mesmo intervalo de tempo até o pique.

Os parâmetros da hidrógrafa unitária triangular estão assim interrelacionados:

$$Q_{pR} = \frac{2.V}{t_A + t_D} = \frac{2.V}{T_B} \quad (\text{II-29})$$

$$t_D = H \cdot t_A \quad (\text{II-30})$$

$$Q_{pR} = \frac{2.V}{(1+H) \cdot t_A} \quad (\text{II-31})$$

$$t_{pR} = 0,6 \cdot t_c \quad (\text{II-32})$$

$$\alpha = \frac{t_A - 0,5 \cdot t_R}{t_c} \quad (\text{II-33})$$

$$H = \frac{T_B}{t_A + 0,5 \cdot t_R} - 1 \quad (\text{II-34})$$

onde:

Q_{pR} = descarga máxima

V = volume total escoado superficialmente (unitário)

t_A = tempo até o pique

t_D = tempo de recessão

t_R = duração da chuva efetiva

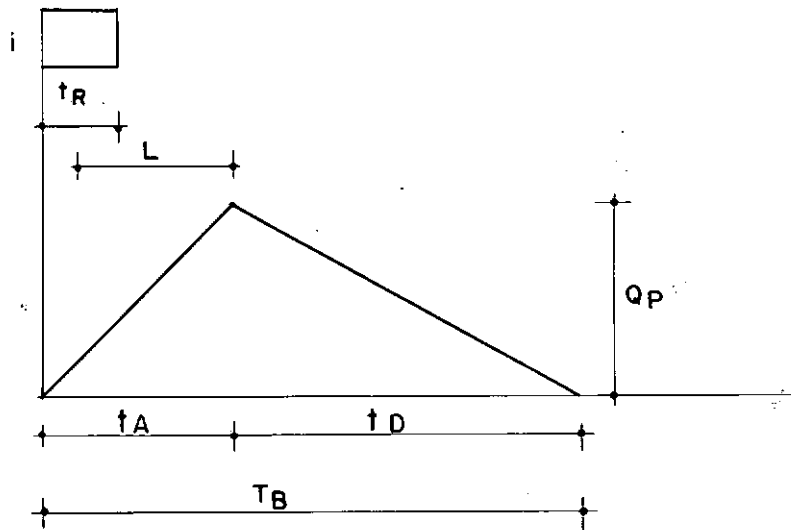
t_c = tempo de concentração da bacia

T_B = tempo total da hidrógrafa unitária

t_{PR} = tempo entre o ponto médio da precipitação efetiva e o pique da hidrógrafa unitária

α, H = coeficientes da hidrógrafa unitária triangular

FIG.II.9 - HIDRÓGRAFA UNITÁRIA TRIANGULAR



O Soil Conservation Service através de estudos de diversas áreas de drenagem adotou um valor médio para o tempo total dado por

$$T_B = 2,67 \cdot t_A \quad (\text{II-35})$$

considerando $H = 1,67$

A partir de uma hidrógrafa unitária conhecida, o cálculo dos parâmetros da hidrógrafa triangular para cálculo de outras da mesma bacia ou de bacias semelhantes deve ser feito na seguinte ordem:

- a) Tempo base (T_B) igual ao da hidrógrafa unitária real.
- b) Cálculo do volume unitário - produto da área da bacia pela altura unitária de precipitação efetiva.

Para área em km^2 e altura unitária em cm

$$V = 10^4 \cdot A \quad (\text{II-36})$$

Para área em sq.mi e altura unitária em polegadas

$$V = 2.323.200 \cdot A \quad (\text{II-37})$$

c) Cálculo da descarga pique

$$Q_p = \frac{2 \cdot V}{3600 \cdot T_B} \text{ m}^3/\text{s} \text{ ou } \text{ft}^3/\text{s} \quad (\text{II-38})$$

- d) Tempo até o pique (t_A) igual ao da hidrógrafa unitária real.
- e) Tempo de chuva efetiva (t_R) igual ao da hidrógrafa unitária real.
- f) Cálculo do tempo de concentração (t_c), que pode ser feito pela equação que o relaciona com o tempo total e o tempo de precipitação efetiva, ou qualquer outra metodologia, sendo recomendável o método dos momentos de Nash, (1957), caso existam dados suficientes. Este método será analisado posteriormente, neste trabalho.
- g) Cálculo do parâmetro α através da equação II-33.
- h) Cálculo do parâmetro H através da equação II-34.

No caso da inexistência de hidrógrafa unitária real anteriormente obtida a definição da hidrógrafa unitária triangular pode ser feita da seguinte maneira:

- a) Cálculo do tempo de concentração da bacia por fórmula empírica.
- b) Cálculo do intervalo de tempo entre o ponto médio da chuva efetiva e o pique (t_{pR}), usando a equação II-32.
- c) Cálculo do tempo até o pique, somando a metade da duração da chuva efetiva (t_R) ao valor de t_{pR} .
- d) Obtenção do tempo total a partir de t_A , usando a equação II-35.
- e) Cálculo da vazão máxima (Q_{pR}), a partir do volume unitário (V) e do tempo total (T_B) usando a equação II-30, definindo assim a hidrógrafa unitária

ria triangular.

f) Cálculo do parâmetro α através da equação II-33.

g) Cálculo do parâmetro H através da equação II-34.

Se fôr necessário, ao invés de calcular os parâmetros, obter a partir de parâmetros as ordenadas da hidrógrafa unitária triangular, adota-se um procedimento inverso, para localização da descarga máxima e do ponto final da hidrógrafa unitária, utilizando-se as mesmas relações.

As equações empíricas foram estabelecidas pelo Soil Conservation Service para dados de bacias de pequeno e médio porte situadas nos E.U.A.

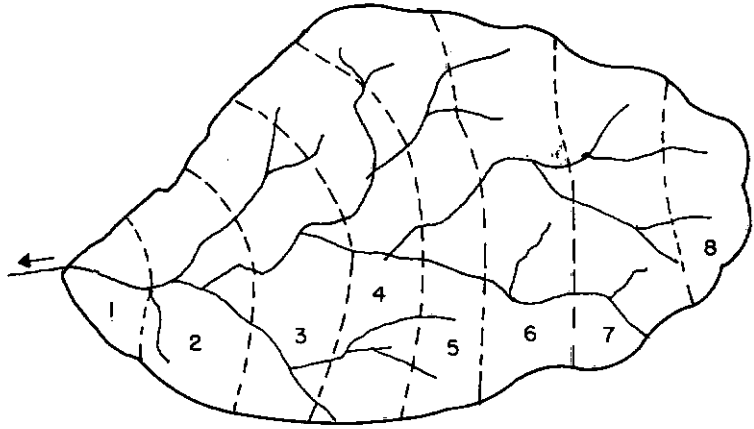
II.7) - Método de Clark

A primeira metodologia para cálculo de hidrógrafa unitária instantânea foi proposta por Clark (1945), utilizando a técnica de propagação de cheias.

Este método translada escoamentos superficiais de sub-bacias, de acordo com os tempos de trânsito, até a saída e, após, faz a propagação desses escoamentos através de um reservatório linear com a finalidade de considerar os efeitos de armazenamento das bacias e dos canais.

Isto é feito através do caminhamento do diagrama concentração-tempo-área através do reservatório considerado. Para cálculo desse diagrama, divide-se a área de drenagem em sub-áreas através de linhas chamadas isócranas. Como o nome indica, estas linhas são formadas por pontos que apresentam mesmo tempo de trânsito até a saída da bacia. A Figura II.10 exemplifica a divisão de bacia por isócranas.

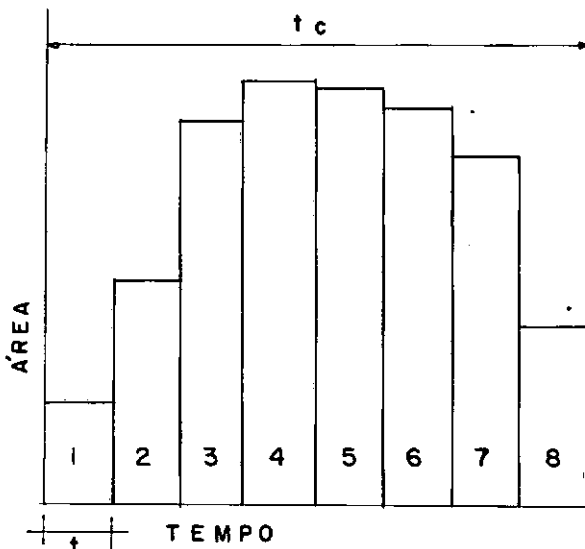
FIG. II.10 - BACIA DIVIDIDA POR ISÓCRONAS



A escolha do número de isócronas deve ser feita levando em conta a área e a forma da bacia, e o tempo total da curva concentração-tempo-área será igual ao tempo de concentração da bacia, enquanto as ordenadas serão iguais às áreas situadas entre isócronas adjacentes.

O diagrama tempo-área será considerado o gráfico da entrada para o caminhamento através do reservatório linear. O diagrama correspondente à bacia representada na Figura II.10 é mostrado na Figura II.11.

FIG. II.11 - DIAGRAMA CONCENTRAÇÃO - TEMPO - ÁREA.



Da teoria da propagação de cheias temos que:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \cdot t = S_2 - S_1, \quad (\text{II-39})$$

onde I representa entrada, Q a descarga e S o armazenamento, sendo que os índices 1 e 2 representam o início e o fim do intervalo de tempo t, respectivamente.

Além disso, pelo fato da linearidade,

$$S_1 = K Q_1 \quad (\text{II-40})$$

$$S_2 = K Q_2, \quad (\text{II-41})$$

onde K é a constante de armazenamento. As equações acima podem ser agrupadas numa única:

$$Q_2 = m_1 I_2 + m_2 I_1 + m_3 Q_1, \quad (\text{II-42})$$

onde

$$m_1 = \frac{0,5 t}{K+0,5 t} \quad m_2 = \frac{0,5 t}{K+0,5 t} \quad \text{e} \quad m_3 = \frac{K-0,5 t}{K+0,5 t} \quad (\text{II-43})$$

$$Q_2 = m' I + m_3 Q_1 \quad (\text{II-44})$$

sendo

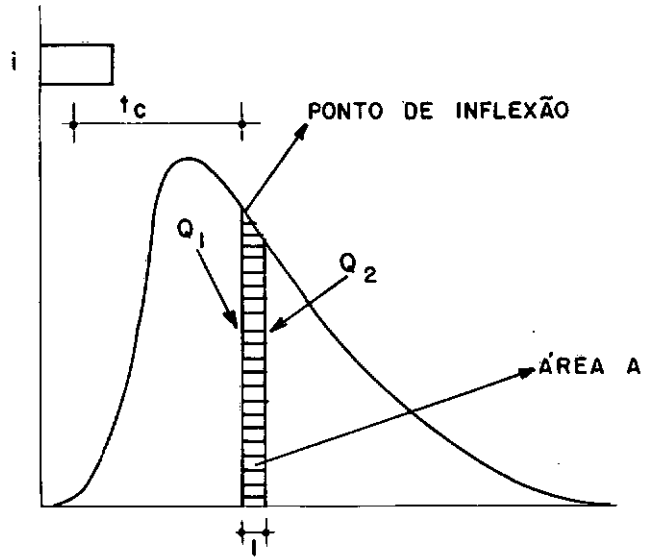
$$m' = \frac{t}{K+0,5 t} \quad (\text{II-45})$$

Este método, para sua utilização necessita pelo menos de uma observação de escoamento superficial para a bacia em análise e t é o intervalo de tempo de trânsito entre isócronas adjacentes.

O cálculo dos parâmetros K e t_c pode ser feito por várias metodologias, entre elas a do método de momentos de Nash, que será analisado posteriormente.

Um procedimento simples, porém mais impreciso que os disponíveis na presente data foi obtido por O'Kelly (1955), que considerou o escoamento superficial dividido em duas partes. A primeira quando a água está entrando no reservatório linear e a última quando está saindo, estando separadas pelo ponto de inflexão que ocorre na recessão do escoamento.

FIG. II 12 - PARÂMETROS DA HIDRÓGRAFA UNITÁRIA DE CLARK



Assim, considerou o tempo de concentração t_c o intervalo entre o centro de massa da precipitação efetiva e o ponto de inflexão e deduziu a expressão da constante de armazenamento K em função da área A representada no gráfico de escoamento superficial da figura II.12.

$$K = \frac{A}{Q_1 - Q_2} \quad (\text{II-46})$$

O tempo de duração de precipitação que fornece o escoamento superficial utilizado na derivação dos coeficientes deve ser razoavelmente pequeno, no máximo 3 horas.

O cálculo da hidrógrafa unitária instantânea para uma determinada bacia apresenta os seguintes passos:

- a) Cálculo do tempo de concentração (t_c) e da constante de armazenamento, através do método de Clark - O'Kelly, fórmula empírica, relação com tempo de precipitação e tempo total, método de Nash, ou qualquer outra metodologia.
- b) Divisão da bacia usando isócronas - no mínimo 5.
- c) Estabelecimento do diagrama concentração-área-tempo pela planimetria das áreas entre isócronas.
- d) Cálculo de m' e m_3 , com utilização de t e K obti

dos anteriormente, usando equações II-43 e II-45.

- e) Cálculo de $m' \times I$ em unidades de descarga líquida.

Como tem-se o diagrama de concentração-área-tempo em unidades de área x altura, para obter valores com unidades de descarga tem-se que lançar mão de coeficientes multiplicativos.

No caso de área em km^2 , altura de chuva em cm e tempo em horas,

$$m' \times I = \frac{m' \cdot 2,78 \cdot I}{t} \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{II-47})$$

Se a área em sq.mi, a altura em polegadas e o tempo em horas:

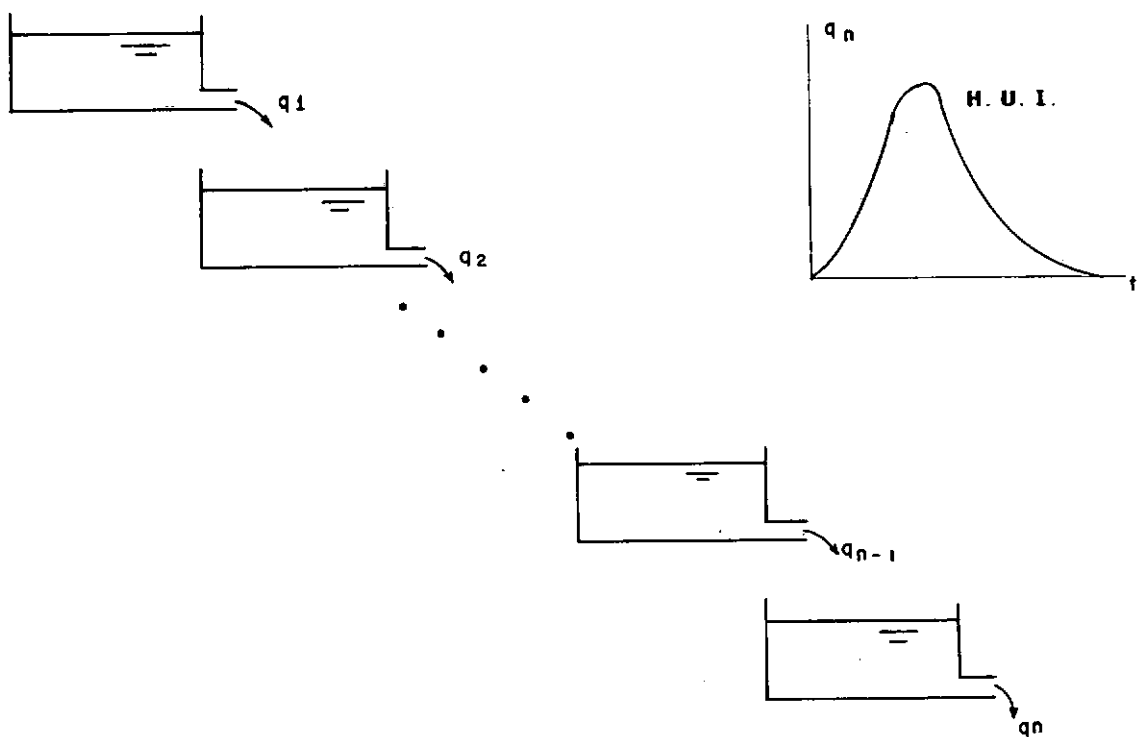
$$m' \times I = \frac{m' \times 645 \times I}{t} \text{ cfs} \quad (\text{II-48})$$

- f) Cálculo das ordenadas da hidrógrafa unitária de Clark através da equação II-44.

II.8) - Método de Nash

Em seu modelo conceitual, Nash (1957) considerou a bacia formada por um conjunto de reservatórios lineares iguais dispostos em série. A representação esquemática do modelo de Nash é feita na Figura II.13.

FIG.II.13-MODÉLO CONCEITUAL DE NASH



Um reservatório linear tem para relação entre volume armazenado e saída:

$$S = Kq \quad (\text{II-49})$$

onde S é o volume armazenado, K a constante de armazenamento e q o volume de saída.

A variação do armazenamento de um reservatório linear, no tempo, sendo I a entrada será:

$$\frac{dS}{dt} = I - q \quad (\text{II-50})$$

Resolvendo a equação diferencial acima considerando no instante t_0 uma saída q_0 resulta:

$$q = q_0 e^{- (t-t_0)/K} \quad (\text{II-51})$$

Fazendo $t-t_0 = \zeta$

$$q = q_0 e^{-\zeta/K} \quad (\text{II-52})$$

Ocorrendo uma entrada instantânea tal que haja um ar

mazenamento S_0 no instante $t_0 = 0$, $q_0 = \frac{S_0}{K}$, logo

$$q = \frac{S_0}{K} e^{-t/K} \quad (\text{II-53})$$

No caso, o volume de armazenamento é unitário, por se tratar de hidrógrafa unitária instantânea, daí:

$$q_1 = \frac{1}{K} e^{-t/K} \quad (\text{II-54})$$

Esta saída representa a hidrógrafa unitária instantânea no caso em que se considere a bacia hidrográfica representada por um único reservatório linear:

$$u(0,t) = \frac{1}{K} e^{-t/K} \quad (\text{II-55})$$

No caso de dois reservatórios a saída do primeiro, representada pela equação acima servirá de entrada para o segundo e usando a equação de convolução obtêm-se:

$$q(t) = \int_0^t \frac{1}{K} e^{-\frac{\zeta}{K}} \cdot \frac{1}{K} e^{-(t-\zeta)/K} \quad (\text{II-56})$$

a qual integrada fornece:

$$q_2 = \frac{t}{K^2} e^{-t/K} \quad (\text{II-57})$$

Procedendo do mesmo modo para os demais reservatórios obter-se-ia a lei de formação que permite calcular a saída q_n do último reservatório, a qual representa a hidrógrafa unitária instantânea da bacia.

$$u(0,t) = \frac{1}{K \cdot (n-1)!} \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} e^{-t/K} \quad (\text{II-58})$$

Nash sugeriu a generalização da expressão para valores de n não inteiros, substituindo $(n-1)!$, que se aplica apenas a valores de n inteiros, pela Função Gama de n , que é geral. Desta forma, a expressão se transforma em:

$$u(0,t) = \frac{1}{K \cdot \Gamma(n)} \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} e^{-t/K} \quad (\text{II-59})$$

Uma abordagem estatística pode ser feita considerando a hidrógrafa unitária instantânea como uma distribuição de frequências dos tempos de trânsito de partículas de água.

Sendo assim, o tempo médio ou esperado será fornecido por:

$$E(t) = \int_0^{\infty} u(0,t) \cdot t \, dt = \int_0^{\infty} t \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} \cdot \frac{1}{(n-1)!} e^{-t/K} \frac{dt}{K} \quad (\text{II-60})$$

Colocando o integrando sob a forma de uma distribuição gama de probabilidade teremos:

$$E(t) = n.K \int_0^{\infty} \left(\frac{t}{K}\right)^n \frac{1}{n!} e^{-\frac{t}{K}} \frac{dt}{K} \quad (\text{II-61})$$

Logo, o integrando tem área unitária e $E(t) = n.K$

Este valor médio é a distância em tempo entre a precipitação instantânea e o centróide da área da hidrógrafa unitária.

A variância do tempo de trânsito, é fornecida por:

$$\text{VAR}(t) = E(t^2) - [E(t)]^2 \quad (\text{II-62})$$

$$E(t^2) = \int_0^{\infty} u(0,t) t^2 \, dt = \int_0^{\infty} \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} \frac{1}{(n-1)!} e^{-t/K} \frac{dt}{K} \cdot t^2 \frac{dt}{K} \quad (\text{II-63})$$

, donde

$$E(t^2) = n(n+1) K^2 \int_0^{\infty} \left(\frac{t}{K}\right)^{n+1} \frac{1}{(n+1)!} e^{-t/K} \frac{dt}{K} \quad (\text{II-64})$$

Como o integrando é uma distribuição gama de probabilidades, a integral tem valor unitário e

$$E(t^2) = n(n+1) \cdot K^2 \quad (\text{II-65})$$

Sendo $E(t) = n.K$, obtido anteriormente, o valor $[E(t)]^2$ é dado por:

$$[E(t)]^2 = n^2 \cdot K^2. \quad (\text{II-66})$$

Substituindo as expressões calculadas na equação que fornece a variância:

$$\text{VAR}(t) = n(n+1) K^2 - n^2 \cdot K^2 \quad (\text{II-67})$$

$$\text{VAR}(t) = n \cdot K^2 \quad (\text{II-68})$$

Nash (1960) provou que, teóricamente o valor $E(t) = n \cdot K$ para hidrógrafa unitária instantânea é válida para outra qualquer duração.

No pique da hidrógrafa unitária, a sua derivada em relação ao tempo é nula. Logo, derivando a expressão em relação ao tempo e igualando a zero obter-se-á uma equação que forneça o tempo para o pique a partir dos parâmetros de Nash. Esta é:

$$t_A = (n-1) \cdot K \quad (\text{II-69})$$

Além de estabelecer o modelo, Nash (1959) correlacionou seus parâmetros n e K com os momentos de área da precipitação efetiva e escoamento superficial em relação à origem dos tempos e aos centros de gravidade. Em seu trabalho, mostrou que para qualquer sistema linear e invariante no tempo os momentos de 1ª ordem da resposta a qualquer entrada, e saída resultante, estão relacionados por:

$$H'_1 = Y'_1 - X'_1 \quad (\text{II-70})$$

onde

H'_1 = momento de 1ª ordem da resposta em relação à origem

Y'_1 = momento de 1ª ordem da saída em relação à origem

X'_1 = momento de 1ª ordem da entrada em relação à origem

e da mesma maneira, os momentos de 2ª ordem, em relação aos centróides.

$$H_2 = Y_2 - X_2 \quad (\text{II-71})$$

onde

H_2 = momento de 2ª ordem da resposta em relação ao centróide

Y_2 = momento de 2ª ordem da entrada em relação ao centróide

X_2 = momento de 2ª ordem da saída em relação ao centróide

Para a hidrógrafa unitária instantânea:

$$H'_1 = n K \quad (\text{II-72})$$

$$H_2 = n K^2 \quad (\text{II-73})$$

que são as expressões de $E(t)$ e $\text{VAR}(t)$ das expressões acima resulta:

$$n K = Y_1' - X_1' \quad (\text{II-74})$$

$$n K^2 = Y_2 - X_2 \quad (\text{II-75})$$

Dividindo a segunda equação pela primeira:

$$K = \frac{Y_2 - X_2}{Y_1' - X_1'} \quad (\text{II-76})$$

Substituindo na primeira:

$$n = \frac{(Y_1' - X_1')}{Y_2 - X_2} \quad (\text{II-77})$$

Através das equações finais, pode ser feita a derivação dos parâmetros da hidrógrafa de Nash a partir de momentos da precipitação efetiva e do escoamento superficial, que correspondem à entrada e saída do sistema analisado.

O procedimento de cálculo de hidrógrafas unitárias instantâneas pelo método de Nash para bacias de interesse que apresenta, na maioria das vezes, melhores resultados e que é usado neste trabalho apresenta a ordem sequencial abaixo:

- a) A partir de cheia simples escolhida, cálculo de momentos da precipitação efetiva e do escoamento superficial.
- b) Cálculo dos parâmetros n e K .
- c) Substituição dos parâmetros na equação do modelo conceitual de Nash para obtenção das ordenadas da hidrógrafa unitária instantânea da área de drenagem sob consideração.

Nash sugeriu a derivação de hidrógrafas unitárias de período finito a partir da hidrógrafa unitária instantânea através de tabelas da Função Gama Incompleta, que é o mais recomendado para cálculo manual.

Os parâmetros n e K podem ser relacionados, também, com os momentos de 1^a e 2^a ordem em relação à origem da chuva efetiva e do escoamento superficial por:

$$Y'_1 - X'_1 = n.K \quad (\text{II-78})$$

$$Y'_2 - X'_2 = n.(n+1) K^2 + 2 n.K.X'_1, \quad (\text{II-79})$$

onde:

X'_1 = momento de primeira ordem da chuva efetiva, em relação à origem

X'_2 = momento de segunda ordem da chuva efetiva, em relação à origem

Y'_1 = momento de primeira ordem do escoamento superficial, em relação à origem

Y'_2 = momento de segunda ordem do escoamento superficial, em relação à origem

Estas expressões podem fornecer os valores de n e K , a partir dos momentos em relação à origem dos tempos. O sistema de equações acima foi o empregado neste trabalho.

Além dos artigos já referidos muitos outros procuraram descrever e analisar a metodologia de Nash. Entre as publicações que estudam o método pode-se citar Chow (1964), Nash (1966) e TNO (1966), Nash (1967) e Dooge (1973).

II.9) - Método de Dooge

Um modelo conceitual foi desenvolvido por Dooge (1959), considerando a bacia de drenagem constituída por reservatórios e canais lineares dispostos em série, sendo os reservatórios considerados responsáveis pelos efeitos de armazenamento, e os canais pelos efeitos de translação.

Sendo todos os elementos lineares, o sistema total também resulta linear e a ordem em que se dispõem os canais e reservatórios não altera a resposta do sistema. Assim, pode-se

supor os efeitos de armazenamento e translação separados e representados por dois grupos de componentes em série, um deles formado pelos canais e outro pelos reservatórios.

Para cada reservatório, sendo S o armazenamento, Q a saída e K a constante de armazenamento tem-se:

$$S(t) = K \cdot Q(t) \quad (\text{II-80})$$

a variação do armazenamento para uma entrada I será dada por:

$$I(t) - Q(t) = \frac{d}{dt} S(t) \quad (\text{II-81})$$

ou

$$I(t) - Q(t) = K \frac{d}{dt} Q(t) \quad (\text{II-82})$$

na forma operacional, e sendo D o operador diferencial,

$$(1 + KD) Q(t) = I(t) \quad (\text{II-83})$$

a qual para uma entrada instantânea de um volume V_0 tem para solução:

$$Q(t) = \frac{V_0}{K} e^{-t/K} \quad (\text{II-84})$$

Para um só canal linear, não havendo distorção, seu efeito é apenas de uma pura translação no tempo.

Logo, na combinação de um reservatório com constante de armazenamento K com um canal linear com tempo de translação a , a saída do conjunto tem por equação:

$$Q(t) = \frac{V_0}{K} e^{-(t-a)/K} \quad (\text{II-85})$$

Quando se tem uma série de reservatórios, a saída de um representa a entrada no próximo e tem por equação operacional

$$(1+K_1 D) (1+K_2 D) \dots (1+K_n D) Q_n(t) = I(t) \quad (\text{II-86})$$

De outra forma,

$$Q_n(t) = \frac{1}{(1+K_1 D) (1+K_2 D) \dots (1+K_n D)} I(t) \quad (\text{II-87})$$

que pode ser escrita como;

$$Q_n(t) = \frac{1}{\prod_1^n (1+K_i D)} I(t), \quad (\text{II-88})$$

cuja solução é:

$$Q_n(t) = C_1 e^{-t/K_1} + C_2 e^{-t/K_2} + \dots + C_n e^{-t/K_n} \quad (\text{II-89})$$

Partindo do fato de que toda entrada se transforma em saída, isto é, para qualquer reservatório

$$\int_0^{\infty} Q dt = V_0 \quad (\text{II-90})$$

Dooge chegou a um sistema de equações da seguinte forma:

$$\begin{aligned} C_1 K_1 + C_2 K_2 + \dots + C_n K_n &= V_0 \\ C_1 + C_2 + \dots + C_n &= 0 \\ \frac{C_1}{K_1} + \frac{C_2}{K_2} + \dots + \frac{C_n}{K_n} &= 0 \quad (\text{II-91}) \\ \vdots & \\ \frac{C_1}{K_1^{n-2}} + \frac{C_2}{K_2^{n-2}} + \dots + \frac{C_n}{K_n^{n-2}} &= 0 \end{aligned}$$

Resolvendo o sistema e substituindo na expressão de $Q_n(t)$ obteve a equação abaixo:

$$\frac{Q_n(t)}{V} = \frac{K_1^{n-2} e^{-t/K_1}}{\text{II} (K_1 - K_i)} + \frac{K_2^{n-2} e^{-t/K_2}}{\text{II} (K_2 - K_1)} + \dots + \frac{K_n^{n-2} e^{-t/K_n}}{\text{II} (K_n - K_i)} \quad (\text{II-92})$$

Esta equação, foi considerada pelo próprio Dooge como uma ferramenta de difícil utilização, citando trabalho de Lanczos (1957) onde é provado que a separação de exponenciais por análise numérica não é satisfatória.

No caso de reservatórios iguais obtém-se uma grande simplificação pois:

$$Q_n(t) = \frac{1}{(1 + K D)^n} I(t), \quad (\text{II-93})$$

que tem por solução:

$$Q_n(t) = (C_1 + C_2 t + C_3 t^2 + \dots + C_n t^{n-1}) e^{-t/K} \quad (\text{II-94})$$

Entrando com as condições limites, Dooge obteve:

$$C_1 = C_2 = \dots = C_{n-1} = 0 \quad (\text{II-95})$$

e

$$C_n = \frac{V_o}{K^n (n-1)!} \quad (\text{II-96})$$

que quando substituídos na expressão de $Q_n(t)$ resulta:

$$Q_n(t) = \frac{V_o}{K} \frac{(t/K)^{n-1} e^{-t/K}}{(n-1)!} \quad (\text{II-97})$$

Para a aplicação da teoria do sistema linear analisado à bacia hidrográfica pode-se dividir o escoamento total nas contribuições de sub-áreas ΔA sendo cada uma delas dada por:

$$\Delta Q(t) = \frac{1}{II_1^n (1 + K_i D)} \{I(t-\zeta)\} \cdot \Delta A \quad (\text{II-98})$$

onde ζ é o tempo total de translação entre o elemento e o ponto extremo da bacia.

Quando se trata da hidrógrafa unitária instantânea,

$$\Delta u(0,t) = \frac{1}{II_1^n (1 + K_i D)} \cdot V_o \delta(t-\zeta) \frac{\Delta A}{A} \quad (\text{II-99})$$

pois a entrada instantânea pode ser representada pela Função Delta de Dirac para toda a bacia.

$$u(0,t) = \Sigma \Delta u(0,t) \quad (\text{II-100})$$

$$u(0,t) = \Sigma \frac{A(t)}{A(0)} \frac{1}{II_1^n (1 + K_i D)} \cdot V_o \cdot \delta(t-\zeta) \cdot i \cdot \frac{\Delta A}{A} \quad (\text{II-101})$$

onde i é a relação entre a intensidade de chuva efetiva da sub-área e A da área total.

Na forma de integral ou superfície

$$u(0,t) = \frac{V_o}{A} \int_0^A(t) \frac{\delta(t-\zeta)}{II_1^n (1 + K_i D)} \cdot i \cdot dA \quad (\text{II-102})$$

que é a expressão geral da hidrógrafa unitária instantânea do Dooge.

Dooge, devido à complexidade de solução da integral de superfície, fez várias simplificações, sendo a primeira delas a transformação em integral simples pelo uso do conceito de isócronas:

$$u(0,t) = \frac{V_0}{A} \int_0^{t < T} \frac{\delta(t-\zeta)}{II_1^n (1+K_i D)} i \frac{dA}{d\zeta} d\zeta, \quad (II-103)$$

que foi mudada para:

$$u(0,t) = \frac{V_0}{T} \int_0^{t < T} \frac{\delta(t-\zeta)}{II_1^n (1+K_i D)} \omega\left(\frac{t}{T}\right) d\zeta \quad (II-104)$$

onde T representa o tempo de concentração da bacia e $\frac{dA}{d\zeta}$ os comprimentos de isócronas ou ordenadas da curva tempo-área. Além disto, considerou a solução prática ideal aquela em que se utilizasse reservatórios iguais, cuja equação da hidrógrafa unitária resulta:

$$u(0,t) = \frac{V_0}{T} \int_0^t \frac{\delta(t-\zeta)}{(1+K D)^n} \cdot \omega\left(\frac{t}{T}\right) d\zeta, \quad (II-105)$$

obtendo-se

$$u(0,t) = \frac{V_0}{T} \int_0^{t/K} \frac{m^{n-1} e^{-m}}{(n-1)!} \cdot \omega\left(\frac{t}{T}\right) dm, \quad (II-106)$$

sendo

$$m = \frac{t-\zeta}{K},$$

que é a equação recomendada por Dooge no cálculo prático da hidrógrafa unitária instantânea.

Deve ser lembrado que n é função do tempo de translação ζ , sendo o número de reservatórios com o tempo de escoamento do ponto onde está situado e a saída da bacia menores que ζ .

Além disto $\frac{m^{n-1} e^{-m}}{(n-1)!}$ representa a Função de Distribuição de Probabilidade de Poisson P(m,n-1) que pode ser encontrada em tabelas.

Com utilização de computador, as etapas para cálculo da hidrógrafa unitária instantânea de Dooge mais recomendáveis são:

- a) Seleção do período de cheia da bacia considerada.
- b) Divisão da bacia em sub-áreas através de isócronas.
- c) Cálculo das ordenadas do diagrama tempo-área através da planimetria das áreas entre isócronas.
- d) Cálculo dos parâmetros n e K , podendo ser usados o método de Nash, método de O'Kelly, determinação a partir de tempo de concentração obtido por fórmula empírica, ou qualquer outra metodologia.
- e) Cálculo de cada uma das ordenadas do hidrograma unitário instantâneo pelo uso da expressão final mostrada.

No seu trabalho, Dooge, procurou mostrar que vários modelos conceituais, como o de Nash e Clark poderiam ser considerados casos particulares do seu modelo geral, crescendo aí sua importância.

II.10) - Método de O'Donnell

Uma das técnicas utilizadas na análise de sistemas lineares é aquela que utiliza o conceito de funções ortogonais. Sendo considerado linear o sistema que transforma precipitação efetiva em escoamento superficial, esta técnica pode também ser aplicada no cálculo de hidrógrafas unitárias.

Sendo $g(t)$ uma função, pode ser representada pela soma de uma série infinita, na forma abaixo:

$$g(t) = \sum_{i=0}^{\infty} c_i f_i(t) \quad (\text{II-107})$$

Duas funções $f_i(t)$ e $f_j(t)$ são ortogonais quando

$$\int_a^b f_i(t) f_j(t) dt = 0 \text{ para } i \neq j \quad (\text{II-108})$$

e

$$\int_a^b f_i(t) \cdot f_j(t) dt = K \text{ para } i \neq j \quad (\text{II-109})$$

A razão pela qual costuma-se lançar mão de funções ortogonais na análise linear é a facilidade de cálculo dos coeficientes c_i , pois multiplicando-se os dois membros da equação de $g(t)$ por função $f_j(t)$ ortogonal a $f_i(t)$ tem-se:

$$g(t) \cdot f_j(t) = \sum_{i=0}^{\infty} c_i f_i(t) \cdot f_j(t) , \quad (\text{II-110})$$

Expressão que integrada entre limites a e b fornece:

$$\int_a^b g(t) \cdot f_i(t) dt = 0 + 0 + \dots + c_i K + 0 + 0 + \dots (\text{II-111})$$

Desta resulta que:

$$c_i = \frac{1}{K} \int_a^b g(t) f_i(t) dt \quad (\text{II-112})$$

No caso de qualquer sistema linear e invariante no tempo, a entrada, saída e resposta seriam representadas por:

$$\begin{aligned} x(t) &= \sum_{i=0}^{\infty} (c_x)_i \cdot f_i(t) \\ y(t) &= \sum_{i=0}^{\infty} (c_y)_i \cdot f_i(t) \\ h(t) &= \sum_{i=0}^{\infty} (c_h)_i \cdot f_i(t) , \end{aligned} \quad (\text{II-113})$$

onde as mesmas funções ortogonais são usadas nas três expansões em séries.

Entre as funções ortogonais as séries de Fourier são as mais conhecidas e utilizadas na análise de sistemas lineares e sua utilização na derivação de hidrógrafas unitárias foi apresentada por O'Donnell (1960) e, em parte republicada pelo autor no TNO (1966).

Uma função com domínio $0 < t < L$ pode ser representada por:

$$g(t) = a_0 + \sum_{\zeta=1}^{\infty} \left\{ a_{\zeta} \cos \zeta \cdot \frac{2\pi t}{L} + b_{\zeta} \text{ sen } \zeta \cdot \frac{2\pi t}{L} \right\} \quad (\text{II-114})$$

sendo ortogonais as funções seno e cosseno apresentadas na equação. Os coeficientes a_ζ e b_ζ são fornecidos por:

$$a_\zeta = \frac{2}{L} \int_0^L g(t) \cos \zeta \cdot \frac{2\pi t}{L} dt \quad \text{com} \quad a_0 = \frac{1}{L} \int_0^T g(t) \quad (\text{II-115})$$

e

$$b_\zeta = \frac{2}{L} \int_0^L g(t) \sin \zeta \cdot \frac{2\pi t}{L} dt \quad (\text{II-116})$$

O'Donnell mostrou que substituindo na equação de convolução obtêm-se as seguintes relações algébricas entre os coeficientes (a,b) da entrada $x(t)$, (a',b') da saída $y(t)$ e (α, β) da resposta $h(t)$.

$$a'_i = \frac{L}{2} (a_i \alpha_i - b_i \beta_i) \quad \text{com} \quad a'_0 = L a_0 \alpha_0 \quad (\text{II-117})$$

e

$$b'_i = \frac{L}{2} (a_i \beta_i + b_i \alpha_i) \quad (\text{II-118})$$

Separando os coeficientes da resposta surge:

$$\alpha_i = \frac{2}{L} \frac{a_i a'_i - b_i b'_i}{a_i^2 + b_i^2} \quad \text{com} \quad \alpha_0 = \frac{1}{L} \frac{a'_0}{a_0} \quad (\text{II-119})$$

$$\beta_i = \frac{2}{L} \frac{a_i b'_i - b_i a'_i}{a_i^2 + b_i^2} \quad (\text{II-120})$$

Logo, a partir da entrada e saída pode-se obter seus coeficientes de Fourier e com eles calcular algébricamente os coeficientes da resposta; e conseqüentemente a função resposta.

Em estudos hidrológicos, os dados são coletados sob a forma discreta ou discretizados a partir de curvas contínuas obtidas geralmente por linígrafos e pluviógrafos, não se possuindo a equação da curva contínua. Por isto, não se pode calcular analiticamente as integrais anteriormente mostradas.

O'Donnell propôs o cálculo direto da hidrógrafa unitária de período finito, a ser utilizada de forma imediata. Na previsão de vazões, sem cálculo anterior da hidrógrafa unitária instantânea.

Discretizando as equações contínuas, preliminarmente mostradas, O'Donnell obteve:

$$g(it) = a_0 + \sum_{\zeta=1}^P (a_{\zeta} \cos \zeta \frac{2\pi i}{n} + b_{\zeta} \text{sen } \zeta \frac{2\pi i}{n}) \quad (\text{II-121})$$

onde:

$$a_{\zeta} = \frac{2}{n} \sum_{i=0}^{n-1} g(iT) \cos \zeta \frac{2\pi i}{n}, \quad a_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n-1} g(iT) \quad (\text{II-122})$$

$$b_{\zeta} = \frac{2}{n} \sum_{i=0}^{n-1} g(iT) \text{sen } \zeta \frac{2\pi i}{n} \quad (\text{II-123})$$

onde $g(iT)$ é o valor da função no instante iT , sendo as medidas em intervalo constante T entre $t=0$ e $t=L$ e n um número ímpar, $n=2P+1$.

No cálculo da hidrógrafa unitária de período finito pelo método de O'Donnell considera-se a entrada no sistema formada pelas intensidades de chuva efetiva, tomadas no início de cada período de medida, a saída formada pelas ordenadas de escoamento superficial e a resposta ao sistema pelas ordenadas da hidrógrafa unitária.

As relações entre os coeficientes harmônicos são as mesmas obtidas por O'Donnell para o caso contínuo.

As etapas de obtenção da hidrógrafa unitária para período finito de O'Donnell são:

- a) Seleção do período de escoamento superficial.
- b) Separação do escoamento superficial e da chuva efetiva, conforme visto no Capítulo I.
- c) Cálculo dos coeficientes harmônicos das séries de precipitação efetiva e escoamento superficial, usando equações II-122 e II-123.
- d) A partir dos coeficientes harmônicos calculados, derivação dos coeficientes da hidrógrafa unitária, através das equações II-119 e II-120.

e) Cálculo das ordenadas da hidrógrafa utilizando os coeficientes harmônicos, usando a equação II-123.

A técnica de O'Donnell exige o uso de computador eletrônico pela grande quantidade de cálculos envolvidos e pela grande precisão necessária para obter resultados satisfatórios.

II.11) - Método de Inversão através de Matrizes

A aplicação da técnica matricial ao cálculo do hidrograma unitário foi desenvolvida por Snyder (1961) em trabalho do Tennessee Valley Authority (E.U.A.).

A equação de convolução discreta para sistemas lineares e invariantes no tempo pode ser representada por um sistema de equações.

No caso da bacia de drenagem, sendo:

X = volumes de excesso de chuva em cada intervalo de T horas

u = ordenadas da hidrógrafa unitária

y = ordenadas do escoamento superficial;

o sistema linear é dado por:

$$\begin{aligned}
 y_1 &= X_1 \cdot u_1 + 0 + 0 + \dots + 0 + 0 \\
 y_2 &= X_2 \cdot u_1 + X_1 \cdot u_2 + 0 + \dots + 0 + 0 \\
 y_3 &= X_3 \cdot u_1 + X_2 \cdot u_2 + X_1 \cdot u_3 + 0 + \dots + 0 + 0 \\
 &\vdots \\
 y_m &= X_m \cdot u_1 + X_{m-1} \cdot u_2 + \dots + X_1 \cdot u_m + 0 + \dots + 0 + 0 \\
 y_{m+1} &= 0 + X_m \cdot u_2 + \dots + X_2 \cdot u_m + X_1 \cdot u_{m+1} + 0 + \dots + 0 \\
 &\vdots \\
 y_{m+n-2} &= 0 + 0 + 0 + \dots + 0 + X_m \cdot u_{n-1} + X_{m-1} \cdot u_n \\
 y_{m+n-1} &= 0 + 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + X_m \cdot u_n
 \end{aligned}
 \tag{II-124}$$

$$- 2|X|^T \cdot |y| + 2|X|^T \cdot |X| \cdot |U| = 0 \quad (\text{II-132})$$

ou

$$|X|^T |X| |U| = |X|^T |y| \quad (\text{II-133})$$

Fazendo $|X|^T |X| = |Z|$, onde Z é uma matriz quadrada,

$$|Z| |U| = |X|^T |y| \quad (\text{II-134})$$

separando o vetor U,

$$|U| = |Z|^{-1} |X|^T |y| \quad (\text{II-135})$$

tem-se a solução mínimos quadrados para hidrógrafa unitária de período finito.

O cálculo da hidrógrafa unitária pelo método descrito, na prática pode ser feito do seguinte modo:

- a) Seleção da cheia a ser analisada.
- b) Separação do escoamento superficial e da chuva efetiva, conforme visto no Capítulo I.
- c) Montagem da matriz $|X|$ retangular; II-124.
- d) Transposição da matriz $|X|$.
- e) Produto de $|X|^T$ por $|X|$, calculando $|Z|$.
- f) Inversão da matriz $|Z|$.
- g) Cálculo da hidrógrafa unitária de período finito da equação matricial II-135.

O método de Inversão através de Matrizes é destinado diretamente ao uso de computador eletrônico, pela eficiência desta máquina nas operações matriciais.

CAPÍTULO III

APLICAÇÕES E COMPARAÇÕES DOS MÉTODOS

III.1) - Elaboração dos programas computacionais

Foi procurada a automatização das metodologias tendo como finalidade facilitar as suas aplicações. Assim, foram elaborados programas em linguagem Fortran, para todas as técnicas sendo de início destinadas ao computador eletrônico Burroughs-6700, podendo, no entanto, ser facilmente adaptados a outras máquinas, mesmo de menor porte.

Tentou-se facilitar o emprego dos programas por qualquer pessoa que deles necessite para estudos de fluviogramas unitários. Isto foi feito pela adoção de um sistema de entrada de dados bastante simples e da confecção de um manual para uso.

A programação foi feita visando a solução dos problemas práticos que mais comumente surgem para serem resolvidos através de cada método. Desta forma, para hidrógrafas unitárias de período finito a finalidade principal foi o cálculo de suas ordenadas, enquanto para os métodos sintéticos foi o cálculo de parâmetros que permitissem derivação de outras hidrógrafas unitárias.

Além dos programas para aplicação das metodologias, foi elaborada uma subrotina destinada à reprodução de hidrogra-

mas a partir de hidrógrafas unitárias, obtidas por qualquer método, e sendo fornecidas as precipitações efetivas.

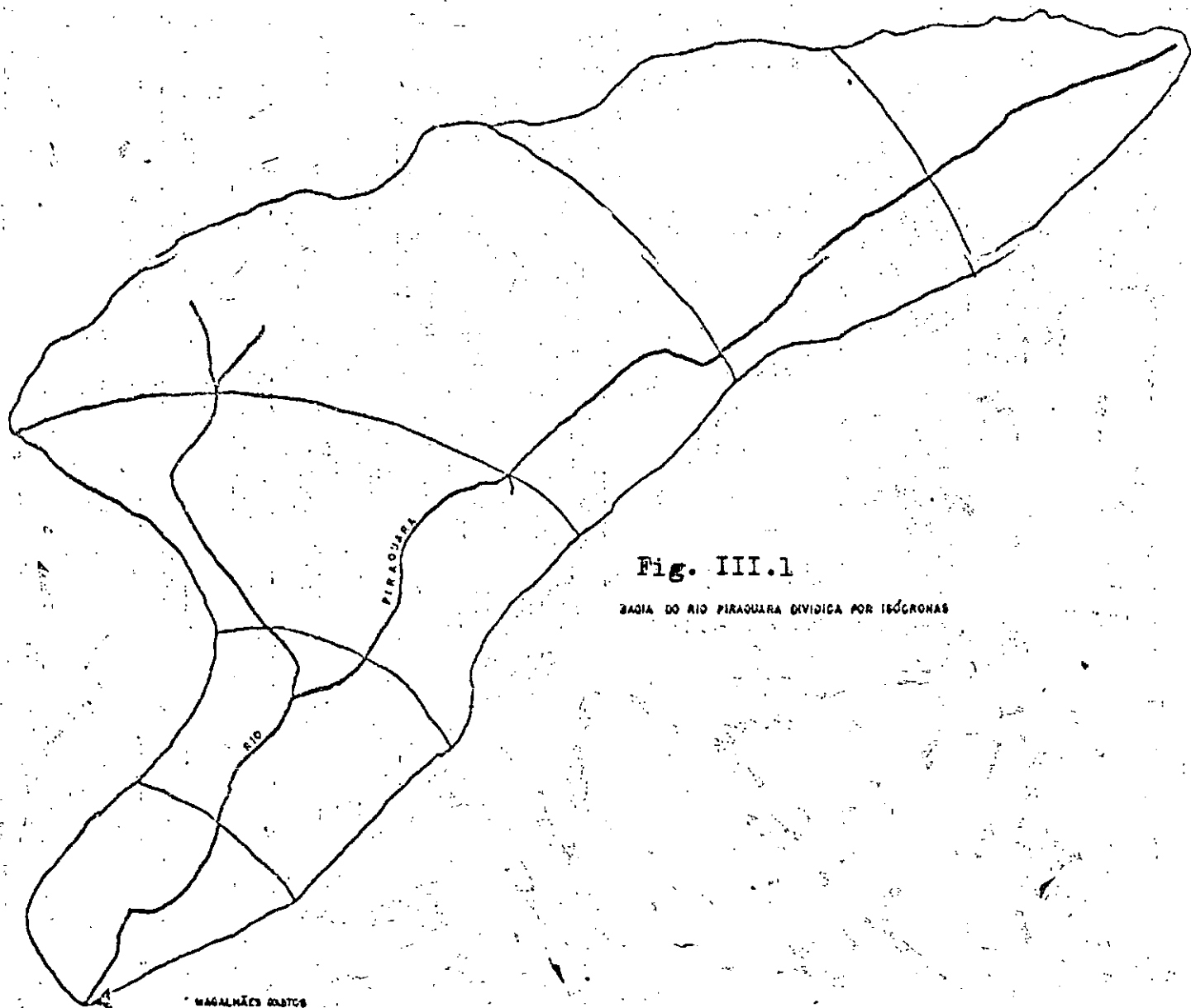
III.2):- Exemplos de aplicação

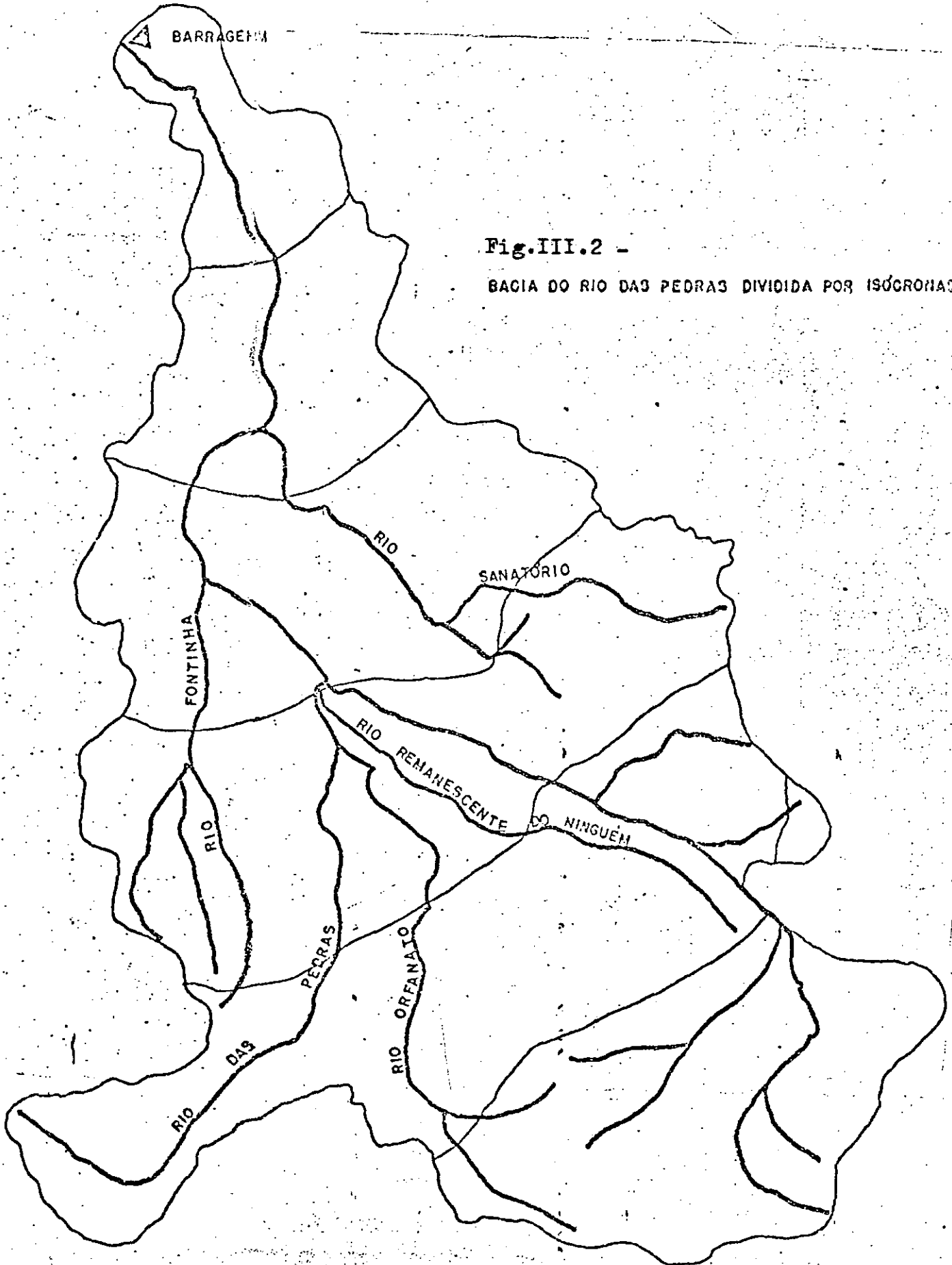
Foram escolhidas, para aplicação das metodologias analisadas, bacias urbanas, de pequeno porte, de afluentes do Rio Acari situado no Rio de Janeiro. Os dados empregados foram obtidos através da Divisão de Hidrologia da Superintendência Estadual de Rios e Lagoas do Rio de Janeiro (SERLA), tendo sido coletados para serem usados na elaboração do Anteprojeto de Macro drenagem da Bacia do Rio Acari, pela SURSAN e SONDOTÉCNICA (1973), no qual foi utilizada a técnica do hidrograma unitário na sua forma tradicional.

A bacia do Rio Acari e suas sub-bacias são exemplos de áreas de drenagem importantes que possuem poucos dados disponíveis nas quais o método da hidrógrafa unitária é a melhor escolha para previsão de descargas líquidas.

A coleta de dados através de linígrafos foi iniciada em 1969, tendo, portanto um período muito curto de dados, de qualidade aceitável, para bacia de pequena área, como é o seu caso.

As aplicações foram feitas aos afluentes do Acari chamados rio Piraquara e rio das Pedras, cujas áreas de drenagem são 13 km^2 e 24 km^2 , estando os postos linigráficos nas localidades, respectivamente, de Magalhães Bastos e Barragem. As áreas de drenagem, com seus rios principais estão representadas nas figuras I.1 e III.2, respectivamente.





III.3) - Aplicações

As seguintes considerações foram feitas para todos os métodos:

- a) Altura unitária de precipitação efetiva igual a 1 cm.
- b) Separação do escoamento subterrâneo, do escoamento total, pelo método empírico, que considera a descarga básica constante até o pique do escoamento total e linear variável até o fim (vide ítem I.6)
- c) Separação da chuva efetiva, da chuva total, a partir do volume escoado superficialmente, pelo método, também empírico, que considera taxa constante de perdas (vide ítem I.6).

O emprego dos métodos empíricos acima descritos foi feito tendo em vista a consideração de que, para um período de cheia, o volume de escoamento superficial é, geralmente, muito superior ao volume de descarga básica, e pelo fato de não existir método preciso para cálculo da distribuição no tempo, das perdas ocorridas na precipitação e da descarga subterrânea, a partir de dados de precipitação e vazão.

Em geral, para todas as metodologias aplicadas, os programas e, conseqüentemente os cálculos seguiram o ordenamento indicado e recomendado, para cada uma delas, no Capítulo Além das diversas considerações feitas já citadas, várias outras tiveram lugar nas aplicações dos métodos.

- a) Na derivação de hidrógrafa unitária de menor duração, através da Curva-S foram necessárias suas vizações nos trechos finais da Curva-S e da hidrógrafa unitária derivada, as quais foram feitas manualmente, passando, uma curva suave entre as ondulações de tal modo que a área sob a curva permanecesse constante. No caso da Curva-S, além disso, na suavização, considerou-se o fato de possuir um patamar de equilíbrio com taxa constante

igual à de precipitação efetiva.

- b) O cálculo dos parâmetros das hidrógrafas unitárias sintéticas foi realizado a partir da hidrógrafa unitária de menor duração derivada pelo método da Curva-S, da hidrógrafa unitária obtida por Sherman.
- c) O elemento considerado fixo para aplicação dos métodos sintéticos, foi o intervalo de tempo até o pique (t_A), por ser considerado de menor variação de uma cheia para outra e por sua maior facilidade de cálculo na prática, necessitando apenas de dados linigráficos, sem ser necessária curva-chave da seção analisada.
- d) Para as hidrógrafas unitárias sintéticas de Commons e do Soil Conservation Service foram calculadas ordenadas por apresentarem formas fixas, enquanto para a hidrógrafa unitária sintética de Snyder foram apenas calculados os parâmetros pois as únicas ordenadas fornecidas a partir dos parâmetros, por esta metodologia são: início, máximo e fim da hidrógrafa unitária. Por esses 3 pontos é que se ajustaria manualmente uma curva com volume unitário.
- e) No método do Soil Conservation Service foi utilizada a fórmula empírica de Kirpich para cálculo do tempo de concentração em função do comprimento do curso principal e da sua diferença máxima de altitude; enquanto nos métodos de Clark e Dooze foi usado o método dos momentos de Nash para cálculo do tempo de concentração diretamente a partir dos dados de precipitação efetiva e de escoamento superficial.
- f) No método de O'Donnell foram acrescentados zeros às séries de precipitação efetiva e de escoamento superficial, formando duas séries discretas de igual tamanho, evitando oscilações que ocorreriam nas ordenadas finais da hidrógrafa unitária e que

passam a ocorrer no trecho derivado que será certamente nulo, ficando a hidrógrafa unitária totalmente suave.

- g) No método de Inversão através de Matrizes, são fornecidas inicialmente as precipitações efetivas sendo calculados pelo programa os volumes e efetivos.

Além das considerações feitas, citadas acima, nas aplicações dos métodos, outras de menor importância, também foram empregadas, apenas não foram citadas porque as citações influiriam pouco no entendimento do uso dos métodos estudados.

III.4) - Análise de Resultados

Através das aplicações das metodologias analisadas às bacias do Rio Piraquara e do Rio das Pedras, foram obtidos resultados que são apresentados na forma de tabelas e gráficos no apêndice deste trabalho, os quais são analisados neste sub-ítem do Capítulo III.

O método do Soil Conservation Service, partindo da consideração de intervalos de tempo iguais entre o início e o pique da hidrógrafa unitária, os valores das descargas máximas (tabela B-2.3 e gráfico B-2.8 para o Rio das Pedras) foram bastante inferiores aos apresentados pelo método de Sherman (tabela B-1.1 e gráfico B-1.5 para o Rio Piraquara - tabela B-2.1 e gráfico B-2.5 para o Rio das Pedras). Isto deve-se, em parte, ao fato dos hidrogramas terem ascensão e recessão muito rápidas, mais que a linear; em virtude de se estar lidando com bacias urbanas com grande área impermeável.

Os valores das ordenadas obtidas pela metodologia de Commons (tabela B-1.5 e gráfico B-1.10 para o Rio Piraquara - tabela B-2.5 e gráfico B-2.10 para o Rio das Pedras), se mostraram largamente diferentes daqueles calculados pelo método de Sherman, dos quais foram derivados (tabela B-1.1 e gráfico B-1.5 para o Rio Piraquara e tabela B-2.1 e gráfico B-2.5 para o Rio das Pedras), sendo aproximadamente iguais apenas as máximas des

cargas para o Rio Piraquara. Dessa diferença pode-se concluir que a forma da hidrógrafa adimensional de Commons não se assemelha às das hidrógrafas unitárias de duração 30 minutos para as cheias consideradas.

Pela análise dos resultados das aplicações da metodologia sintética de Snyder e das suas fórmulas empíricas (tabela B-1.2 e gráfico B-1.7 para o Rio Piraquara - tabela B-2.2 e gráfico B-2.7 para o Rio das Pedras), foi verificado que as equações do tempo total de escoamento superficial e de larguras da hidrógrafa unitária sintética a 50% e 75% do pique (II-17, II-21 e II-22) utilizadas diretamente, fornecem valores exagerados para bacias de pequeno porte, sendo recomendável que seja usada a equação II-18 em substituição à primeira e a correção dos numeradores das duas últimas.

A técnica de Snyder permite o cálculo das coordenadas do pique e igualando-se o tempo de escoamento superficial ao da hidrógrafa unitária de Sherman, foi ajustada curva com área unitária, usando também as larguras a 50% e 75% obtidas pelas fórmulas II-21 e II-22 com numeradores corrigidos (gráfico B-1.7 para o Rio Piraquara - gráfico B-2.7 para o Rio das Pedras). Tendo partido de uma hidrógrafa unitária conhecida, o gráfico da hidrógrafa unitária sintética será logicamente idêntico ao da hidrógrafa unitária original.

Os resultados apresentados para as hidrógrafas unitárias instantâneas derivadas através de modelos conceituais, estão mostrados no apêndice sob formas distintas. Para o método de Nash é apresentada a curva com área unitária (tabela B-1.8 e gráfico B-1.13 para o Rio Piraquara - tabela B-2.8 e gráfico B-2.13 para o Rio das Pedras) enquanto para os outros dois, Clark (tabela B-1.6 e gráfico B-1.11 para o Rio Piraquara e tabela B-2.6 e gráfico B-2.11 para o Rio das Pedras) e Dooge (tabela B-1.9 e gráfico B-1.15 para o Rio Piraquara; 3 sub-áreas - tabela B-2.9 e gráfico B-2.15 para o Rio das Pedras; 3 sub-áreas - tabela B-1.10 e gráfico B-1.17 para o Rio Piraquara; 6 sub-áreas e tabela B-2.10 e gráfico B-2.17 para o Rio das Pedras; 6 sub-áreas), são apresentadas as ordenadas já com unidade de vazão, m^3/s , que são usadas diretamente na derivação da hidrógrafa unitária de período finito.

As hidrógrafas de período finito obtidas por modelos conceituais apresentaram formas diferentes (Clark, gráfico B-1.11 para o Rio Piraquara e gráfico B-2.11 para o Rio das Pedras - Nash, gráfico B-1.14 para o Rio Piraquara e gráfico B-2.14 para o Rio das Pedras - Dooge, gráfico B-1.16 para o Rio Piraquara e gráfico B-2.16 para o Rio das Pedras, 3 sub-áreas; e gráfico B-1.18 para o Rio Piraquara, gráfico B-2.18 para o Rio das Pedras, 6 sub-áreas) para a mesma bacia, o que já era esperado por partirem, suas teorias, de considerações diferentes. O método que é considerado uma generalização dos outros dois, Dooge, foi aplicado duas vezes para cada bacia, usando 3 e 6 reservatórios ou sub-áreas. Para que ocorresse coincidências de resultados do método de Dooge com os de Nash e Clark seria necessário que se usasse nas aplicações casos particulares, tais como no caso de Nash consideração da inexistência de translação e no caso de Clark um único reservatório linear.

Para os métodos de análise direta de sistema linear e invariante no tempo, O'Donnell (tabela B-1.11 e gráfico B-1.19) para o Rio Piraquara e tabela B-2.11 e gráfico B-2.19 para o Rio das Pedras) e Inversão através de Matrizes (tabela B-1.13 e gráfico B-1.19 para o Rio Piraquara - tabela B-2.13 e gráfico B-2.19 para o Rio das Pedras) foram obtidos resultados praticamente iguais, o que deve ocorrer sempre, para chuvas simples, segundo Nash (1957).

CAPÍTULO IV

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Nos capítulos anteriores foram citadas conclusões e recomendações a respeito de cada método em particular e de conjuntos de metodologias de acordo com o tipo de abordagem ou finalidade. Neste capítulo serão mostradas conclusões e recomendações relativas à técnica da hidrógrafa unitária sob a forma global, além de revisão e ampliação daquelas anteriormente apresentadas.

Entre as conclusões obtidas da análise:

- 1) Apesar das suposições básicas da teoria da hidrógrafa unitária, linearidade e invariância no tempo, não estarem estritamente corretas, nos dias atuais a premissa de operação linear é o melhor caminho, em métodos práticos, pois as técnicas lineares são simples, bem desenvolvidas e com resultados aceitáveis para propósito de engenharia.
- 2) A qualidade de projetos em que se utilize hidrógrafa unitária depende em grande parte dados a partir dos quais esta foi definida.
- 3) A dispersão dos resultados obtidos pelos diferentes métodos neste trabalho mostra que podem surgir grandes erros caso não haja uma criteriosa escolha e utilização do método que melhor se adapte à bacia e à duração da cheia analisada.
- 4) Os métodos de cálculo de hidrógrafa unitária são adaptáveis ao computador eletrônico.
- 5) A equação de Snyder para tempo de escoamento superficial (II-17) não é adequada para pequenas bacias.
- 6) As equações do U.S.Army (II-21 e II-22) para cálculo da largura de hidrógrafa unitária a 50% e

75% do pique, em função da descarga pique não são válidas para bacias de pequeno porte, como as analisadas.

- 7) O método de Dooge é o que apresenta maior flexibilidade, entre os métodos analisados, enquanto o de Inversão através de Matrizes, a partir de dados de precipitação e escoamento fornece a mais precisa solução linear.
- 8) O método de Sherman tem validade apenas para cheias com precipitação próximo a uniforme.
- 9) O método do U.S. Conservation Service é de difícil aplicação para bacias com grande área impermeável pois a substituição da hidrógrafa unitária real por uma triangular acarreta grande erro.
- 10) O método de Commons é aplicável apenas para um pequeno grupo de bacias, cujo hidrograma de escoamento superficial se assemelhe ao diagrama adimensional de Commons.
- 11) Os métodos de análise linear, de O'Donnell e de Inversão através de Matrizes fornecem mesmos resultados para hidrógrafas unitárias obtidas a partir de cheias com chuva simples.

As recomendações mais importantes para um melhor uso das metodologias seriam:

- 1) A escolha do método deve ser feita, sempre que possível, através da aplicação a dados registrados na bacia estudada, além de levar em conta os princípios básicos das metodologias.
- 2) No caso de inexistência de dados suficientes para aplicação da metodologia, como ocorre principalmente para bacias de menor porte é recomendável a instalação de aparelhos na região de estudo durante período que permita conclusões que levem à hidrógrafa unitária mais adequada.

- 3) É interessante que as hidrógrafas unitárias representativas das bacias sejam obtidas a partir de vários períodos de cheia, procurando-se uma média dos resultados obtidos para cada um deles.
- 4) Verificar se as áreas das hidrógrafas unitárias instantâneas e de período finito obtidas têm área unitária.
- 5) Desenvolvimento por pesquisadores de técnicas mais precisas de estimação da distribuição no tempo da descarga subterrânea numa seção e da precipitação efetiva.

B I B L I O G R A F I A

- 1 - Barnes, B.S.
"Unitgraph procedures"
U.S. Bureau of Reclamation Hydrology Branch. Denver
- U.S.A., 1952
- 2 - Bernard, M.M.
"An approach to determinate streamflow"
ASCE Transactions
Vol. 100, 1935
- 3 - Chow, V.T.
"Handbook of applied hydrology"
Mc Graw - Hill Book Co., New York, 1964
- 4 - Clark, C.O.
"Storage and the unit hydrograph"
ASCE - Transactions
Vol. 110, 1945
- 5 - Collins, W.T.
"Runoff distribution graphs from precipitation
occurring in more than one time unit"
Civil Engineering
Vol. 9 - N° 9, 1939
- 6 - Committee on Floods,
"Report of the Committee on Floods"
Journal Boston Society of Civil Engineers
Vol. 17 - N° 7, 1939
- 7 - Commons, G.G.
"Flood hydrographs"
Civil Engineering
Vol. 12 - N° 10, 1942

- 8 - Diskin, M.H.
 "Evaluation of segmented IUH from derivatives"
 Journal of the Hydraulics Division, ASCE
 Vol. 95 - H Y 1, 1969
- 9 - Dooge, J.C. I.
 "A general theory of the unit hydrograph"
 Journal of Geophysical Research
 Vol. 64 - N° 2, 1959
- 10 - _____
 "Linear theory of hydrologic systems"
 Technical Bulletin N° 1468, United
 States Department of Agriculture, 1973
- 11 - Eagleson, P.S. - Mejia, R. e March, F.
 "Computation of optimum realizable unit hydrographs"
 Water Resources Research
 Vol. 2 - N° 4, 1966
- 12 - Johnstone, D. e Cross, W.P.
 "Elements of applied hydrology"
 The Ronald Press Co., New York, 1949
- 13 - Lanczos, C.
 "Applied analysis"
 Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1957
- 14 - Linsley, R.K. Jr.
 "Application of the synthetic unit - graph in the
 western mountain states"
 American Geophysical Union - Transactions
 Vol. 24, 1943
- 15 - Linsley, R.K. Jr., Kohler, M.A. e Paulhus, J.L.H.
 "Applied hydrology"
 McGraw Hill Book Company, New York, 1949

- 16 -

"Hydrology for Engineers"
McGraw Hill Book Company, New York, 1958
- 17 - March, F. e Eagleson P.S.
"Approaches to the linear synthesis of urban runoff systems"
Massachusetts Institute of Technology
Hydrodynamics Lab. Report - N° 85, 1965
- 18 - McCarthy, G.T.
"The unit hydrograph and flood routing"
Conference of North Atlantic Division Corps of Engineers, 1938
- 19 - Mitchell, W.D.
"Unit hydrograph in Illinois"
U.S.G.S. and State of Illinois
Dept. of Public Work and Bldgs, 1948
- 20 - Mockus, V.
"Use of storm and watershed characteristics in synthetic hydrograph analysis and application"
U.S. Soil Conservation Service, 1957
- 21 - Morgan, R. e Hullinghort, D.W.,
"Unit hydrographs for gaged and ungaged watersheds",
U.S. Engineering Office, julho, 1939
- 22 - Nash, J.E.
"The form of the instantaneous unit hydrograph"
IASH - General Assembly of Toronto
Publ. 45, 1957
- 23 -

"Systematic determination of unit hydrograph parameters"
Journal of Geophysical Research
Vol. 64 - N° 1, 1959

24 - Nash, J.E.

"A note on an investigation into two aspects of the relations between rainfall and storm runoff"
IASH publication N° 51, 1960

25 - _____

"Applied Flood hydrology"
River Engineering and Water Conservation Work -
THORN, 1966

26 - _____

"The role of parametric hydrology"
Journal of the Institution of Water Engineers
Vol. 21 - N° 6, 1967

27 - Newton, D.W. e Vinyard, J.W.

"Computer determined unit - hydrograph from floods"
Journal of the Hydraulic Division, ASCE
Vol. 93 - HY5, 1967

28 - O'Donnell, T.

"Instantaneous unit hydrographs by harmonic analysis"
IASH - Publication N° 51, 1960

29 - O'Kelly, J.J.

"The employment of unit hydrographs to determine the flow of Irish arterial drainage channels"
Proceedings - Institution of Civil Engineers
Vol. 4, 1955

30 - Sherman, L.K.

"Streamflow from rainfall by unitgraph method"
Engineering News Record
Vol. 108, 1932

- 31 - Sherman, L.K.
"The unit hydrograph method"
Hydrology - O.E. Meinzer-Dover Publications,
New York, 1949
- 32 - Singh, K.P.
"Non-linear instantaneous unit-hydrograph theory"
Proceedings, ASCE
Vol. 90 HY2, 1964
- 33 - Snyder, F.F.
"Synthetic unit graphs"
American Geophysical Union - Transactions
Vol. 19 - Part 2, 1938
- 34 - _____
Discussão de "Application of synthetic unit-graphs
in the western mountain states", de R.K. Linsley
American Geophysical Union - Transactions
Vol. 24, 1943
- 35 - Snyder, W.M.
"Hydrograph analysis by the method of least squares"
ASCE - Proceedings
Vol. 81, Artigo 793, 1955
- 36 - _____
"Matrix operations in hydrograph computations"
Tennessee Valley authority
Res. Paper 1 - Knoxville
- 37 - SURSAN e Sondotécnica
"Anteprojeto de macro-drenagem da bacia do rio
Acari", 1973

- 38 - Taylor, A.B. e Schwartz, H.E.
"Unit hydrograph lag and peakflow related
to basin characteristics"
American Geophysical Union-Transactions, 1952
- 39 - TNO
"Recent trends in hydrograph synthesis"
Proceeding of Technical Meeting 21, 1966
- 40 - U.S. Army Corps of Engineers
"Engineering Manual"
Hydrologic and hydraulic analyses, Office, Chief of
Engineers, 1948
- 41 - _____
"Unit hydrograph"
Civil Works Investigations, Project
152, Maryland, 1963
- 42 - U.S. Soil Conservation Service
"Hydrology guide for use in watershed planning"
Nat. Engr. Handbook - Sec. 4
Hydrology Suppl. A, 1957
- 43 - Williams, H.M.
Discussão de "Design of drainage facilities"
ASCE - Transactions
Vol. 110, 1945

A P Ê N D I C E


```

C*****
C      PROGRAMA PRINCIPAL
C      SHERMAN
C      CURVA-S
C      HIDROGRAFAS UNITARIAS SINTETICAS
C*****
C      FINALIDADES
C      CALCULO DA HIDROGRAFA UNITARIA
C      DERIVACAO DE HIDROGRAFAS UNITARIAS DE MENOR DURACAO
C      PROGRAMA PRINCIPAL PARA METODOS SINTETICOS
C*****NOMENCLATURA*****
C Q = DESCARGAS OBSERVADAS
C QB = DESCARGA BASE ESTIMADA
C ES = ESCOAMENTO SUPERFICIAL
C HU = HIDROGRAFA UNITARIA
C S = CURVA-S
C N = NUMERO DE OBSERVACOES
C SA = CURVA-S AJUSTADA
C HU4 = HIDROGRAFA UNITARIA DERIVADA
C JA = INTERVALO ENTRE OBSERVACOES
C DB = DURACAO DA HIDROGRAFA UNITARIA
C AR = AREA DE DRENAGEM DA BACIA
C K = POSICAO DO PIQUE NA HIDROGRAFA
C A = VOLUME CORRESPONDENTE AS VAZES TOTAIS
C B = VOLUME CORRESPONDENTE AS DESCARGAS BASICAS
C C = VOLUME CORRESPONDENTE AOS ESCOAMENTOS SUPERFICIAIS
C D = VOLUME CORRESPONDENTE AS VAZES DA HIDROGRAFA UNITARIA
C T = ALTURA DE CHUVA CORRESPONDENTE AO VOLUME A
C V = ALTURA DE CHUVA CORRESPONDENTE AO VOLUME B
C X = ALTURA DE CHUVA CORRESPONDENTE AO VOLUME C
C Z = ALTURA DE CHUVA UNITARIA
C*****
C      DIMENSIÃO Q(300),QB(300),ES(300),HU(300),S(300),SA(300),
C      HU4(300),HU4B(300),HUM4(300),U(300),HUMC(300),SU(300),
C      1 SE(300),UH(300),X(300),XJ(300),HIT(50),HUCOM(30),
C      LABEA(20),LABEB(20),LABEC(20)
C      LEITURA DO TITULO
C      READ(8,71) LABEA,LABEB,LABEC
C      71 FORMAT(20A4)
C      LEITURA DE DADOS
C      READ(8,1) N,K,DA,DB,AR
C      1 FORMAT(2I3,3F7.0)
C      READ(8,2)(Q(I),I=1,N)
C      2 FORMAT(9F8.0)
C      OBTENCAO DA DESCARGA BASE
C      DO 3 I=1,K
C      QB(I)=Q(1)
C      3 CONTINUE
C      X=(Q(N)-Q(1))/(N-K)
C      DO 4 I=1,N

```

```

QB(I)=Q(I)+(I-K)*X
4 CONTINUE
C   CALCULO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL
DO 5 I=1,N
ES(I)=Q(I)-QB(I)
5 CONTINUE
C   OBTENCAO DE VOLUMES E ALTURAS DE PRECIPITACAO
A=0
B=0
C=0
C   FATOR PARA TRANSFORMACAO DE VOLUME EM ALTURA DE PRECIPITACAO
H=(36*DA)/(100*AR)
C   CALCULO DE VOLUMES
DO 6 I=1,N
A=A+Q(I)
B=B+QB(I)
C=C+ES(I)
6 CONTINUE
C   TRANSFORMACAO EM ALTURAS
T=A*H
V=B*H
X=C*H
C   OBTENCAO DA HIDROGRAFA UNITARIA
DO 7 I=1,N
HU(I)=ES(I)/X
7 CONTINUE
D=0
DO 8 I=1,N
D=D+HU(I)
8 CONTINUE
Z=D*H
C   INSTANTES OBSERVADOS
DO 24 I=1,N
XJ(I)=(I-1)*DA
24 CONTINUE
C   IMPRESSAO DO TITULO
WRITE(5,73)
73 FORMAT( 20X,10('*****'))
WRITE(5,72) LABEA,LABEL,LABEC
WRITE(5,73)
C   IMPRESSAO DA TABELA DE CALCULO DA HIDROGRAFA UNITARIA
WRITE(5,17) DB
17 FORMAT(/,23X,'CALCULO DA HIDROGRAFA UNITARIA (T=',
1F4.1,'H.)')
WRITE(5,21)
21 FORMAT(/,70X,'UNIDADE = M3/S',/)
WRITE(5,15)
15 FORMAT(/,15X,'INST.',3X,'HIDROGRAFA',7X,'DESCARGAS',8X,
1'ESCOAMENTO',7X,'HIDROGRAFA')
WRITE(5,16)

```


73

```

16 FORMAT( ,23X,'OBSERVADA', ,9X,'DE BASE', ,9X,'SUPERFICIAL', ,6X,
1'UNITARIA', / )
JO 11 I=1,N
WRITE(5,12) XJ(I),Q(I),QB(I),ES(I),HU(I)
12 FORMAT(15X, F5.1,4X,4(F7.2,10X))
11 CONTINUE
WRITE(5,13) DA,A,B,C,D
13 FORMAT(/,6X,'VOLUMES( ,F3.0, ,H=M3/S)', ,4(F8.2,9X))
WRITE(5,19)
19 FORMAT(/)
WRITE(5,14) T,V,X,Z
14 FORMAT(5X,'ALTURAS ( CM. )', ,5X,4(F5.2,12X))
C GRAFICOS - VAZoes E HIDROGRAFA UNITARIA
WRITE(5,20)
20 FORMAT('1')
72 FORMAT(20X,20A4)
WRITE(5,20)
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEA,LABEL,LABEC
WRITE(5,73)
WRITE(5,19)
WRITE(5,100)
100 FORMAT(55X,'HIDROGRAMA')
WRITE(5,21)
CALL GRAFC(N,0,DA)
WRITE(5,20)
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEA,LABEL,LABEC
WRITE(5,73)
WRITE(5,81) DB
81 FORMAT(//,25X,'HIDROGRAFA UNITARIA-(T= ,F4.1, ,H. )', /)
WRITE(5,21)
CALL GRAFC(N,HU,DA)
CALL SCURV(DA,DB,HU,S,N,KKK)
WRITE(5,20)
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEA,LABEL,LABEC
WRITE(5,73)
WRITE(5,116)
116 FORMAT(/// 35X,'GRAFICO DA CURVA-S', /// )
CALL GRAFC(KKK,S,DA)
CALL HUD(DA,DB,DC,N,S,SA,HUM,HUMA,KIK,KKK)
WRITE(5,20)
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEA,LABEL,LABEC
WRITE(5,73)
WRITE(5,119) DC
119 FORMAT(/// ,27X,'GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA DERIVADA
1SUAVIZA)A (T= ,F4.1, ,H. )', /// )
CALL GRAFC(KKK,HUMA,DA)

```



```

CALL SNYDER(CHUMA,DA,DC,AR,KIK,KMAX, LABEB,LABEC,Q,QB,ES
1,XJ)
CALL SC3(CHUMA,DA,DC,AR,KIK,KMAX,HIT,LABEB,LABEC,Q,QB,ES,XJ)
CALL COMON(CHUMA,DA,DC,AR,KIK,KMAX,HUCOM,LABEB,LABEC,Q,QB,
1ES,XJ)
WRITE(5,20)
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEA,LABEB,LABEC
WRITE(5,73)
WRITE(5,19)
WRITE(5,131)
131 FORMAT(30X,'DERIVACAO DE HIDROGRAFA UNITARIA - CURVA-S',//
1 )
WRITE(5,111)
111 FORMAT(// ,50X,'UNIDADE = M3/S',/ )
WRITE(5,112)
112 FORMAT(// ,20X,'HIDROGRAFA',8X,'CURVA-S',8X,'CURVA-S',8X,
1'HIDROGRAFA',8X,'HIDROGRAFA' ,/,21X,'UNITARIA',23X,
1'SJAVIZADA',8X,'UNITARIA',13X,'UNITARIA',/,86X,'SUAVIZADA')
WRITE(5,113) DB,DC,DC
113 FORMAT(20X,'(T=',F4.1,'H.)',38X,'(T=',F4.1,'H.)',8X,'(T=',
1F4.1,'H.)',/ )
DO 114 I=1,KKK
WRITE(5,115) HU(I),S(I),SA(I),HUM(I),HUMA(I)
115 FORMAT(18X,F10.2,11X,F5.2,11X,F5.2,6X,F10.2,8X,F10.2)
114 CONTINUE
CALL EXIT
END

```

SUBROUTINE SCURV(DA, DB, HU, S, N, KKK)

C*****

C JBTENCA) DA CURVA-S

C*****

DI4ENSI)N S(300), HJ(300), HUM(300)

L=DB/DA

DO 9 I=1,L

 S(I)=HU(I)

9 CONTINUE

 KKK=L+N

 J=L+1

 IK=N+1

DO 4) I=IK, KKK

 HU(I)=0

4) CONTINUE

DO 10 I=J, KKK

 M=I-L

 S(I)=HU(I)+S(M)

10 CONTINUE

 RETURN

 END

```

                                76
SUBROUTINE HUD(OA,OB,DC,N,S,SA,HUM,HUMA,KIK,KKK)
C*****
C   DERIVACAO DE HIROGRAFA UNITARIA DE MENDR DURACAO
C*****
  DIMENSION S(300),HJ(300),HUM(300),SA(300),HUMA(300)
  READ(8,1) DC
  1  FORMAT(53.0)
  READ(3,2) (SA(I),I=1,KKK)
  2  FORMAT(9F8.0)
  WRITE(5,20)
  20 FORMAT('1')
  WRITE(5,117)
  117 FORMAT(/// ,35X,'*GRAFICO DA CURVA-S SUAVIZADA*/// )
  CALL GRAFC(KKK,SA,DA)
  WRITE(5,20)
  JL=DC/OA
  LL=OB/OC
  DO 25 I=1,JL
  HU4(I)=LL*SA(I)
  26 CONTINUE
  JJ=JL+1
  DO 27 I=JJ,KKK
  HU4(I) =LL*(SA(I)-SA(I-JL))
  27 CONTINUE
  WRITE(5,118) DC
  118 FORMAT(/// ,30X,'*GRAFICO DA HIROGRAFA UNITARIA DERIVADA
  (T=')
  IF(4.1,'H,)' ,/// )
  CALL GRAFC(KKK,HUM,DA)
  READ(8,2) (HUMA(I),I=1,KKK)
  READ(8,11) KMAX
  11  FORMAT(I3)
  KIK= N- ((OB-DC)/OA)
  RETURN
  END

```

```

SUBROUTINE SNYDER (HU,DA,DB,AR,N,K,LABEL,LABELC,Q,QB,ES,XJ)
C*****
C SUBROTINA PARA CALCULO DOS COEFICIENTES DE SNYDER A PARTIR
C DE HIDROGRAFA UNITARIA JA OBTIDA, PARA OBTENCAO DE
C*****NOMENCLATURA*****
C BACIA CONSIDERADA SEMELHANTE
C HIDROGRAFAS UNITARIAS SINTETICAS PARA MESMA BACIA OU
C HU= HIDROGRAFA UNITARIA OBTIDA ANTERIORMENTE
C DA= INTERVALO ENTRE OBSERVACOES
C DB= DURACA O DO EXCESSO DE PRECIPITACAO
C AR= AREA DE DRENAGEM DA BACIA
C XL= DISTANCIA DO PONTO CONSIDERADO AO DIVISOR, AO LONGO DO
C CURSO PRINCIPAL
C XLA= DISTANCIA DO PONTO CONSIDERADO A PROJECAO DO CENTRO DE
C GRAVIDADE DA BACIA SOBRE O CURSO PRINCIPAL
C CT E CP= COEFICIENTES DE SNYDER
C KONT= INDICADOR DO TIPO DE UNIDADE
C*****
DIMENSION HU(90),SJBS(90)
1 LABEL(20),LABELC(20),LABEX(20)
1 Q(300),QB(300),ES(300),XJ(300)
K=V
C LEITURA DO TITULO
READ(8,71) LABEX
71 FORMAT(20A4)
READ(8,1) KONT,XLA,XL
1 FORMAT(I3,2F8.0)
C TRANSFORMACAO DE UNIDADES
IF(KONT) 2,3,6
3 XL=XL/1.609344
XLA=XLA/1.609344
AR=AR/2.58999
DO 5 I=1,K
HU(I)=HJ(I)/0.028317
SUBS(I)=HU(I)
5 CONTINUE
6 CONTINUE
C CALCULO DO VALOR DO PIQUE
DO 22 I=1,K
SUBS(I)=HU(I)
22 CONTINUE
DO 21 I=1,K
DO 7 J=1,K
IF(I-J) 8,8,7
8 IF(HU(I)-HU(J)) 9,7,7
9 ATEMP=HJ(J)
HU(J)=HJ(I)
HU(I)=ATEMP
7 CONTINUE
21 CONTINUE

```

```

DO 10 I=1,K
IF(SUBS(I)-HU(1)) 10,11,11
C
1) CONTINUE
C
11 CALCULO DOS PARAMETROS
TA=(I-1)*JA
TPR=(TA-DB/2)
TP=(22*(TPR-(DB/6)))/21
CT=TP/((KL*(KLA)**).3)
AQPR=HU(1)
QPR= AQPR/AR
CP=(QPR*TPR)/640
T= 3+(3*TPR)/24
IF(KJNT) 2,13,14
13 CONTINUE
AR=AR*2.58999
XL=XL*1.609344
XLA=XLA*1.609344
QPR=(QPR*0.028317)/2.5899
AQPR= AQPR* 0.028317
DO 24 I=1,K
SUBS(I)=SUBS(I)*0.028317
C
24 CONTINUE
C
IMPRESSA) DOS RESULTADOS
WRITE(5,4)
4 FORMAT('1')
WRITE(5,73)
73 FORMAT(20X,10('*****'))
WRITE(5,72) LABEX,LABEL,LABELC
72 FORMAT(20X,20A4)
WRITE(5,73)
WRITE(5,15) AR,XL,XLA
15 FORMAT(/,25X,'A =',F8.2,1X,'KM2 ',5X,'L =',F8.2,1X,'KM.',
1 5X,'LA =',F8.2,1X,'KM. ',/)
WRITE(5,16) TP,TPR,T
16 FORMAT(/,25X,'TP =',F8.2,1X,'HS. ',5X,'TPR=',F8.2,1X,'HS.
1 ',5X,'T =',F8.2,1X,'KM. ',/)
WRITE(5,17) QPR,AQPR
17 FORMAT(/,25X,'QPR=',F8.2,1X,'M3/S/KM2',5X,'AQPR=',F8.2,1X,
1 'M3/S',/ )
GO TO 2)
WRITE(5,4)
WRITE(5,12)
12 FORMAT(/,25X,'COEFICIENTES DE SNYDER',/)
14 WRITE(5,25) AR,XL,XLA
25 FORMAT(/,25X,'A =',F8.2,'SQ.MI.',5X,'L =',F8.2,1X,
1 'MI.',5X,'LA=',F8.2,1X,'MI. ',/ )
WRITE(5,26) TP,TPR,T
26 FORMAT(/,25X,'TP =',F8.2,1X,'HRS.',5X,'TPR=',F8.2,1X,
1 'RS.',5X,'T =',F8.2,1X,'DAYS',/)
WRITE(5,27) QPR,AQPR

```

```
27 FORMAT(/,25X,'QPR=',F8.2,'CFS/SQ.MI. ',5X,'AQPR=',F8.2,1X,  
1'CFS ',/ )  
20 CONTINUE  
WRITE(5,19)  
19 FORMAT(/,30X,'COEFICIENTES DE SNYDER',/ )  
WRITE(5,18) CT,CP  
18 FORMAT(/,20X,'CT=',F8.2,15X,'CP=',F8.2,/ )  
2 CONTINUE  
DO23 I=1,N  
HU(I)=SJS(I)  
23 CONTINUE  
RETURN  
END
```

```

SUBROUTINE SCSHU,DA,DB,AR,N,K,HIT,LABEB,LABEC,Q,QB,ES,XJ)
C*****
C  CALCULO DA HIDROGRAFA UNITARIA TRIANGULAR
C  METODO DO SOIL CONSERVATION SERVICE
C*****
C*****NOMENCLATURA*****
C  N= NUMERO DE OBSERVACOES
C  TP= TEMPO ATE O PIQUE
C  T= INTERVALO DE TEMPO TOTAL
C  QP= VAZAO MAXIMA DA HIDROGRAFA UNITARIA
C  TR= TEMPO DE PRECIPITACAO EFETIVA
C  V= VOLUME UNITARIO PRECIPITADO
C  HU = HIDROGRAFA UNITARIA BASE
C  TC= TEMPO DE CONCENTRACAO - KIRPICH
C  ALFA E H1 = PARAMETROS DA HIDROGRAFA UNITARIA TRIANGULAR
C  HUT= HIDROGRAFA UNITARIA TRIANGULAR
C  AL = DIFERENCA TOTAL DE COTA DO CURSO PRINCIPAL
C  H= COMPRIMENTO DO CURSO PRINCIPAL
C*****
      DIMENSION HU(50),HIT(50),SUBS(50),HUT(50)
      1, LABEB(20),LABEC(20),LABEX(20)
      1,Q(300),QB(300),ES(300),XJ(300)
C  LEITURA DO TITULO
      READ(8,71) LABEX
71  FORMAT(20A4)
      READ(8,1)AL,H,KONT
      1  FORMAT(2F5.0,I2)
C  KONT=0 - COMPRIMENTO EM KM E DIFERENCA DE ELEVACAO EM M
C  KONT=1 - COMPRIMENTO EM MI E DIFERENCA DE ELEVACAO EM FT
C  CALCULO DO VOLUME UNITARIO
      IF(KONT)4,2,3
      2  V=AR*1000
          GO TO 5
      3  V=AR*2323200
      5  CONTINUE
C  CALCULO DO TEMPO TOTAL
      T=(N-1)*DA
C  CALCULO DA DESCARGA PIQUE
      QP=2*V/(T*3600)
      TR=DB
      DO 22 I=1,N
          SUBS(I)=HU(I)
22  CONTINUE
      DO 21 I=1,N
          DO 7 J=1,N
              IF(I-J)9,8,7
      8  IF(HU(I)-HU(J)) 9,7,7
      9  ATEMP=HJ(J)
          HU(J)=HJ(I)
          HU(I)=ATEMP

```



```

7 CONTINUE
21 CONTINUE
  DO 10 I=1,N
    IF(SJBS(I)-HU(1)) 10,11,11
13 CONTINUE
11 TP=(I-1)*DA
  K=I-1
C   CALCULO DO TEMPO DE CONCENTRACAO
    IF(KONT) 4,12,13
12 AL=AL*0,62137
  H=H*3,2338
13 XI=(11,9*AL**3)/H
  TC=XI**0,385
C   CALCULO DOS PARAMETROS DA HIDROGRAFA UNITARIA TRIANGULAR
  ALFA=(TP-0,5*TR)/TC
  HH=T/(TP+TR/2)-1
  IF(KONT) 4,17,18
17 AL=AL/0,62137
  H=H/3,2338
18 CONTINUE
  DO 23 I=1,N
    HU(I)=SJBS(I)
23 CONTINUE
C   IMPRESSAO DOS RESULTADOS
  WRITE(5,80)
  WRITE(5,73)
  WRITE(5,72) LABEX,LABEL,LABELC
72 FORMAT(20X,20A4)
  WRITE(5,73)
73 FORMAT( 20X,10('*****'))
  IF (KONT) 4,14,4
14 L=L/0,62137
  H=H/3,2338
  DO 15 I=1,K
    HUT(I)= QP*I/K
15 CONTINUE
  DO 16 I=K,N
    HUT(I)=QP*(N-I)/(N-K)
16 CONTINUE
  HIT(1)=).
  M=N+1
  DO 6 I=2,M
    HIT(I)=HUT(I-1)
6 CONTINUE
  WRITE(5,74) TR,TP,T
74 FORMAT(//  ,15X,'TR=',F8,2,'M.',10X,'TP=',F8,2,'M.',10X,
1'T=',F8,2,'M.',// )
  IF(KONT) 4,91,92
91 WRITE(5,94) AL,H,TC
94 FORMAT( // ,15X,'AL=',F8,2,'KN',10X,'H=',F8,2,'M.',10X,

```

```

1*TC=,F3.2,/// )
  GO TO 93
92 WRITE(5,95) AL,H,TC
95 FORMAT(// ,15X,'TR=',F8.2,'MI.',10X,'H=',F8.2,'FT.',10X,
1*TC=,F3.2,'H.',// )
93 CONTINUE
  WRITE(5,96)
96 FORMAT(/,20X,'PARAMETROS DA HIDROGRAFA UNITARIA TRIANGULAR'
1,// )
  WRITE(5,97) ALFA,HH
97 FORMAT( // ,15X,'ALFA=', F8.2,15X,'HH=',F8.2,// )
  WRITE(5,30)
83 FORMAT('1')
  WRITE(5,77) DB
77 FORMAT(/,23X,'CALCULO DA HIDROGRAFA UNITARIA (T=',
1F4.1,'HRS.')
```

```

  WRITE(5,31)
81 FORMAT(/,70X,'UNIDADE = M3/S',//)
  WRITE(5,75)
75 FORMAT(/,15X,'INST.',3X
1,'HIDROGRAFA',7X,'DESCARGAS',8X,'ESCOAMENTO',7X,
1,'HIDROGRAFA',7X,'HIDROGRAFA')
  WRITE(5,76)
76 FORMAT( ,23X,'OBSERVADA',9X,'DE BASE',9X,'SUPERFICIAL',7X,
1,'UNITARIA',9X,'UNITARIA')
  WRITE(5,82)
82 FORMAT('5X,'SHERMAN',9X,'TRIANGULAR',//)
  GO TO 78 I=1,N
  WRITE(5,79) XJ(I),Q(I),QB(I),ES(I),HU(I),HIT(I)
79 FORMAT(15X,F5.2,4X,5(F7.2,1)X))
78 CONTINUE
  6 CONTINUE
  WRITE(5,80)
  WRITE(5,126)
126 FORMAT(// ,30X,'GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA TRIANGULAR'
1,// )
  CALL GRAFC(H,HIT,DA)
  RETURN
  END
```

SUBROUTINE COMMON(HU,DA,DB,AR,N,K,HUCOM,LABEB,LABEC,Q,QB,
IES,XJ)

```

C*****
C  CALCULO DA HIDROGRAFA UNITARIA SINTETICA - METODO DE COMMONS
C*****
C*****NOMENCLATURA*****
C  M= NUMERO DE ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA ADIMENSIONAL
C  COM = ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA ADIMENSIONAL
C  APR= TEMPO ATE O PIQUE
C  TU= INTERVALO DE TEMPO UNITARIO DA HIDROGRAFA UNITARIA
C  V= VOLUME DE PRECIPITACAO UNITARIO
C  AQ= DESCARGA UNITARIA DA HIDROGRAFA UNITARIA
C  QP= DESCARGA PIQUE DA HIDROGRAFA UNITARIA
C  B= TEMPO TOTAL DA HIDROGRAFA UNITARIA
C  HUCOM=ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA
C*****
      DIMENSION COM(30),SUBS(90),HUCOM(30),HU(90),XK(30)
      I=LABEB(20),LABEC(20),LABEX(20)
      J=Q(300),QB(300),ES(300),XJ(300),TT(30)
C  LEITURA DE TITULO
      READ(8,71) LABEX
      71 FORMAT(20A4)
C  LEITURA DE DADOS DA HIDROGRAFA ADIMENSIONAL
      READ(8,1) KONT,M
      1 FORMAT(2I3)
      READ(8,2)(COM(I),I=1,M)
      2 FORMAT(9F8.0)
      DO 22 I=1,M
        SUBS(I)=HU(I)
      22 CONTINUE
C  CALCULO DO INTERVALO ATE O PIQUE DA HIDROGRAFA UNITARIA BASE
      DO 21 I=1,M
        DO 7 J=1,N
          IF(I-J)3,8,7
          8 IF(HJ(I)-HU(J)) 9,7,7
          9 ATEMP=HJ(J)
            HU(J)=HJ(I)
            HU(I)=ATEMP
          7 CONTINUE
        21 CONTINUE
        DO 10 I=1,N
          IF(SUBS(I)-HU(1)) 10,11,11
        10 CONTINUE
        11 APR=(I-1)*DA
C  CALCULO DO INTERVALO DE TEMPO UNITARIO
      TU=APR/14
      IF(KONT)12,5,3
      5 V=AR*10)DO
      GO TO 6
C  CALCULO DO VOLUME UNITARIO

```

```

3 V=AR*232320)
C   CALCULO DA DESCARGA UNITARIA
6 AQ=V/(1196.5* $TU$ *3600)
C   CALCULO DA DESCARGA PIQUE DA HIDROGRAFA UNITARIA
   QP=60* $A_2$ 
C   CALCULO DO TEMPO TOTAL DA HIDROGRAFA UNITARIA
   S=100* $FU$ 
C   CALCULO DAS ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA
   DO 31 I=1,M
   HUCOM(I)=AQ* $CPM(I)$ 
31 CONTINUE
   DO 23 I=1,N
   HU(I)= $SJBS(I)$ 
23 CONTINUE
   WRITE(5,80)
80 FORMAT('1')
   WRITE(5,73)
   WRITE(5,72) LABEX,LABEL,LABEC
72 FORMAT(20X,20A4)
   WRITE(5,73)
73 FORMAT( 20X,10('*****'))
   TX=100./ $(M-1)$ 
   DO 13 I=1,M
   TT(I)=(100./ $(M-1)$ )*I
13 CONTINUE
   WRITE(5,155)
   WRITE(5,75)
75 FORMAT(10X,'ORDENADAS DA HIDROGRAFA BASICA ADIMENSIONAL',
1//// )
   WRITE(5,76)
76 FORMAT(10X,'TEMPO',10X,'DESCARGA',/)
   DO 14 I=1,M
   WRITE(5,15) TT(I),COM(I)
15 FORMAT(10X,F5.0,11X,F6.2)
14 CONTINUE
   DX= 100./ $(M-1)$ * $TU$ 
   DO 4 I=1,M
   XK(I)=(I-1)*DX
4 CONTINUE
   WRITE(5,80)
   WRITE(5,92) DB
82 FORMAT(10X,'ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA - (T=',
1F4.1,'H.)',/ )
   WRITE(5,16)
16 FORMAT(10X,'INST.',10X,'HIDROGRAFA',/,40X,'(H.)',12X,
1'UNITARIA',/,57X,'(M3/S)',/ )
   DO 17 I=1,M
   WRITE(5,79)XK(I),HUCOM(I)
79 FORMAT(10X,F5.2,12X,F6.2)
17 CONTINUE

```

```

WRITE(5,80)
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEX,LABELB,LABELC
WRITE(5,73)
WRITE(5,43) APR,TU,B
43 FORMAT(/,15X,'APR=',F8.2,'H.',10X,'TU=',F8.2,'H.',10X,'B='
1,F8.2,'4.',// )
IF(KDVT) 12,45,42
45 WRITE(5,41) V,AQ,QP
41 FORMAT(/ ,15X,'V=',F10.2,'M3',10X,'AQ=',F8.2,'M3/S',10X,
1'QP=',F3.2,'M3/S',/// )
GO TO 47
42 WRITE(5,46) V,AQ,QP
46 FORMAT(/ ,14X,'V=',F10.2,'CF',10X, 'AQ=',F8.2,'CFS',10X,
1'QP=',F3.2,/// )
47 CONTINUE
WRITE(5,80)
WRITE(5,90)
90 FORMAT( 40X,' HIDROGRAFA ADIMENSIONAL DE COMMONS' ,/// )
CALL GRAFC(4,COM,TX)
WRITE(5,80)
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEX,LABELB,LABELC
WRITE(5,73)
WRITE(5,155)
155 FORMAT(/, )
WRITE(5,91) DB
91 FORMAT(30X,'HIDROGRAFA UNITARIA DE COMMONS- (T=',F5.2,'H.)'
1,/ )
CALL GRAFC(M,HUCOM,DX)
12 RETURN
END

```



```

*****
HIDROGRAFIA UNITARIA - METODO DE CLARK
*****
FINALIDADES
CALCULO DA HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA
DERIVACAO DE HIDROGRAFIA UNITARIA DE DURACAO T HORAS
*****NOMENCLATURA*****
TEMPAR= DIAGRAMA TEMPO-AREA
K= CONSTANTE DE ARMAZENAMENTO
TL= TEMPO DE CONCENTRACAO
HUI= HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA - METODO DE CLARK
HUT= HIDROGRAFIA UNITARIA DE DURACAO T HORAS
T= INTERVALO ENTRE ORDEVADAS DO DIAGRAMA TEMPO-AREA
AD11= PRIMEIRA PARCELA DA HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA
AD12= SEGUNDA PARCELA DA HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA
TA= DURACAO DA HIDROGRAFIA UNITARIA DERIVADA
*****
DIMENSION TEMPAR(90), AD11(90), AD12(90), HUI(90), HUT(90),
LABEA(20), LABEB(20), LABEC(20)
LEITJRA DO TITULO
READ(8,71) LABEA, LABEB, LABEC
71 FORMAT(20A4)
LEITJRA DE DADOS
READ(8,1) TL,OK,T,TA,KONT
1 FORMAT(5F8.0)
TEMPAR(1)=0
NN=TL/T +1
READ(8,2) (TEMPAR(I),I=2,NN)
2 FORMAT(10F8.0)
CALCULO DE M1 E M2
OM1N=T/(OK+0.5*T)
OM2=(OK-0.5*T)/(OK+0.5*T)
FATORES PARA TRANSFORMACAO DE UNIDADES
IF (KONT) 4,4,9
4 FATOR=2.78
GO TO 13
9 FATOR=645
13 CONTINUE
CALCULO DA PARCELA 1 DA HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA
DO 10 I=1,NN
AD11(I) = FATOR*OM1N*TEMPAR(I) / T
10 CONTINUE
HUI(1)=0
MM= 3*NN
LJ=MM+1
DO 50 I=LJ,MM
AD11(I)=0
50 CONTINUE
CALCULO DA PARCELA 2 DA HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA
AD12(1)=0

```



```
DO 23 I=2,MM
ADI2(I) =OM2*HUI(I-1)87
HUI(I)=ADI1(I)+ADI2(I)
23 CONTINUE
CALCULO DA HIDROGRAFIA UNITARIA DE DURACAO T HORAS
HUT(I)=0
LL=MM-TA
LK=MM+1
LI=MM*2
DO 50 I=LK,LI
HUI(I)=0
60 CONTINUE
L=TA/I
WRITE(5,7)L
DO 40 I=2,LL
HUT(I)=(HUI(L*I)+HUI((I-1)*L))/2.
40 CONTINUE
IMPRESSAO DOS RESULTADOS
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEA,LABEB,LABEC
WRITE(5,73)
72 FORMAT(20X,20A4)
73 FORMAT( 20X,10('*****'))
WRITE(5,6)
6 FORMAT(/,4X,'TEMPO',4X,'DIAGRAMA',5X,'M' X I',7X,'M2 X Q1'
1,6X,'Q2=HUI',3X,'+U.')
WRITE(5,7) TA
7 FORMAT(12X,'TEMPO=AREA',45X,'(T=',F3.1,'HR.)')
IF(KONT) 14,14,15
14 WRITE(5,8)
8 FORMAT(4X,'(HR.)',5X,'(KM2)',8X,'(M3/S)',7X,'(M3/S)',7X,
1'(M3/S)',7X,'(M3/S)',/)
GO TO 16
15 WRITE(5,17)
17 FORMAT(4X,'(HR.)',5X,'(M12)',8X,'(CFS )',7X,'(CFS )',7X,
1'(CFS )',7X,'(CFS )',/)
16 CONTINUE
LK=MM+1
DO 19 I=LK,MM
TEMPAR(I)=0
19 CONTINUE
KJ=LL+1
DO 18 I=KJ,MM
HUT(I)=0
18 CONTINUE
DO 30 I=1,MM
RJ=T*(I-1)
WRITE(5,3)RJ,TEMPAR(I),ADI1(I),ADI2(I),HUI(I),HUT(I)
3 FORMAT(5X,F3.1,5(5X,F8.2))
30 CONTINUE
```

```

20 WRITE(5,20)
   FORMAT('1')
   WRITE(5,11)
11  FORMAT(//,25X,'HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA',//)
   CALL GRAFC(MM,HUI,T)
   WRITE(5,20)
   WRITE(5,73)
   WRITE(5,72) LABEA,LABEL,LABEC
   WRITE(5,73)
   WRITE(5,74)
74  FORMAT(//)
   WRITE(5,12) TA
12  FORMAT(//,25X,'HIDROGRAFA UNITARIA -T=',F4.1,'HR.',//)
   CALL GRAFC(MM,HUT,TA)
   CALL EXIT
END

```




```
*****  
MODEL O CONCEITUAL DE NASH  
*****  
FINALIDADES  
CALCULO DA HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA - METODO DE NASH  
DERIVACAO DE HIDROGRAFAS UNITARIAS DE DURACAO T HORAS  
*****  
***** NOMENCLATURA *****  
MD= INTERVALO ENTRE OBSERVACOES  
N= NUMERO DE OBSERVACOES DE VAZAO  
TEA= INSTANTE  
Q= ESCOAMENTOS SUPERFICIAIS  
AR= AREA DE DRENAÇAO DA BACIA  
X= ALTURAS MEDIAS DO DIAGRAMA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL  
SO= SOMA DE AREAS DO DIAGRAMA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL  
TI= CENTRO DE GRAVIDADE DE CADA SUB-AREA NO DIAGRAMA  
AMOM1= MOMENTO DE ORDEM 1 DE CADA SUB-AREA RELATIVO A ORIGEM  
AMOM2= MOMENTO DE ORDEM 2 DE CADA SUB-AREA RELATIVO A ORIGEM  
SOM1= MOMENTO TOTAL DE ORDEM 1 DO DIAGRAMA RELATIVO A ORIGEM  
SOM2= MOMENTO TOTAL DE ORDEM 2 DO DIAGRAMA RELATIVO A ORIGEM  
P= PRECIPITACOES EFETIVAS  
DETA= DURACAO DAS PRECIPITACOES EFETIVAS  
XMO E XM1= MOMENTOS DE ORDEM-1 DAS PRECIPITACOES INDIVIDUAIS  
XMO A XMB= MOMENTOS DE ORDEM-2 DAS PRECIPITACOES INDIVIDUAIS  
SOM3= MOMENTO TOTAL DE ORDEM-1 DAS PRECIPITACOES  
SOM4= MOMENTO TOTAL DE ORDEM-2 DAS PRECIPITACOES  
JK= PARAMETRO = COEFICIENTE DOS RESERVATORIOS  
JN= PARAMETRO = NUMERO DE RESERVATORIOS  
HIDU= HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA  
HIDT= HIDROGRAFIA UNITARIA DE DURACAO T HORAS  
HIDTR= HIDROGRAFIA UNITARIA EM M3/S  
*****  
PROGRAMA PRINCIPAL
```

```
REAL MD  
DIMENSION TEA(30),Q(30),X(30),TI(30),AMOM1(30),AMOM2(30),  
1HIDT(100),P(100),XM1(100),XM2(100),Y(100),HIDU(30)  
1,LABEA(20),LABEB(20),LABEC(20),HIDTR(100)  
LEITJRA DO TITULO  
READ(8,21) LABEA,LABEB,LABEC  
21 FORMAT(20A4)  
READ(8,71) N,MM,M),DETA,AR  
71 FORMAT(2I3,3F4.0)  
LEITJRA DOS DADOS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL  
READ(8,72)(Q(I),I=1,N)  
LEITJRA DOS DADOS DE PRECIPITACAO EFETIVA  
READ(8,72) (P(I),I=1,MM)  
WRITE(5,7) (P(I),I=1,MM)  
72 FORMAT(9F8.0)  
CALCULO DOS TEMPOS DE INICIO DOS INTERVALOS  
DO 99 I=1,N
```



```

TEA(I)= MD*(I-1)
99 CONTINUE
CALCULO DOS ESCOAMENTOS SUPERFICIAIS MEDIOS
L=N-1
DO 20 I=1,L
X(I)=(Q(I)+Q(I+1))/2.
20 CONTINUE
CALCULO DA AREA TOTAL DO DIAGRAMA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL
S0=0
DO 10 I=1,L
S0=S0+X(I)*MD
10 CONTINUE
CALCULO DOS MOMENTOS DO DIAGRAMA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL
SOMA1=0
SOMA2=0
DO 30 I=1,L
T1(I)=(TEA(I)+ MD)/2.
AMO41(I)= X(I)*T1(I)/S0 *MD
AMO42(I)=X(I)*T1(I)**2/S0*MD
SOMA1=SOMA1+ AMO41(I)
SOMA2=SOMA2+ AMO42(I)
30 CONTINUE
CALCULO DA AREA TOTAL DO HIETOGRAMA EFETIVO
CALCULOS DOS MOMENTOS DAS PRECIPITACOES EFETIVAS
SS=0
DO 40 I=1,MM
Y(I)=P(I)*DETA
SS=SS+Y(I)
40 CONTINUE
SOMA3=0
SOMA4=0
DO 74 I=1,MM
XL=DETA*(I-1)+DETA/2.
XM1(I)=Y(I)*XL/SS
XM2(I)=Y(I)*(XL**2)/SS
SOMA3=SOMA3+XM1(I)
SOMA4=SOMA4+XM2(I)
74 CONTINUE
CALCULO DOS PARAMETROS DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA
ON=(SOMA1-SOMA3)**2/((SOMA2-SOMA4)-((SOMA1-SOMA3)**2)-
1(2*(SOMA1-SOMA3)*SOMA3))
OK=(SOMA1-SOMA3)/JN
WRITE(5,7) ON,JK
CALCULO DAS ORDENADAS DA HIDROGRAF UNITARIA INSTANTANEA
DO 50 I=1, N
WRITE(5,7) TEA(I)
HIOJ(I)=((TEA(I)**(ON-1.))/(2.718**(TEA(I)/OK)))/
1(GA4MA(ON)*OK**ON)
50 CONTINUE
DERIVACAO DA HIDROGRAFA UNITARIA DE DURACAO T HORAS

```

```

XM=(AR*1000)*DETA/(DETA*3600)
HIDT(1)=0
HIDTR(1)=0
DO 63 I=2,N
HIDT(I)=(HIDU(I)+HIDU(I-1))/2.
HIDTR(I)=HIDT(I)*XM
63 CONTINUE
WRITE(5,2000)
2000 FORMAT('1')
WRITE(5,23)
WRITE(5,22) LABEA,LAREB,LABEC
22 FORMAT(2(20X,20A4,7),20X,20A4)
WRITE(5,23)
23 FORMAT(20X,10('*****'))
WRITE(5,24)
24 FORMAT('1',35X,'INST.',10X,'PRECIPITACAO',10X,'ESCOAMENTO',
1,7,35X,'(MIN.)',11X,'EFETIVA',13X,'SUPERFICIAL')
WRITE(5,25)
25 FORMAT(54X,'(MM/A)',14X,'(M3/S)',/)
DO 60 I=1,MM
KK=(I-1)*DETA*60
WRITE(5,27) KK,P(I),Q(I)
27 FORMAT(35X,I6,11X,F7.2,13X,F11.3)
60 CONTINUE
KL=4M+1
DO 70 I=KL,N
KK=(I-1)*DETA*60
WRITE(5,27) KK,P(I),Q(I)
70 CONTINUE
WRITE(5,28)
28 FORMAT('1',25X,'MOMENTOS DAS PRECIPITACOES EFETIVAS E ',
1,'ESCOAMENTOS SUPERFICIAIS',/// )
WRITE(5,4) SOMA1,SOMA2
4 FORMAT(//,25X,'MOMENTO DE ORDEM-1 DO ESCOAMENTO ',
1,'SUPERFICIAL =',F10.3,/// ,25X,
1,'MOMENTO DE ORDEM-2 DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL =',F10.3,//
1,/// )
WRITE(5,7) SOMA3,SOMA4
7 FORMAT(//,25X,'MOMENTO DE ORDEM-1 DAS PRECIPITACOES ',
1,'EFETIVAS =',F10.3,/// ,25X,'MOMENTO DE ORDEM-2 DAS ',
1,'PRECIPITACOES EFETIVAS =',F10.3,/// // )
WRITE(5,1000)
1000 FORMAT(//)
WRITE(5,8) OK,IN
8 FORMAT(// ,25X,'PARAMETROS DA HIDROGRAFA UNITARIA ',
1,'INSTANTANEA DE NASH',/// ,40X,'K=',F10.3,1X,'HORAS',
140X,'N=',F10.3,/// )
WRITE(5,29)
29 FORMAT('1',25X,'ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA ',
1,'INSTANANEA',/// )

```

```

WRITE(5,31)
31 FORMAT(/,35X,'INST.',10X,'HIDROGRAFA',/,35X,'(MIN.)',11X,
1'UNITARIA',/,50X,'INSTANTANEA',/ )
DO 90 I=1,N
KK=(I-1)*DETA*60
WRITE(5,33) KK,HIDJ(I)
33 FORMAT(35X,I6,12X,F6.3)
90 CONTINUE
XM=DETA*60
WRITE(5,35) XM
35 FORMAT('1',25X,'ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA DE ',
1'DURACAO',F4.0,'MINUTOS',// )
WRITE(5,36)
36 FORMAT(/,35X,'INST.',10X,'HIDROGRAFA',/,35X,'(MIN.)',11X,
1'UNITARIA',/,52X,'(M3/S)',/ )
DO 90 I=1,N
KK=(I-1)*DETA*60
WRITE(5,38) KK,HIDTR(I)
38 FORMAT(35X,I6,12X,F6.4)
90 CONTINUE
WRITE(5,76)
76 FORMAT('1',30X,'GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA ',
1'INSTANTANEA',/// )
CALL GRAFC(N,HIDU,XM)
WRITE(5,75) XM
75 FORMAT('1',30X,'GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA DE ',
1'DURACAO',F4.0,'MINUTOS',/// )
CALL GRAFC(N,HIDTR,XM)
CALL EXIT
END

```

```

) CALCULO DA HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA* METODO DE DOOGE
)*****
)*****NDMENCLATURA*****
) N= NUMERO DE RESERVATORIOS
) TC= TEMPO DE CONCENTRACAO DA BACIA
) K= TEMPO DE RETARDO DE CADA RESERVATORIO
) TAU= TEMPO DE TRANSITO RESERVATORIO-SAIJA DA BACIA
) WTAJ= ORDENADA DO DIAGRAMA TEMPO-AREA
) XTAJ= DISPOSICAO DOS RESERVATORIOS NA BACIA
) VO= VOLUME DA PRECIPITACAO EFETIVA
) XMULT= VALOR DA INTEGRAL
) XHIDU= ORDENADA DA HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA
)*****
) REAL M,K
) DIMENSTION TAU(100),WTAU(100),XTAU(100),X(100),Y(100),
) S(100),XMULT(100),XHIDU(100),HI(100),YTAU(100)
) LABEA(20),LABEB(20),LABEC(20),HUF(100),HI)X(100)
) LEITURA DO TITULO
) READ(8,71) LABEA,LABEB,LABEC
) 71 FORMAT(20A4)
) LEITURA DOS DADOS
) READ(8,1) N,K,TC,VO,DELTA,T
) 1 FORMAT(I8,SF8.0)
) WRITE(5,/) N,K,TC,VO,DELTA
) READ(8,2)(TAU(I),I=1,N)
) READ(8,2)(WTAU(I),I=1,N)
) READ(8,2)(XTAU(I),I=1,N)
) 2 FORMAT(12F6.0)
) DO 19 I=1,N
) YTAJ(I)=WTAU(I)
) 18 CONTINUE
) TRANSFORMACAO DO DIAGRAMA TEMPO-AREA
) ASOMA=0
) DO 60 I=1,N
) ASOMA=ASOMA+WTAJ(I)
) 60 CONTINUE
) DO 80 I=1,N
) WTAU(I)=WTAU(I)/ASOMA
) 80 CONTINUE
) KK=TC/DELTA
) KJ=KK+1
) NK=5*N
) LL=N+1
) DO 40 I=LL,NK
) TAU(I)=(I-1)*DELTA
) 40 CONTINUE
) TEMPO DE TRANSITO ENTRE RESERVATORIOS
) DO 30 J=2,NK
) S(1)=0
) S(J)=TAU(J)-TAU(J-1)

```

```

30 CONTINUE
INTEGRAÇÃO NUMÉRICA (REGRAS DOS TRAPEZÓIDOS)
X(1)=0
Y(1)=0
XMULT(1)=0
DO 10 I=2, KK
SOM=0
DO 20 J=2, I
M=(TAU(I)-TAU(J))/K
XXX=K*GAMMA(XTAU(J))
Y(J)=((M*(XTAU(J)-1))*EXP(-M)*WTAU(J))/XXX
IF(I=2) 21, 21, 31
21 X(2)=0
31 CONTINUE
LLM=J+1
WRITE(5, /) XTAU(LLM), K, M, WTAU(4), KK
IF(J=KK) 24, 25, 25
25 Y(J)=0
GO TO 26
24 CONTINUE
XXX=K*GAMMA(XTAU(J+1))
Y(J)=((M*(XTAU(J+1)-1))*EXP(-M)*WTAU(J))/XXX
26 CONTINUE
XMULT(J)=((X(J)+Y(J-1))*S(J))/2
WRITE(5, /) X(J), Y(J), XMULT(J), M, S(J)
SOM=SOM+XMULT(J)
20 CONTINUE
XHIDU(I)=SOM*VJ/TC
10 CONTINUE
DO 70 I=KJ, NK
SOM=0
DO 50 J=2, KK
M=(TAU(I)-TAU(J))/K
XXX=K*GAMMA(XTAU(J))
Y(J)=((M*(XTAU(J)-1))*EXP(-M)*WTAU(J))/XXX
IF(J=KK) 22, 23, 23
22 CONTINUE
XXX=K*GAMMA(XTAU(J+1))
Y(J)=((M*(XTAU(J+1)-1))*EXP(-M)*WTAU(J))/XXX
23 CONTINUE
XMULT(J)=((X(J)+Y(J-1))*S(J))/2
WRITE(5, /) X(J), Y(J), XMULT(J), M, S(J)
SOM=SOM+XMULT(J)
50 CONTINUE
XHIDU(I)=SOM*VJ/TC
70 CONTINUE
CALCULO DAS ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITÁRIA INSTANTÂNEA
DO 81 I=KJ, NK
HIDI(I)=XHIDU(I)
81 CONTINUE

```

```

NKK=NK-1
DO 90 I=KJ,NKK
XHIJ(I)=HIJ(I+1)
90 CONTINUE
DO 41 I=1,NK
WRITE(5,7) TAU(I),WTAU(I),XTAU(I),S(I),XHIJ(I)
41 CONTINUE
ASOMA=0
DO 11 I=1,NK
ASOMA=ASOMA+XHIJ(I)
11 CONTINUE
BSOMA=ASOMA*DELTA*3600/VO
WRITE(5,7) ASOMA,BSOMA
DO 42 I=1,NK
HIJ(I)=XHIJ(I)/BSOMA
42 CONTINUE
DO 82 I=2,NK
HIJ(I-1)=HIJ(I)
82 CONTINUE
WRITE(5,7)(HIJ(I),I=1,NK)
CALL GRAFC(NK,HIJ,DELTA)
: CALCULO DAS ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA- PERIODO T
LL=NK-DELTA
L=T/S(2)
HUT(1)=0
DO 79 I=2,LL
HUT(I)=(HIJ(L+I)+HIJ((I-1)*L))/2.
79 CONTINUE
: IMPRESSAO DOS RESULTADOS
WRITE(5,93)
83 FORMAT('1')
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEA,LABEL,LABEC
WRITE(5,73)
72 FORMAT(20X,20A4)
73 FORMAT(20X,10('*****'))
WRITE(5,84)
84 FORMAT(//)
WRITE(5,12)
12 FORMAT(25X,'PARAMETROS UTILIZADOS',//)
WRITE(5,13) N,K,TC
13 FORMAT(//,15X,'N=',I4,5X,'K=',F6.2,1X,'H=',5X,'TC=',F6.2,
1//)
WRITE(5,14) VO
14 FORMAT(25X,'VO=',F10.2,1X,'M3',//)
WRITE(5,15)
15 FORMAT(//,23X,'DIAGRAMA',12X,'HIDROGRAFA',13X,
1'HIDROGRAFA',/,22X,'TEMPO-AREA',13X,'UNITARIA',14X,
1'UNITARIA',/
WRITE(5,16) T

```

```

16 FORMAT( 24X,'(K42)', 13X,'INSTANTANEA',12X,'(T=',F3.1,
1  '4.)')
   WRITE(5,17)
17 FORMAT(44X,'(M3/S)',16X,'(M3/S)',/ )
   DO 19 I=1,N
   WRITE(5,32) YTAU(I),HIDU(I),HUT(I)
32 FORMAT( 23X,F3.2,13X,F10.2,13X,F10.2 )
19 CONTINUE
   LK=N+1
   DO 33 I=LK,NK
   WRITE(5,34) HIDU(I),HUT(I)
34 FORMAT(44X,F10.2,13X,F10.2 )
33 CONTINUE
   CALL GRAFC(NK,HUT,T)
   CALL EXIT
   END

```

 METODO DE ANALISE DE O'DONNELL

FINALIDADE
 CALCULO DA HIDROGRAFA UNITARIA DE PERIODO FINITO
 UTILIZACAO DE SERIES DE FOURIER

 ***** NOMENCLATURA *****

 CHUV= PRECIPITACAO EFETIVA
 ESCO= ESCOAMENTO SUPERFICIAL
 ACH= COEFICIENTES HARMONICOS - PRECIPITACAO EFETIVA - A
 BCH= COEFICIENTES HARMONICOS - PRECIPITACAO EFETIVA - B
 AES= COEFICIENTES HARMONICOS - ESCOAMENTO SUPERFICIAL - A
 BES= COEFICIENTES HARMONICOS - ESCOAMENTO SUPERFICIAL - B
 AHU= COEFICIENTES HARMONICOS - HIDROGRAFA UNITARIA - A
 BHU= COEFICIENTES HARMONICOS - HIDROGRAFA UNITARIA - B
 HIETO= CHUVA EFETIVA REPRODUZIDA A PARTIR DE COEFICIENTES
 ESTIMADOS
 HIDRO= ESCOAMENTO REPRODUZIDO A PARTIR DE COEFICIENTES
 ESTIMADOS
 HIQU= HIDROGRAFA UNITARIA OBTIDA A PARTIR DE COEFICIENTES
 HARMONICOS

REAL L
 DIMENSION CHUV(50),ESCO(50),ACH(50),BCH(50),AES(50),BES(50)
 1, AHJ(50), BHU(50), HIDU(50), HIETO(50), HIDRO(50), HIDX(50)
 1, LABEA(20), LABEB(20), LABEC(20)

LEITURA DE DADOS
 READ(8,12) LABEA, LABEB, LABEC

12 FORMAT(20A4)
 READ(9,1) DELTA, N, ML, NL

1 FORMAT(F8.0,3I3)
 READ(9,2) (CHUV(I), I=1, N)
 READ(8,2) (ESCO(I), I=1, N)

2 FORMAT(9F8.0)
 CALCULO DO LIMITE DA SOMATORIA

L= DELTA*N
 NN=(N-1)/2

CALCULO DE COEFICIENTES HARMONICOS
 DO 3 J=1, NN

A=0
 B=0
 C=0
 D=0
 DO 4 I=1, N
 A=A+ CHUV(I)*COS(6.2832*J*I/N)
 B=B+ CHUV(I)*SIN(6.2832*J*I/N)
 C=C+ESCO(I)*COS(6.2832*J*I/N)
 D=D+ESCO(I)*SIN(6.2832*J*I/N)

```

4 CONTINUE
  AC4(J)=A/N*2
  BC4(J)=B/N*2
  AES(J)=C/N*2
  BES(J)=D/N*2
C  DERIVACAO DO COEFICIENTES HARMONICOS DA HIDROGRAFA UNITARIA
  DIV=AC4(J)**2+BC4(J)**2
  AHU(J)=(2/L)*(AC4(J)*AES(J)+BC4(J)*BES(J))/DIV
  BHU(J)=(2/L)*(AC4(J)*BES(J)-BC4(J)*AES(J))/DIV
3 CONTINUE
  REPRODUCAO DE PRECIPITACOES E ESCOAMENTOS
  CALCULO DA HIDROGRAFA UNITARIA
  S=0
  T=0
  DO 5 I=1,N
  S=S+CHUV(I)
  T=T+ESC(I)
5 CONTINUE
  AC40=S/N
  ESD=T/N
  AHU0=(1/L)*ESD/AC40
  DO 7 I=1,N
  X=AHU0
  Y=ESD
  Z=AC40
  DO 8 J=1,NN
  X=X+AHU(J)*COS(J*5.2832*I/N)+BHU(J)*SIN(J*5.2832*I/N)
  Y=Y+AES(J)*COS(J*5.2832*I/N)+BES(J)*SIN(J*5.2832*I/N)
  Z=Z+AC4(J)*COS(J*5.2832*I/N)+BC4(J)*SIN(J*5.2832*I/N)
8 CONTINUE
  HIOJ(I)=X
  HIDR(I)=Y
  HIET(I)=Z
7 CONTINUE
  WRITE(5,23)
  WRITE(5,13) LABEA,LABEB,LABEC
13 FORMAT(2(20X,20A4,7),20X,20A4)
  WRITE(5,23)
23 FORMAT(20X,10('*****'))
  WRITE(5,11)
11 FORMAT('1',35X,'INST.',10X,'PRECIPITACAO',10X,'ESCOAMENTO',
1',35X,'(MIN.)',11X,'EFETIVA',13X,'SUPERFICIAL',7,53X,
1'(CM/H)',16X,'(M3/S)',7)
  DO 10 I=1,ML
  KK=(I-1)*DELTA*60
  WRITE(5,14) KK,C4JV(I),ESC(I)
14 FORMAT(35X,I5,10X,F11.3,10X,F9.4)
10 CONTINUE
  MK=4L+1
  DO 20 I=MK,NL

```

```

KK=(I-1)*DELTA*60
WRITE(5,14) KK,CHJV(I),ESCO(I)
20 CONTINUE
WRITE(5,18)
18 FORMAT('1',30X,'CHUVA EFETIVA E ESCOAMENTO SUPERFICIAL ',
1'REPRODUZIDOS',// )
WRITE(5,19)
19 FORMAT(35X,'INST.',10X,'PRECIPITACAO',10X,'ESCOAMENTO',//,
135X,'(MIN.)',12X,'(CM/H)',15X,'(M3/S)',// )
DO 40 I=1,NL
KK=(I-1)*DELTA*60
WRITE(5,21) KK,HIDTO(I),HIDRO(I)
21 FORMAT(35X,I5,10X,F12.3,10X,F11.3)
40 CONTINUE
XM=DELTA*60
WRITE(5,15) XM
15 FORMAT('1',30X,'ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA DE ',
1'PERIODO',F4.1,'MINUTOS',// )
WRITE(5,16)
16 FORMAT(/,35X,'INST.',10X,'HIDROGRAFA',//,35X,'(MIN.)',9X,
1'UNITARIA',//,53X,'(M3/S)',// )
DO 31 I=1,NL
HIDX(I)=HIDU(I)
31 CONTINUE
HIDJ(1)=0
DO 24 I=2,NL
HIDJ(I)=HIDX(I-1)
24 CONTINUE
DO 30 I=1,NL
KK= I*DELTA*60
WRITE(5,17) KK,HIDJ(I)
17 FORMAT(35X,I5,10X,F10.4)
30 CONTINUE
WRITE(5,75) XM
75 FORMAT('1',30X,'GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA DE DURACAO',
1F4.0,'MINUTOS',// )
CALL GRAFC(NL,4I)J, XM)
CALL EXIT
END

```



```

C *****
C   METODO DE INVERSAO ATRAVES DE MATRIZES
C *****
C   FINALIDADE
C   CALCULO DA HIDROGRAFA UNITARIA DE PERIODO FINITO
C   UTILIZACAO DE TECNICA MATRICIAL
C *****
C   M= NUMERO DE DADOS DE PRECIPITACAO EFETIVA
C   N= NUMERO DE ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA
C   DELTA= INTERVALO ENTRE OBSERVACOES
C   K= NUMERO DE DADOS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL
C   HT= INTENSIDADES DE CHUVA
C   X= VOLUMES DE CHUVA
C   A= MATRIZ DE PRECIPITACOES
C   AT= TRANSPOSTA DA MATRIZ DE PRECIPITACOES
C   Z= MATRIZ PRODUTO AT X A
C   INVZ= INVERSA DA MATRIZ Z
C   APRM= MATRIZ PRODUTO INVZ X AT
C   Y= VETOR DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL
C   HIOU= HIDROGRAFA UNITARIA DE PERIODO FINITO
C *****
C   REAL IDEN(25,25), INVZ(25,25)
C   DIMENSIION A(25,25), X(25), Y(25), AT(25,25), Z(25,50),
C   APRM(25,25), ARM(25,25), MAT(25,50), HIOU(25), HT(50)
C   1, LABEA(20), LABEB(20), LABEC(20)
C   LEITURA DO TITULO
C   READ(8,100) LABEA, LABEB, LABEC
100 FORMAT(20A4)
C   LEITURA DE DADOS
C   READ(8,1) M, N, DELTA
1 FORMAT(2I3, F4.0)
C   K=M+N-1
C   READ(8,11) (HT(I), I=1, M)
C   READ(8,11) (Y(I), I=1, K)
11 FORMAT(2F8.0)
C   DO 88 I=1, M
C   X(I)=HT(I)*DELTA
88 CONTINUE
C   DO 10 I=1, K
C   DO 10 J=1, N
C   A(I, J)=.
C   IF(J-I) 2, 2, 3
3 A(I, J)=.
C   GO TO 1)
2 CONTINUE
C   IF(I-J-4) 5, 5, 4
4 A(I, J)=.
C   GO TO 1)
5 A(I, J)=X(I-J+1)
10 CONTINUE

```

```

DO 30 I=1,N
DO 30 J=1,K
AT(I,J)=A(J,I)
3) CONTINUE
CALL MULT(AT,A,N,K,K,N,Z)
CALL INVEZ(Z,N,INVZ,IDENT)
CALL MULT(INVZ,AT,N,N,N,K,APRM)
CALL MULT(APRM,Y,N,K,K,1,HIDU)
WRITE(5,21)
WRITE(5,200) LABEA,LABELB,LABELC
200) FORMAT((2(20X,20A4//),20X,20A4)
WRITE(5,21)
21) FORMAT((20X,10('*****'))
WRITE(5,6)
6) FORMAT('1',30X,'MATRIZ DE PRECIPITACOES',//)
DO 40 I=1,K
WRITE(5,7)(A(I,J),J=1,N)
7) FORMAT(11,25F5.1)
40) CONTINUE
WRITE(5,8)
8) FORMAT('1',30X,'TRANSPOSTA DA MATRIZ DE PRECIPITACOES',//)
DO 50 I=1,N
WRITE(5,7)(AT(I,J),J=1,N)
50) CONTINUE
WRITE(5,12)
12) FORMAT('1',30X,'MATRIZ Z - PRODUTO AT X A',//)
DO 60 I=1,N
WRITE(5,7)(Z(I,J),J=1,N)
60) CONTINUE
AMIN=DETA*60
WRITE(5,14) AMIN
14) FORMAT('1',30X,' HIDROGRAFA UNITARIA DE DURACAO',F4.0,
1'MINUTOS',//)
WRITE(5,15)
15) FORMAT('/',25X,'INST.',10X,'VOLUME',10X,'ESCOAMENTOS',10X,
1'HIDROGRAFA',/,24X,'(MIN.)',10X,'EFETIVO',9X,'SUPERFICIAL'
1,1)X,'UNITARIA')
WRITE(5,15)
15) FORMAT(11X,'(MM)',15X,'(M3/S)',//)
DO 80 I=1,M
KK=(I-1)*DETA*60
WRITE(5,17) KK,X(I),Y(I),HIDU(I)
17) FORMAT(25X,I5,10X,F6.2,10X,F9.3,10X,F10.4)
80) CONTINUE
KI=I+1
DO 90 I=KI,K
KK=(I-1)*DETA*60
WRITE(5,18) KK,Y(I),HIDU(I)
18) FORMAT(25X,I5,26X,F9.3,10X,F10.4)
90) CONTINUE

```

```
WRITE(5,75) AMIN
75 FORMAT('1',30X,'GRAFICO DA HIROGRAFA UNITARIA DE ',
1'DURACA',F4.1,'MINUTOS',/// )
CALL GRAFC(K,HIDJ,AMIN)
CALL EXIT
END
```

```

SUBROUTINE MULT(D,B,M1,M2,N1,N2,C)
C*****
C  SUBROTINA PARA MULTIPLICACAO DE MATRIZES
C*****
C***** NOMENCLATURA*****
C  D= PRIMEIRA MATRIZ
C  B= SEGUNDA MATRIZ
C  C= MATRIZ PRODUTO D X B
C  M1= NUMERO DE LINHAS DA PRIMEIRA MATRIZ
C  M2= NUMERO DE COLUNAS DA PRIMEIRA MATRIZ
C  N1= NUMERO DE LINHAS DA SEGUNDA MATRIZ
C  N2= NUMERO DE COLUNAS DA SEGUNDA MATRIZ
C*****
      DIMENSION D(25,25),B(25,25),C(25,25)
      DO 20 IA=1,M1
      DO 20 JB=1,N2
      C(IA,JB)=0.
      DO 20 IK=1,M2
      C(IA,JB)=C(IA,JB)+D(IA,K)*B(K,JB)
20  CONTINUE
      RETURN
      END

```

```

SUBROUTINE INVEL(MAT,N,INVZ, IDEN)
C*****
C SUBROTINA PARA INVERSAO DE MATRIZES- METODO DE ELIMINACAO
C*****
C*****NOMENCLATURA*****
C MAT= MATRIZ A SER INVERTIDA
C ARM= MATRIZ MAT ARMAZENADA
C DET = DETERMINANTE DA MATRIZ
C*****
REAL MAT(25,50),TEMP(25),ARM(25,25),IDEN (25,25)
1,INVZ(25,25)
NA=2*N
NPI=N+1
C ARMAZENAMENTO DA MATRIZ ORIGINAL
DO 5 J=1,N
DO 11 I=1,N
11 ARM(J,I)=MAT(J,I)
C CONSTRUCAO DA MATRIZ AUMENTADA
DO 10 I=NPI,NA
MAT(J,I)=0.
IF(I-N-J) 10,3,1)
3 MAT(J,I)=1.
1) CONTINUE
5 CONTINUE
C CALCULO DA INVERSA E DETERMINANTE
DET=MAT(1,1)
DO 15 K=1,N
PIVOT= MAT(K,K)
DO 20 I=1,N
20 TEMP(I)=MAT(I,K)
DO 25 J=K,NA
MAT(K,J)=MAT(K,J)/PIVOT
DO 30 I=1,N
IF(I-K) 4,3),4
4 CONTINUE
MAT(I,J)=MAT(I,J)-TEMP(I)*MAT(K,J)
30 CONTINUE
25 CONTINUE
IF(K=N)5,7,7
5 DET=DET*MAT(K+1,K+1)
7 CONTINUE
15 CONTINUE
DO 70 I=1,N
DO 70 J=1,N
JJ=J+N
INVZ(I,J)=MAT(I,JJ)
70 CONTINUE
RETURN
END

```



```

SUBROUTINE REPROCHIVO, HUMB, QB, N)
.....
SUBROTINA PARA CALCULO DE HIDROGRAFAS DE CHEIAS
..... NOMENCLATURA .....
CHUV= ALTURAS DE PRECIPITAÇÕES      HUMB= HIDROGRAFA UNITARIA
GERAN= MATRIZ PARA CALCULO DA HIDROGRAFA
HIDG= ESCOAMENTO SUPERFICIAL REPRODUZIDO
QB= HIDROGRAFA REPRODUZIDA
QB= DESCARGA BASE
ESF= ESCALA PARA GRAFICO
.....
DIMENSION GERAN(240,240), HUMB(500), HIDG(100), CHUV(300), QB(500),
NUNC(100), QB(10)
DIMENSION LABEL(20), LABEA(20), LABEC(20), LABEB(20)
NEN
C
LEITURA DO CARTEIRIO
READ(8,71) LABEL
READ(8,72) LABEA
READ(8,73) LABEB
READ(8,74) LABEC
71 FORMAT(20A4)
READ(8,75) LL
72 FORMAT(13)
C
LEITURA DAS PRECIPITAÇÕES EFETIVAS
READ(8,1) (CHUV(I), I=1, LL)
1 FORMAT(10F6.0)
C
CALCULO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL REPRODUZIDO
MM=LL+1
DO 41 I=1, LL
DO 42 J=1, MM
GERAN(I, J)=0
42 CONTINUE
41 CONTINUE
DO 2 I=1, LL
DO 3 N=1, NN
L=I+M-1
GERAN(L, L)=CHUV(I)+HUMB(N)
3 CONTINUE
2 CONTINUE
DO 4 J=1, MM
R=0
DO 5 I=1, LL
R=GERAN(I, J)
5 CONTINUE
HIDG(J)=R
4 CONTINUE
C
CALCULO DA HIDROGRAFA REPRODUZIDA
DO 12 N=1, NN
QB(N)=QB(NN)
32 CONTINUE
DO 13 I=1, MM
QB(I)=QB(I)+HIDG(I)
13 CONTINUE
DO 20 J=1, MM
30 CONTINUE
WRITE(5,20)
FORMAT(11)
WRITE(5,73)
WRITE(5,72) LABEL
WRITE(5,72) LABEA
WRITE(5,72) LABEB
WRITE(5,72) LABEC
WRITE(5,72)
72 FORMAT(20X, 20A4)
73 FORMAT(20X, 10('.....'))
WRITE(5,11)
11 FORMAT(17X, 'INST. ', 4X, 'ESCOAMENTO', 5X, ' DESCARGA ', 5X, 'HIDROGRA
FA')
WRITE(5,12)
12 FORMAT(128X, 'SUPERFICIAL', 5X, ' BASE ', 4X, 'REPRODUZIDA')
WRITE(5,19)
19 FORMAT(2)

```

```

UNIV
UNIVERSITY OF CALIFORNIA
IRO

30000 J=1,NN
WRITE (5,3) J,HIUG(J),AB(J),VB(J)
9  FORMAT('2 X,15,5(11.2,3X)')
6  CONTINUE
WRITE (5,4)
WRITE (5,5)
WRITE (5,6) LABEL
WRITE (5,7) LABEL
WRITE (5,8) LABEL
WRITE (5,9) LABEL
WRITE (5,10)
WRITE (5,11)
1-2 FORMAT('5X,'ALPHABETAMA PERDUZIO')
WRITE (5,21)
21  FORMAT('7,7' X,'UNIDADE = 43/5',/)
OPEN 60AF1('GR,MM,SE')
RETURN
END

```

MANUAL DE USO

Na utilização dos programas apresentados para dados nacionais devem ser adotadas, em geral, as unidades abaixo:

Precipitação: CM/H

Escoamento: M³/S

Tempo: Hora

Área: km²

Comprimento: km

Nos raros casos em que estas unidades não forem adequadas, as unidades mais indicadas serão indicadas, neste manual, ao lado da descrição da grandeza considerada.

Os cartões de entrada devem estar assim dispostos:

Para os métodos de Sherman, Curva-S, Snyder, Soil Conservation Service e Commons.

1º Cartão

LABEA: Cartão Label representando o título do programa para o método de Sherman.

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20A4

2º Cartão

LABEB: Cartão Label representando o nome do rio e do posto analisado.

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20A4

3º Cartão

LABEC: Cartão Label mostrando data da cheia e área da bacia.

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20A4

N: número de dados de escoamento

Colunas: 1 A 3

FORMAT: I3

K: localização do pique

Colunas: 4 A 10

FORMAT: F7.0

DA: intervalo entre observações

Colunas: 11 A 17

FORMAT: F7.0

DB: duração da precipitação efetiva

Colunas: 18 A 24

FORMAT: F7.0

A partir do 5º cartão:

Q: dados do escoamento

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

Após término dos dados do escoamento:

DC: duração da hidrógrafa unitária derivada

Colunas: 1 A 3

FORAMT: F3.0

Após cartão indicando duração da hidrógrafa unitária derivada:

SA: valores da Curva-S suavizada manualmente

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

Após cartões com Curva-S suavizada:

HUMA: valores da hidrógrafa unitária derivada suavizada

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

Após cartões com hidrógrafa derivada suavizada:

LABEX: cartão Label representando título para o método de Snyder

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

Após título:

KONT: indicador de unidades utilizadas

Dados nacionais: KONT = 0

Colunas: 1 A 3

FORMAT: I3

XLA: distância da projeção do centróide sobre o curso principal
a seção extrema

Colunas: 4 A 11

FORMAT: F8.0

XL: comprimento do curso principal

Colunas: 12 A 19

FORMAT: F8.0

Após dados para SNYDER:

LABEX: cartão Label representando título para método do Soil Con
servation Service

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 20A4

Após título para método do Soil Conservation Service:

AL: comprimento do curso principal

Colunas: 1 A 5

FORMAT: F5.0

H: diferença máxima de cota do curso principal, em metros

Colunas: 5 A 10

FORMAT: F5.0

KONT: indicador das unidades usadas

Dados Nacionais: KONT = 0

Colunas: 11 A 12

FORMAT: I2

Após dados para o método do hidrograma triangular:

LABEX: cartão Label com título para método de Commons

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20A4

Após cartão título:

KONT: indicador de unidades utilizadas

Dados Nacionais: KONT = 0

Colunas: 1 A 3

FORMAT: I3

M: número de ordenadas consideradas na hidrógrafa adimensional de Commons

Colunas: 4 A 6

FORMAT: I3

OBS: Em virtude do ajustamento manual para Curva-S e hidrógrafa unitária derivada, o programa cuja entrada é mostrada acima, é parado 2 vezes para fornecimento dos resultados da suavização manual.

Para os demais Métodos:

1º Cartão

LABEA: cartão Label com título para o método considerado

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20A4

2º Cartão

LABEB. cartão Label apresentando nome do rio e do posto analisado

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20A4

3º Cartão

LABEC: cartão Label representando data da cheia e área da bacia

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20A4

Após estes cartões, de forma diversas:

Para o Método de Clark:

4º Cartão

TL: tempo de concentração

Colunas: 1 A 8

FORMAT: F8.0

OK: constante de armazenamento

Colunas: 9 A 16

FORMAT: F8.0

T: tempo de trânsito entre isócronas

Colunas: 17 A 24

FORMAT: F8.0

TA: duração da hidrógrafa unitária de período finito

Colunas: 25 a 32

FORMAT: F8.0

KONT: indicador das unidades usadas

Colunas: 33 a 40

FORMAT: F8.0

A partir do 5º Cartão

TEMPAR: ordenadas do diagrama tempo-área

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 10 F8.0

Para o Método de Nash:

4º Cartão

N: número de dados de escoamento superficial

Colunas: 1 A 3

FORMAT: I3

MM: número de dados de precipitação efetiva

Colunas: 4 A 6

FORMAT: I3

MD: intervalo entre dados de escoamento

Supervicial Colunas: 7 A 10

FORMAT: F4.0

DETA: intervalo entre dados de precipitação efetiva

Colunas: 11 A 14

FORMAT: F4.0

A partir do 5º Cartão

Q: dados de escoamento superficial

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

Após término dos dados de escoamento superficial

P: dados de precipitação efetiva

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

Para o Método de Dooge:

4º Cartão

N: número de ordenadas do diagrama-tempo-área

Colunas: 1 A 8

FORMAT: I8

K: constante de armazenamento

Colunas: 9 A 16

FORMAT: F8.0

TC: tempo de concentração

Colunas: 17 A 24

FORMAT: F8.0

VO: volume unitário

Colunas: 25 A 32

FORMAT: F8.0

DELTA: intervalo de tempo

Colunas: 33 a 40

FORMAT: F8.0

A partir do 5º Cartão

TAU: tempos de trânsito das sub-áreas até a seção externa

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 12 F6.0

Após dados de tempos de trânsito:

WTAU: ordenadas do diagrama tempo-área

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 12 F6.0

Após ordenadas do diagrama tempo-área

XTAU: disposição dos reservatórios

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 12 F6.0

Para o Método de Inversão através de Matrizes:

4º Cartão

M: número de dados de precipitação efetiva

Colunas: 1 A 3

FORMAT: I3

N: número de dados de escoamento superficial

Colunas: 4 A 6

FORMAT: I3

DETA: intervalo entre observações

Colunas: 7 A 10

FORMAT: I3

A partir do 5º Cartão

HT: dados de precipitação efetiva

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

Após término dos dados de precipitação efetiva

Y: dados de escoamento superficial

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

Para o Método de O'Donnell

4º Cartão

DELTA. intervalo entre observações

Colunas: 1 A 8

FORMAT: F8.0

N: número de pares de coeficientes harmônicos a serem calculados

Colunas: 9 A 16

FORMAT: F8.0

ML: número de precipitações efetivas

Colunas: 17 A 24

FORMAT: F8.0

NL: número de dados de escoamento superficial

Colunas: 25 A 32

FORMAT: F8.0

A partir do 5º Cartão:

CHUV: dados de precipitação efetiva

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

Após término dos dados de precipitação efetiva:

ESCO: dados de escoamento superficial

Colunas: 1 A 72

FORMAT: 9 F8.0

SUBROTINA PARA A REPRODUÇÃO DE HIDRÓGRAFAS (REPRO)

1º Cartão

LABEL: Cartão Label representando o título do programa

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20 A 4

2º Cartão

LABEA: Cartão Label representando o nome do rio e do posto analisado

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20 A 4

3º Cartão

LABEL: Cartão Label mostrando data da cheia e área da bacia

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20 A 4

4º Cartão

LABEC: Cartão Label adicional

Colunas: 1 A 80

FORMAT: 20 A 4

5º Cartão

LL: Número de dados de precipitação efetiva

Colunas: 1 A 3

FORMAT: I3

6º Cartão

CHUV: Intensidades de precipitação efetiva

Colunas: 1 A 60

FORMAT: 10 F 6.0

APENDICE B

RESULTADOS

B.1 - Rio Piraquara

B.2 - Rio das Pedras

 * HIDROGRAFIA UNITARIA * METODO DE SHERMAN *
 * RIO PIRAQUARA * POSTO = MAGALHAES BASTOS *
 * DATA = 26-29/3/71 * AREA DE DRENAGEM = 13 KM2 *

HIDROGRAFIA UNITARIA-(T= 1.0H.)

UNIDADE = M3/S

INST. URDENADA

0.00-- 0.000
 0.50-- 10.731
 1.00-- 22.027
 1.50-- 12.136
 2.00-- 7.328
 2.50-- 5.627
 3.00-- 4.490
 3.50-- 3.212
 4.00-- 2.499
 4.50-- 1.673
 5.00-- 1.243
 5.50-- 0.784
 6.00-- 0.381
 6.50-- 0.092
 7.00-- 0.000

Gráf. B-1.2

 * HIDROGRAFIA UNITARIA * METODO DE SHERMAN *
 * RIO PIRAQUARA * POSTO = MAGALHAES RASTOS *
 * DATA = 28-29/3/71 * AREA DE DRENAGEM = 13 KM2 *

GRAFICO DA CURVA-S

INST.	URDENADA
0.00	0.000
0.50	10.731
1.00	22.027
1.50	22.967
2.00	29.355
2.50	28.494
3.00	33.945
3.50	31.706
4.00	36.344
4.50	33.379
5.00	37.587
5.50	34.163
6.00	37.968
6.50	34.254
7.00	37.968
7.50	34.254
8.00	37.968

Gráf. B-1.3

GRAFICO DA CURVA-S SUAVIZADA

INST. ORDENADA

0.00-- 0.000

0.50-- 10.731

1.00-- 22.027

1.50-- 25.407

2.00-- 28.070

2.50-- 30.190

3.00-- 31.310

3.50-- 32.550

4.00-- 33.590

4.50-- 34.860

5.00-- 35.260

5.50-- 35.640

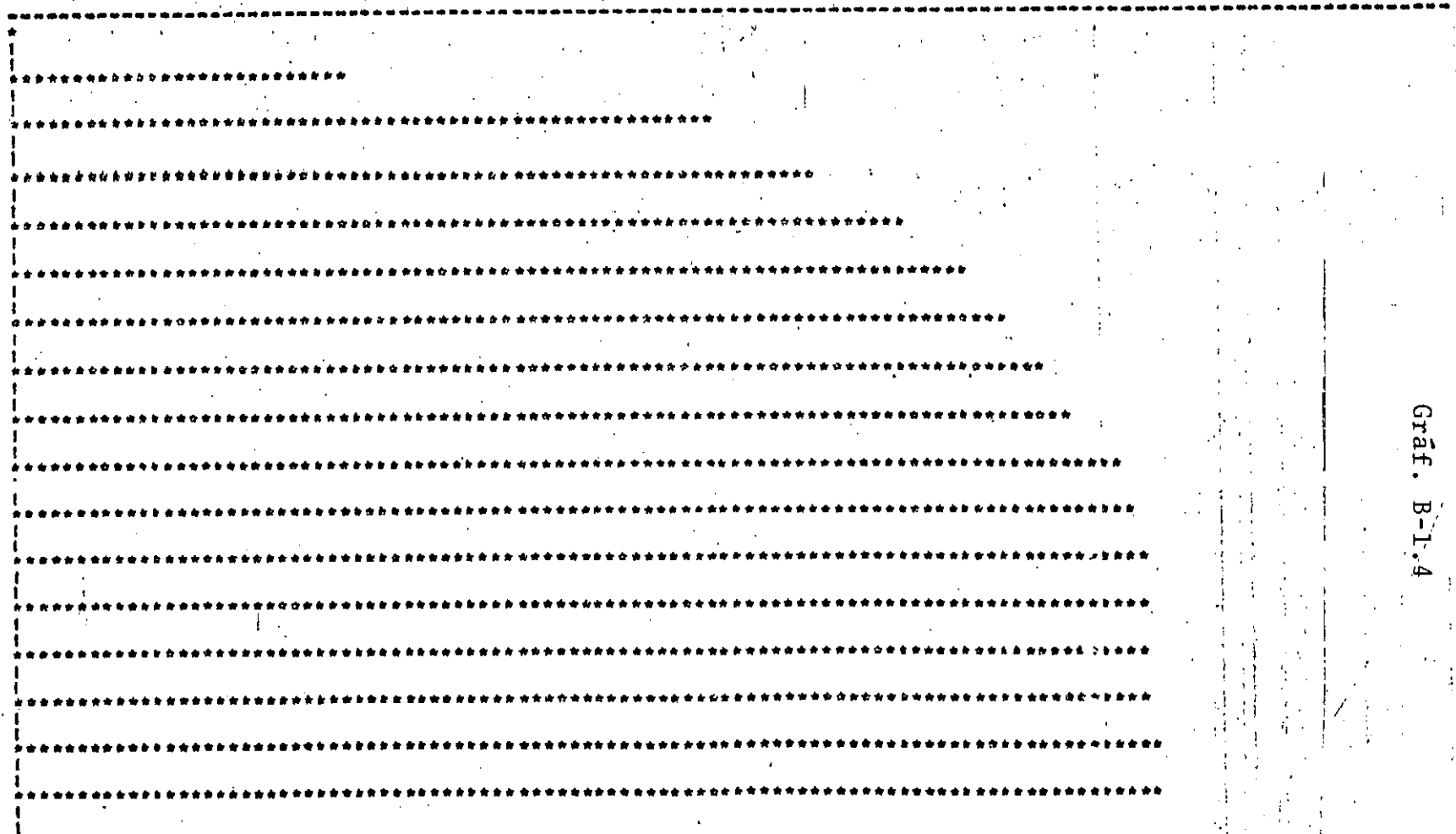
6.00-- 35.970

6.50-- 36.010

7.00-- 36.030

7.50-- 36.040

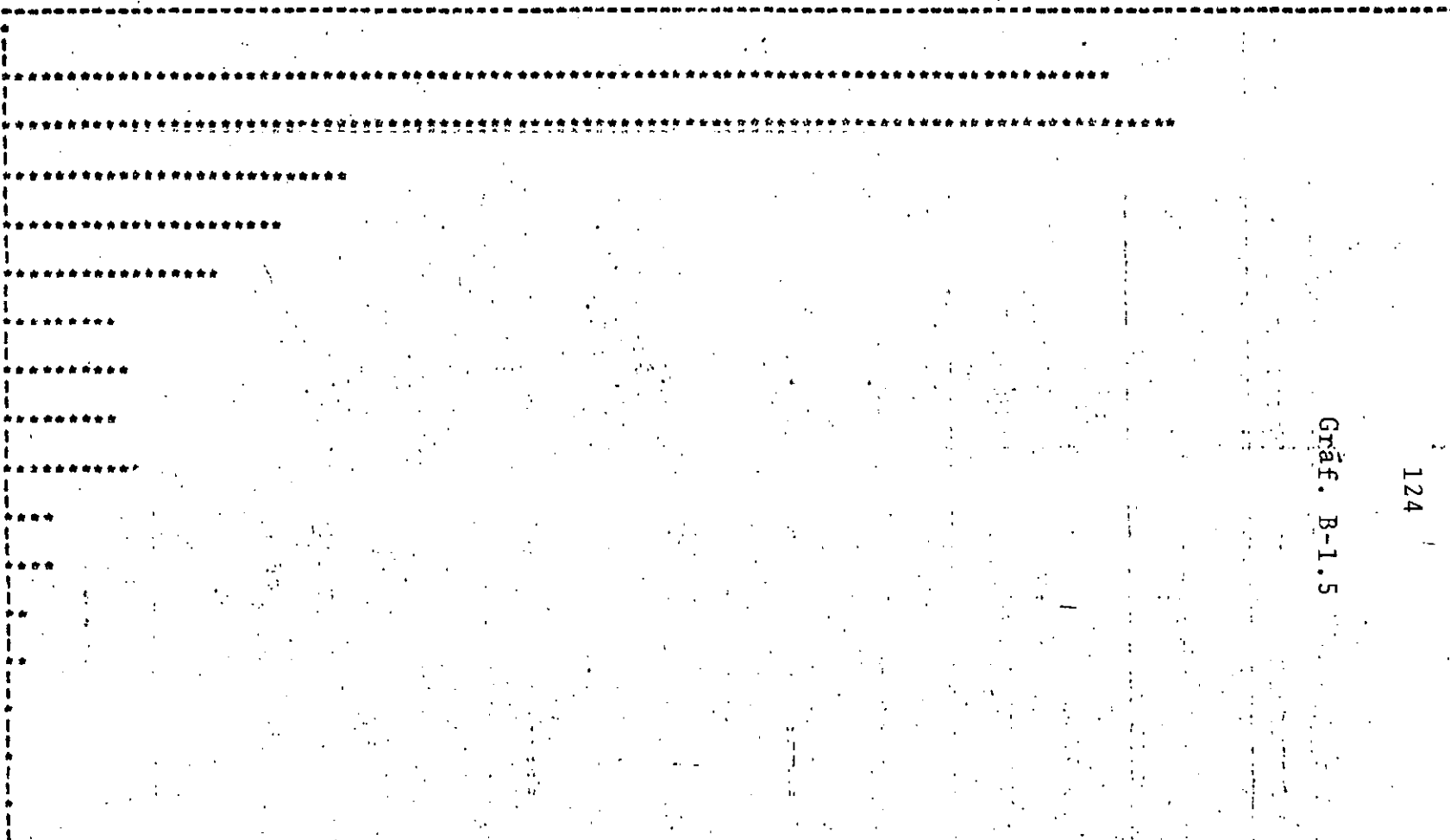
8.00-- 36.040



Gráf. B-1.4

GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITÁRIA DERIVADA (T= 0-5H.)

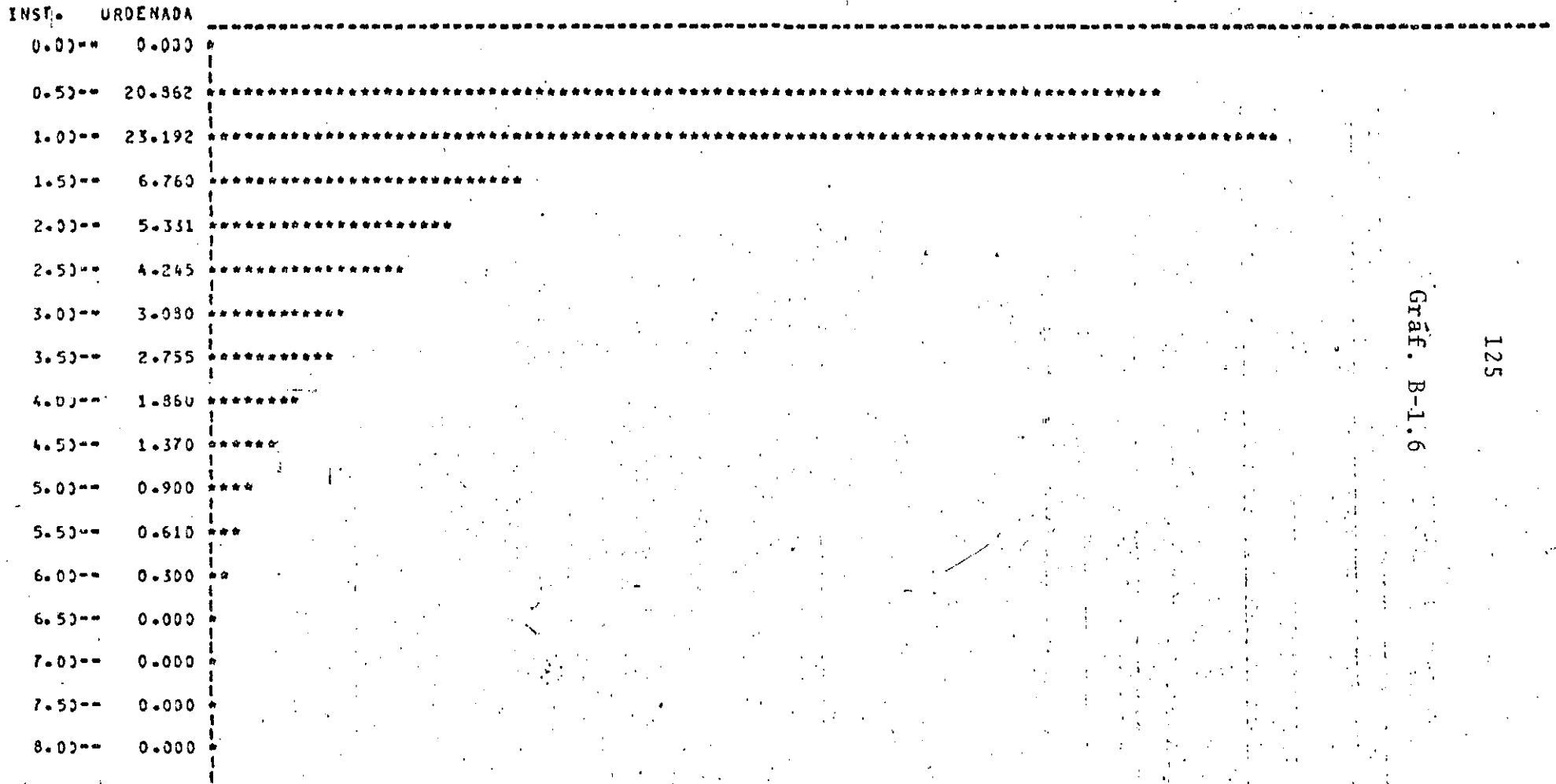
INST.	URDENADA
0.03--	0.000
0.53--	21.462
1.03--	22.592
1.53--	6.760
2.03--	5.326
2.53--	4.240
3.03--	2.240
3.53--	2.480
4.03--	2.080
4.53--	2.540
5.03--	0.900
5.53--	0.760
6.03--	0.460
6.53--	0.280
7.03--	0.040
7.53--	0.020
8.03--	0.000



Gráf. B-1.5

 * HIDROGRAFIA UNITARIA * METODO DE SHERMAN *
 * RIO PIRAQUARA * POSTO = MAGALHAES BASTOS *
 * DATA = 28-29/3/71 * AREA DE DRENAGEM = 13 KM2 *

GRAFICO DA HIDROGRAFIA UNITARIA DERIVADA SUAVIZADA (T= 0.5H.)



Gráf. B-1.6

 * HIDROGRAFIA UNITARIA = METODO DE SNYDER *
 * RIO PIRAQUARA = POSTO = MAGALHAES BASTOS *
 * DATA = 28-29/3/71 = AREA DE DRENAGEM = 13 KM2 *

A = 13.00 KM2 L = 10.00 KM. LA = 5.40 KM.
 TP = 0.65 HS. TPR = 0.75 HS. T = 3.09 KM.
 QPR = 1.78 M3/S/KM2 AQPR = 23.19 M3/S

COEFICIENTES DE SNYDER

CT = 0.26 CP = 0.19

Tab. B-1.2

 * HIDROGRAFIA UNITARIA = METODO DE SHERMAN *
 * RIO PIRAQUARA POSTO = MAGALHAES RASTOS *
 * DATA = 28-29/3/71 AREA DE DRENAGEM = 13 KM2 *

CALCULO DA HIDROGRAFIA UNITARIA (T= 1.0H.)

UNIDADE = M3/S

INST.	HIDROGRAFIA OBSERVADA	DESCARGAS DE BASE	ESCOAMENTO SUPERFICIAL	HIDROGRAFIA UNITARIA
0.0	0.30	0.90	0.00	0.00
0.5	4.70	0.90	3.80	10.73
1.0	8.70	0.90	7.80	22.03
1.5	5.23	0.93	4.30	12.14
2.0	3.56	0.97	2.60	7.33
2.5	2.99	1.01	1.99	5.63
3.0	2.62	1.03	1.59	4.49
3.5	2.20	1.06	1.14	3.21
4.0	1.98	1.10	0.88	2.50
4.5	1.72	1.13	0.59	1.67
5.0	1.60	1.16	0.44	1.24
5.5	1.47	1.19	0.29	0.78
6.0	1.36	1.22	0.14	0.33
6.5	1.29	1.26	0.03	0.09
7.0	1.29	1.29	0.00	0.00
VOLUMES (1.H-M3/S)	41.61	16.04	25.57	72.22
ALTURAS (CM.)	0.58	0.22	0.35	1.00

DERIVACAO DE HIDROGRAFIA UNITARIA - CURVA-S

UNIDADE = M3/S

HIDROGRAFIA UNITARIA (T= 1.0H.)	CURVA-S	CURVA-S SUAVIZADA	HIDROGRAFIA UNITARIA (T= 0.5H.)	HIDROGRAFIA UNITARIA SUAVIZADA (T= 0.5H.)
0.30	0.30	0.00	0.00	0.00
10.73	10.73	10.73	21.45	20.86
22.03	22.03	22.03	23.59	23.19
12.14	22.37	25.41	6.75	6.75
7.33	22.93	28.07	3.33	5.33
5.63	23.49	30.19	4.24	4.25
4.49	33.44	31.31	2.24	3.03
3.21	31.71	32.33	1.63	2.76
2.50	33.34	33.33	0.99	1.86
1.67	33.38	34.86	0.44	1.37
1.24	33.59	35.20	0.29	0.90
0.78	34.16	35.55	0.14	0.61
0.33	37.97	35.97	0.03	0.30
0.09	34.25	36.01	0.00	0.00
0.00	37.97	35.04	0.00	0.00
0.00	36.25	35.04	0.00	0.00
0.00	37.97	35.04	0.00	0.00
0.00	37.97	35.04	0.00	0.00

Tab. B-1.1

 * HIDROGRAFIA UNITARIA * METODO DE SHERMAN *
 * RIO PIRAQUARA * POSTO = MAGALHAES BASTOS *
 * DATA = 29-29/3/71 * AREA DE DRENAGEM = 13 K42 *

HIDROGRAMA

UNIDADE = M3/S

INST. URDENADA

0.00-- 0.900 *****

0.50-- 4.700

1.00-- 8.700

1.50-- 5.210

2.00-- 3.560

2.50-- 2.990

3.00-- 2.620

3.50-- 2.200

4.00-- 1.980

4.50-- 1.720

5.00-- 1.600

5.50-- 1.470

6.00-- 1.360

6.50-- 1.290

7.00-- 1.290

 * HIDROGRAFIA UNITARIA = METODO DO SOIL CONSERVATION SERVICE *
 * RIO PIRAQUARA = POSTO = MAGALHAES BASTOS *
 * DATA = 28-29/3/71 = AREA DE DRENAGEM = 13 KM2 *

TR= 0.50H. TP= 1.30H. T= 6.50H.
 AL= 10.00% H= 4.57M. TC= 4.77

PARAMETROS DA HIDROGRAFIA UNITARIA TRIANGULAR

ALFA= 0.16 HH= 4.20

Tab. B-1.3

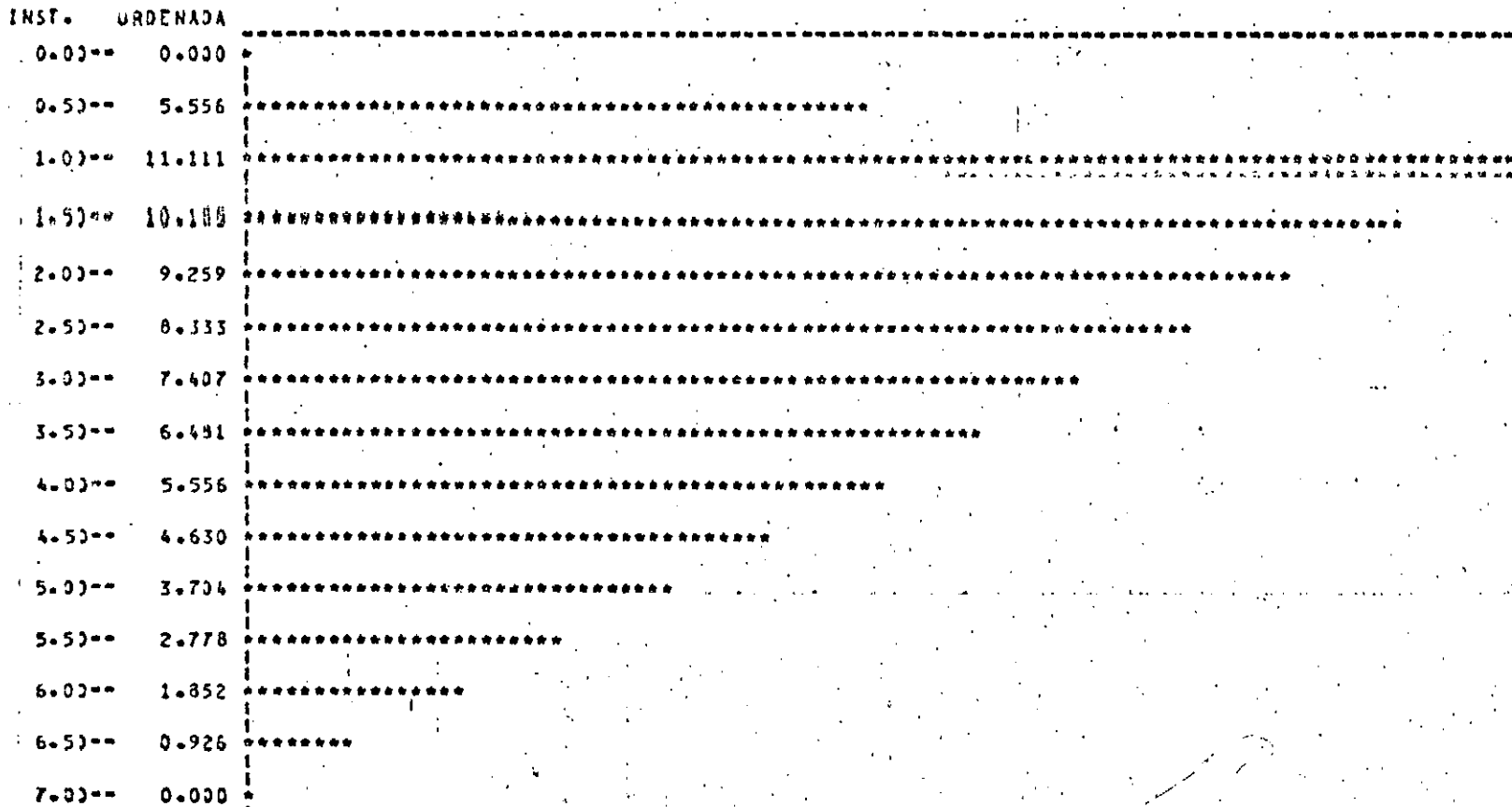
128

CALCULO DA HIDROGRAFIA UNITARIA (T= 0.5HRS.)

UNIDADE = M3/S

INST.	HIDROGRAFIA OBSERVADA	DESCARGAS DE BASE	ESCOAMENTO SUPERFICIAL	HIDROGRAFIA UNITARIA SHERMAN	HIDROGRAFIA UNITARIA TRIANGULAR
0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
0.50	4.70	0.90	3.80	23.85	5.56
1.00	8.70	0.90	7.80	23.19	11.11
1.50	5.23	0.93	4.30	6.75	10.19
2.00	3.56	0.97	2.60	5.33	9.26
2.50	2.99	1.00	1.99	4.25	8.33
3.00	2.62	1.03	1.59	3.08	7.41
3.50	2.20	1.05	1.14	2.75	6.48
4.00	1.98	1.10	0.88	1.86	5.56
4.50	1.72	1.13	0.59	1.37	4.53
5.00	1.60	1.16	0.44	0.90	3.50
5.50	1.47	1.19	0.28	0.61	2.78
6.00	1.36	1.22	0.14	0.30	1.35
6.50	1.29	1.25	0.03	0.00	0.93

GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA TRIANGULAR



Tab. B-1.4

```

*****
*   HIROGRAFA UNITARIA   =   METODO DE COMMONS   *
*   RIO PIRACJARA       =   POSTO * MAGALHAES BASTOS *
*   DATA = 28-29/3/71   =   AREA DE DRENAGEM = 13 KM2   *
*****

```

ORDEMADAS DA HIROGRAFA BASICA ADIMENSIONAL

TEMPO	DESCARGA
5.	0.00
10.	14.00
15.	50.00
20.	60.00
25.	40.00
30.	20.00
35.	12.00
40.	9.00
45.	7.56
50.	6.92
55.	6.30
60.	5.67
65.	5.04
70.	4.41
75.	3.78
80.	3.15
85.	2.52
90.	1.89
95.	1.26
100.	0.63
105.	0.00

Tab. B-1.5

ORDENADAS DA HIDROGRAFIA UNITARIA - (T= 0.5H.)

INST. (H.)	HIDROGRAFIA UNITARIA (M3/S)
0.00	0.00
0.36	5.92
0.71	21.15
1.07	25.35
1.43	15.90
1.79	8.45
2.14	5.07
2.50	3.30
2.86	2.93
3.21	2.86
3.57	2.40
3.93	2.13
4.29	1.86
4.64	1.60
5.00	1.33
5.36	1.06
5.71	0.80
6.07	0.53
6.43	0.27
6.79	0.00
7.14	0.00

.....
 * HIDROGRAFIA UNITARIA NETOJA DE COMONS
 * RIO PARAJARA POSIC. MARACNAES HISTOR
 * DATA = 28-29/3/77 AREA DE DRENAGEM = 15 KM2

APR= 1.03H.

TU= 0.97H.

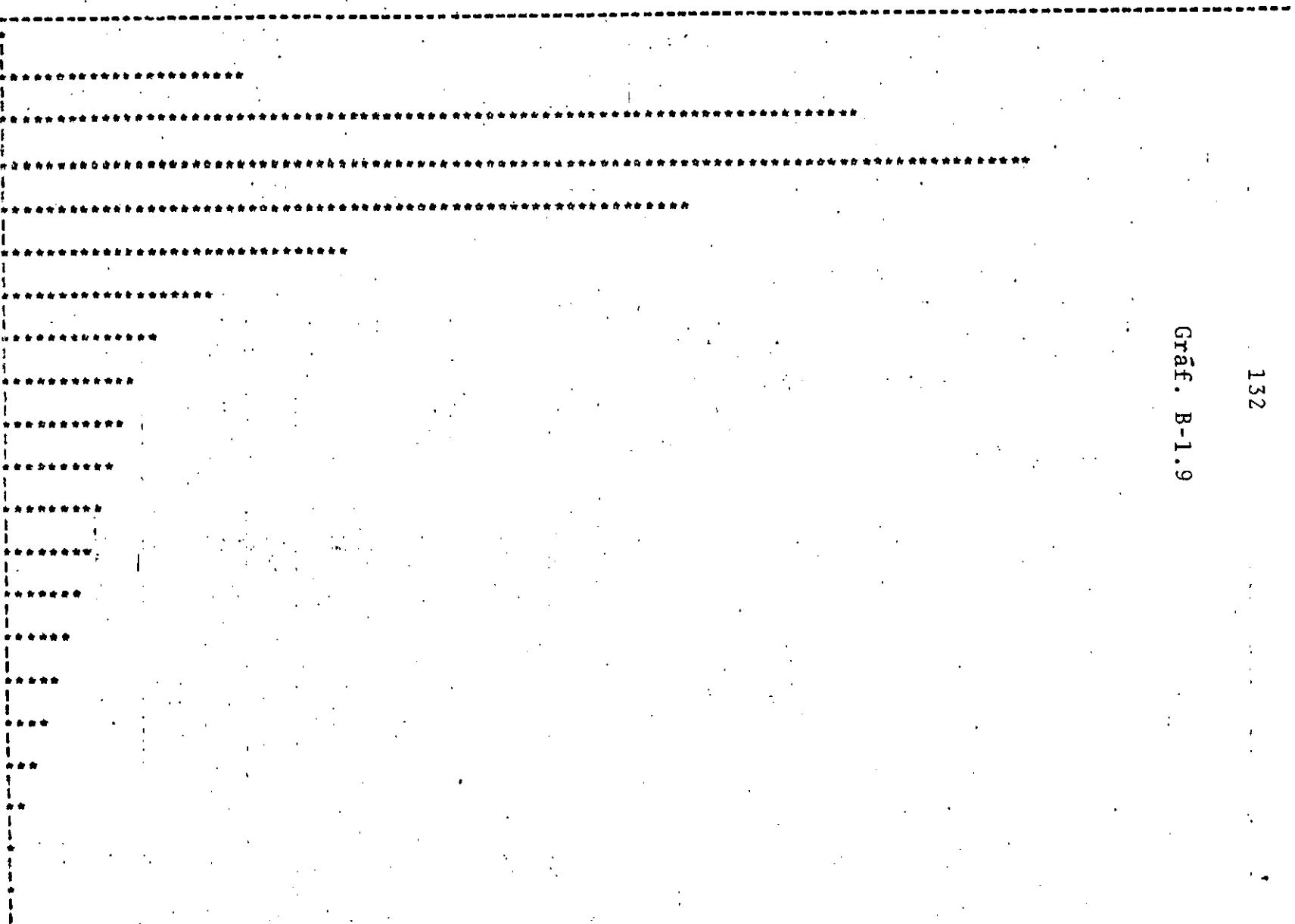
D= 7.14H.

V= 130000.00M3

AQ= 0.42M3/S

QP= 25.35M3/S

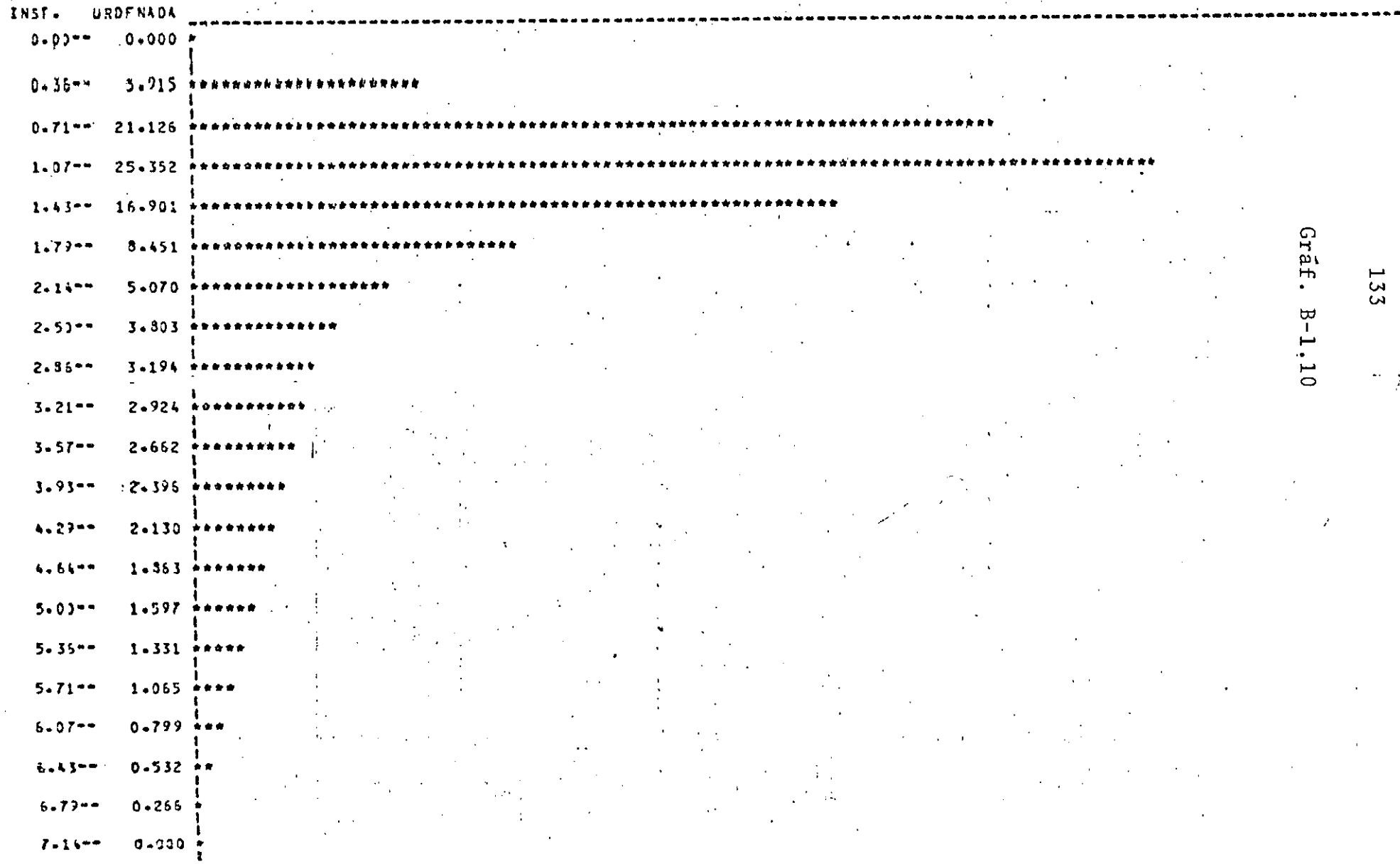
INST.	ORDENADA
0.00--	0.000
5.00--	14.000
10.00--	50.000
15.00--	60.000
20.00--	40.000
25.00--	20.000
30.00--	12.000
35.00--	9.000
40.00--	7.560
45.00--	6.920
50.00--	6.300
55.00--	5.670
60.00--	5.040
65.00--	4.410
70.00--	3.780
75.00--	3.150
80.00--	2.520
85.00--	1.890
90.00--	1.260
95.00--	0.630
100.00--	0.000



Gráf. B-1.9

 * HIDROGRAFIA UNITARIA - METODO DE COMMONS *
 * RIO PIRACUARA - POSTO = MAGALHAES HASTIS *
 * DATA = 29-29/3/71 - AREA DE DRENAGEM = 13 KM2 *

HIDROGRAFIA UNITARIA DE COMMONS- (T= 0.50H.)



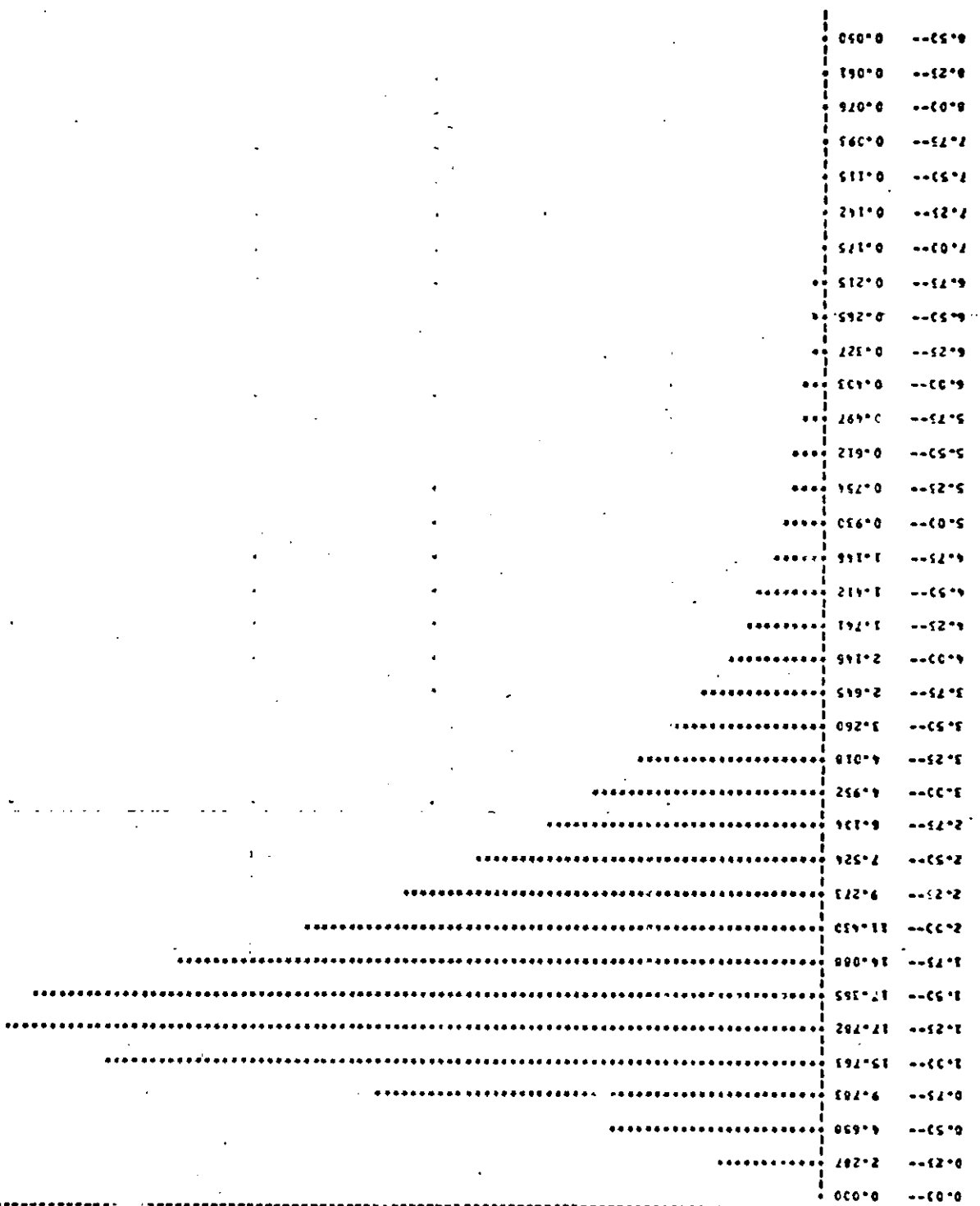
Gráf. B-1.10

 * HIDROGRAFIA UNITARIA = METODO DE CLARK *
 * RIO PIRAQUARA = POSTO = MAGALHAES BASTOS *
 * DATA=28-29/3/71 = AREA DE DRENAGEM = 13KM2 *

TEMPO (H.)	DIAGRAMA TEMPO-AREA (KM2)	M ¹ X I (M3/S)	M ² X Q1 (M3/S)	Q2=HUI (M3/S)	H.U. (I=0.5HR.) (M3/S)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	1.00	2.29	0.00	2.29	0.00
0.50	1.35	2.83	0.00	4.69	0.00
0.75	2.35	5.98	3.30	9.78	13.78
1.00	3.73	7.83	7.94	15.76	15.94
1.25	2.34	4.99	12.79	17.78	11.68
1.50	1.40	2.94	14.43	17.35	7.09
1.75	0.00	0.00	14.09	14.09	5.06
2.00	0.00	0.00	11.43	11.43	3.33
2.25	0.00	0.00	0.00	9.27	2.19
2.50	0.00	0.00	7.52	7.52	1.44
2.75	0.00	0.00	6.10	6.10	0.95
3.00	0.00	0.00	4.95	4.95	0.63
3.25	0.00	0.00	4.02	4.02	0.41
3.50	0.00	0.00	3.26	3.26	0.27
3.75	0.00	0.00	2.64	2.64	0.18
4.00	0.00	0.00	2.15	2.15	0.12
4.25	0.00	0.00	1.74	1.74	0.08
4.50	0.00	0.00	1.41	1.41	0.05
4.75	0.00	0.00	1.15	1.15	0.03
5.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.02
5.25	0.00	0.00	0.75	0.75	0.01
5.50	0.00	0.00	0.61	0.61	0.00
5.75	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00
6.00	0.00	0.00	0.40	0.40	0.00
6.25	0.00	0.00	0.33	0.33	0.00
6.50	0.00	0.00	0.27	0.27	0.00
6.75	0.00	0.00	0.22	0.22	0.00
7.00	0.00	0.00	0.17	0.17	0.00
7.25	0.00	0.00	0.14	0.14	0.00
7.50	0.00	0.00	0.11	0.11	0.00
7.75	0.00	0.00	0.09	0.09	0.00
8.00	0.00	0.00	0.08	0.08	0.00
8.25	0.00	0.00	0.05	0.05	0.00
8.50	0.00	0.00	0.05	0.05	0.00

Tab. B-1.6

Gráf. B-1.11



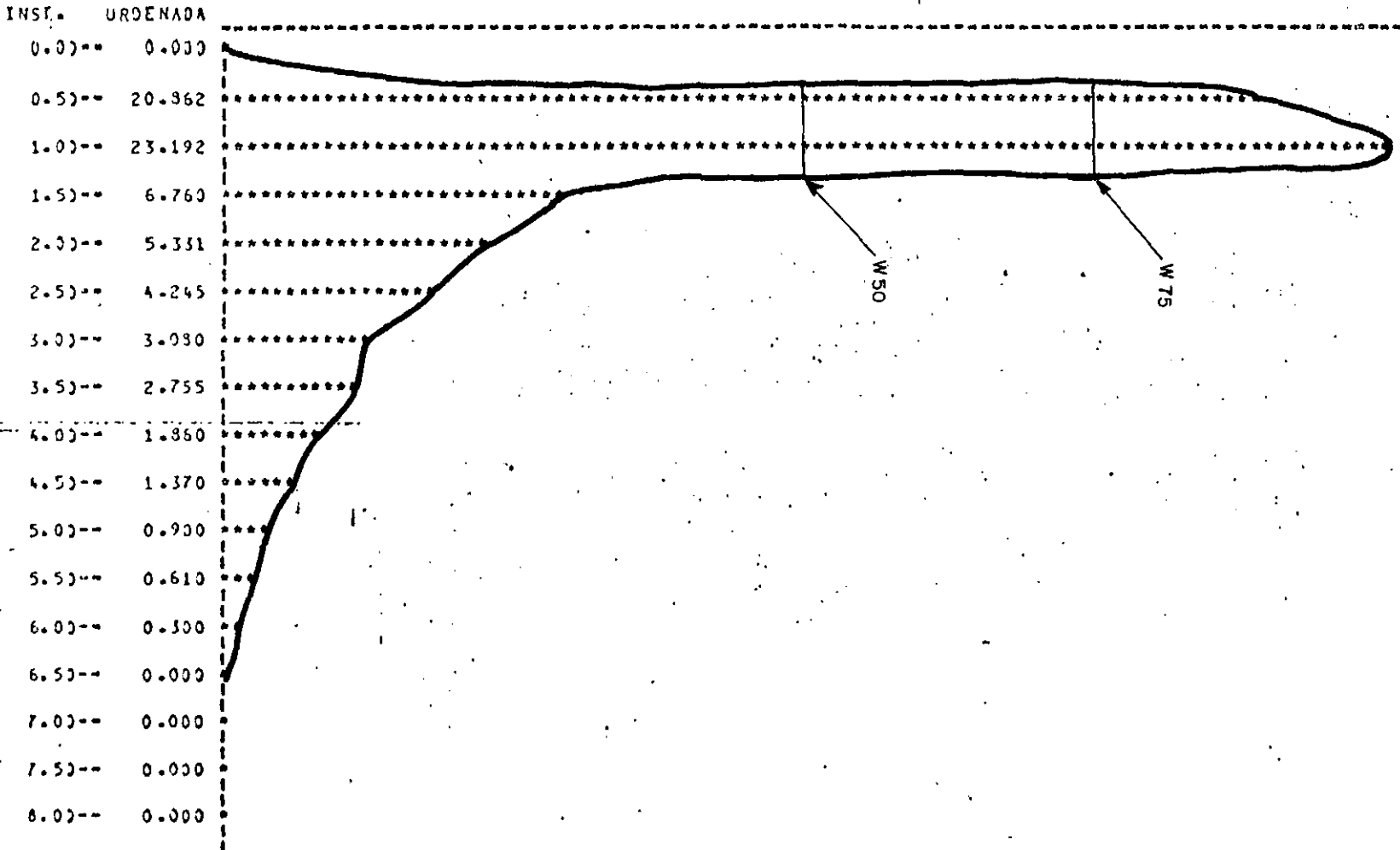
MIONOMAFIA UNITARIA INSTANTANEA

INST. ANENACA

RIO PIQUARA
 DATA = 28-29/3/71
 POSTO = MAGALHAES BASTOS
 AREA DE DRENAGEM = 13 K42

GRAFICO DA HIDROGRAFIA UNITARIA DERIVADA

SUAUZADA (T = 0.5H.)



Gráf. B-1.7

 HIDROGRAFIA UNITARIA = METODO DE WASH
 RIO PIQUARA = POSTO = MAGALHAES BASTOS
 DATA = 28-29/3/71 * AREA DE DRENAGEM = 13KM2

INST. (MIN.)	PRECIPITACAO EFETIVA (MM/H)	ESCOAMENTO SUPERFICIAL (M3/S)
0	0.00	0.000
30	0.55	0.000
60	0.20	3.800
90	0.90	7.800
120	0.00	4.300
150	0.00	2.500
180	0.00	2.000
210	0.00	1.600
240	0.00	1.150
270	0.00	0.900
300	0.00	0.610
330	0.00	0.450
360	0.00	0.300
390	0.00	0.150
420	0.00	0.050

MOMENTOS DAS PRECIPITACOES EFETIVAS E ESCOAMENTOS SUPERFICIAIS

MOMENTO DE ORDEM-1 DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL = 2.313
 MOMENTO DE ORDEM-2 DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL = 6.951
 MOMENTO DE ORDEM-1 DAS PRECIPITACOES EFETIVAS = 0.883
 MOMENTO DE ORDEM-2 DAS PRECIPITACOES EFETIVAS = 0.929

Tab. B-1.7

PARAMETROS DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA DE NASH

K= 1.085 HORAS

N= 1.318

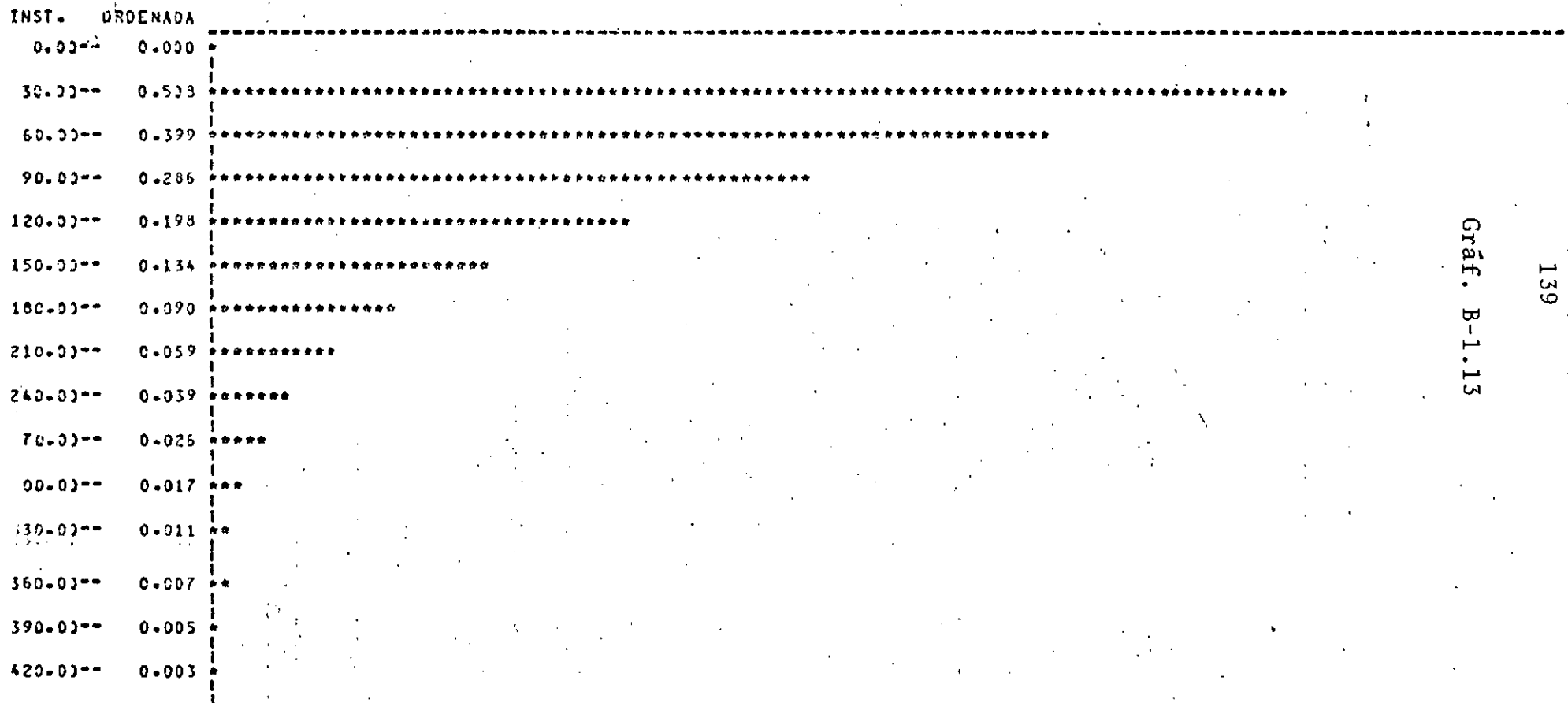
ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA

INST. (MIN.)	HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA
0	0.000
30	0.508
60	0.399
90	0.286
120	0.198
150	0.134
180	0.091
210	0.054
240	0.039
270	0.026
300	0.017
330	0.011
360	0.007
390	0.005
420	0.003

ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA DE DURACAO 30. MINUTOS

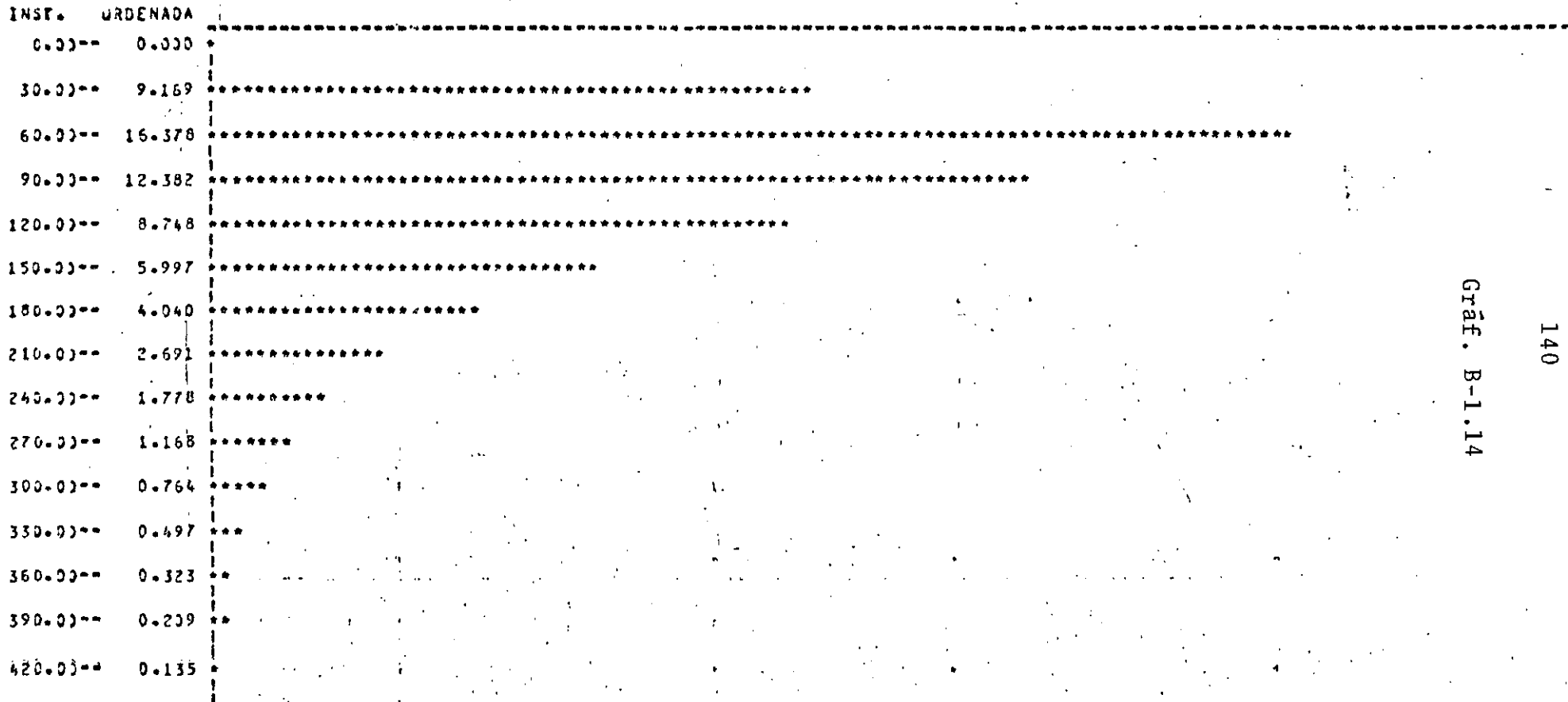
INST. (MIN.)	HIDROGRAFA UNITARIA (M ³ /S)
0	0.000
30	0.169
60	1.537
90	1.732
120	1.743
150	1.697
180	1.600
210	1.491
240	1.377
270	1.259
300	1.138
330	1.014
360	0.897
390	0.782
420	0.675

GRAFICU DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA



Gráf. B-1.13

GRAFICO DA HIDROGRAFIA UNITARIA DE DURACAO 30-MINUTOS



Gráf. B-1.14

 * HIDROGRAFA UNITARIA * METODO DE DODGE *
 * RIO PIRAQUARA * POSTO = MAGALHAES BASTOS *
 * DATA = 28-29/3/71 * AREA DE DRENAGEM = 13KM2 *

DIAGRAMA
 TEMPO-AREA
 (KM2)

2.54
 6.58
 3.78

HIDROGRAFA
 UNITARIA
 INSTANTANEA
 (M3/S)

0.00
 15.01
 18.77
 15.34
 10.11
 5.96
 3.13
 1.53
 0.76
 0.36
 0.16
 0.07
 0.03
 0.03
 0.00

HIDROGRAFA
 UNITARIA
 (T=0.5H.)
 (M3/S)

0.00
 8.00
 17.39
 17.06
 12.43
 7.99
 4.50
 2.55
 1.17
 0.56
 0.26
 0.12
 0.05
 0.03
 0.00

PARAMETROS UTILIZADOS

N = 3 K = 0.50 H. TC = 1.50

VJ = 13000.00 M3

Tab. B-1.9

GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA

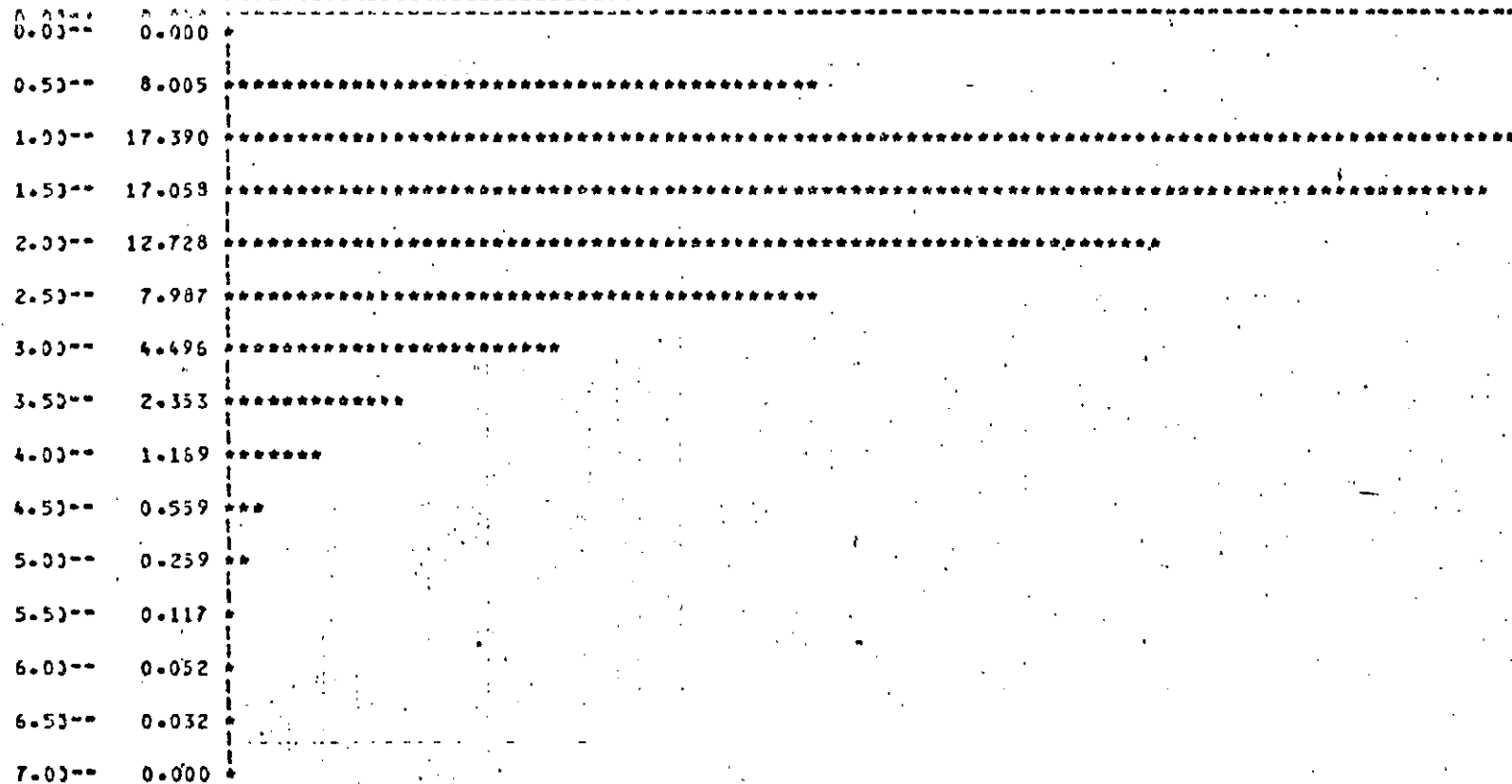
INSF. ORDENADA

0.00--	0.000
0.50--	18.010
1.00--	18.771
1.50--	15.345
2.00--	10.111
2.50--	5.963
3.00--	3.130
3.50--	1.577
4.00--	0.762
4.50--	0.356
5.00--	0.162
5.50--	0.072
6.00--	0.032
6.50--	0.032
7.00--	0.000

Gráf. B-1.15

GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA DE DURACAO 30.MINUTOS

INST. URGENADA



Gráf. B-1.16

.....
 * HIROGRAFA UNITARIA = METODO DE DORGE
 * RIO IRAQUARA = POSTO = MAGALHAES BASTOS
 * DATA=20-29/3/71 = AREA DE DRENAGEM= 13KM2

DIAGRAMA
 TEMPJ-AREA
 (KM2)

1.39
 1.35
 2.35
 2.75
 2.35
 1.60

HIROGRAFA
 UNITARIA
 INSTANTANEA
 (M3/S)

0.00
 4.91
 9.43
 13.69
 17.32
 19.13
 19.91
 16.99
 11.26
 10.56
 7.43
 7.91
 3.07
 1.34
 1.06
 0.59
 0.12
 2.17
 0.09
 0.04
 0.02
 0.01
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00

HIROGRAFA
 UNITARIA
 (T=0.5H.)
 (M3/S)

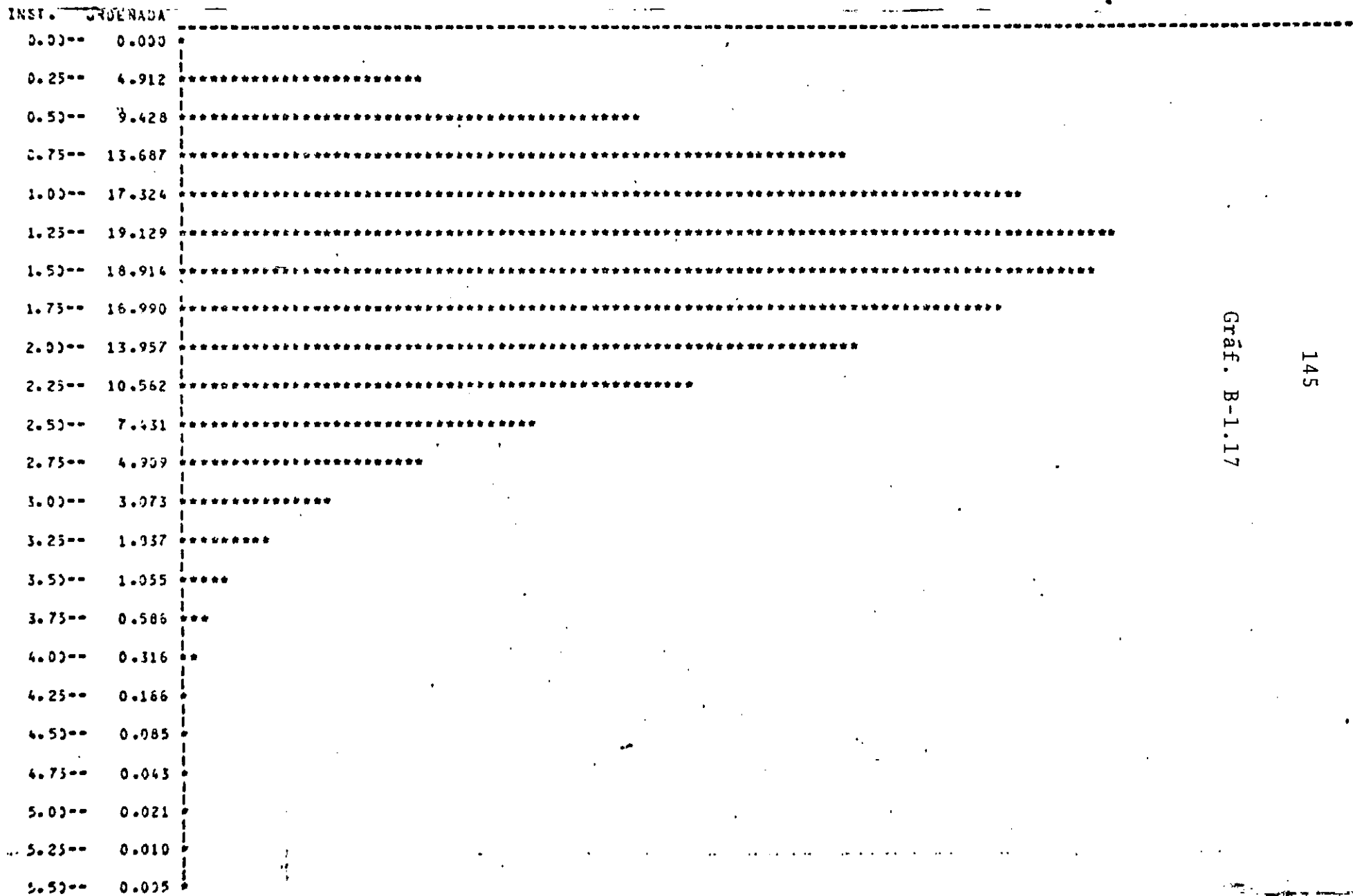
0.30
 9.30
 16.41
 18.36
 13.78
 7.74
 3.37
 1.21
 0.38
 0.10
 0.03
 0.01
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00
 0.00

Tab. B-1.10

PARAMETROS UTILIZADOS

N = 6 K = 0.25 H. TC = 1.50
 V3 = 130000.00 M3

GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA

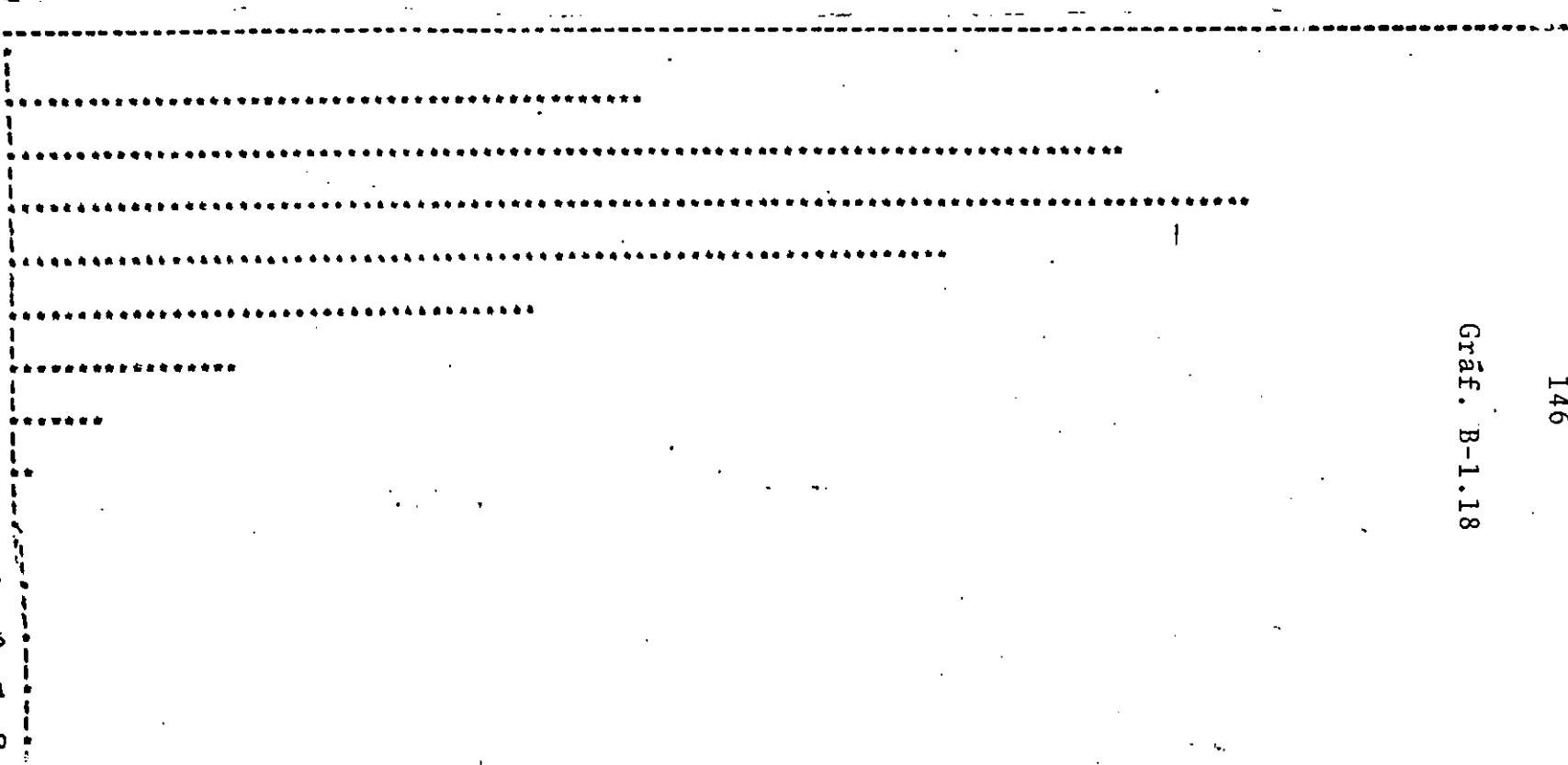


Gráf. B-1.17

GRAFIC DA TIPOGRAFIA UNITARIA DE DURACAO 30-MINUTOS

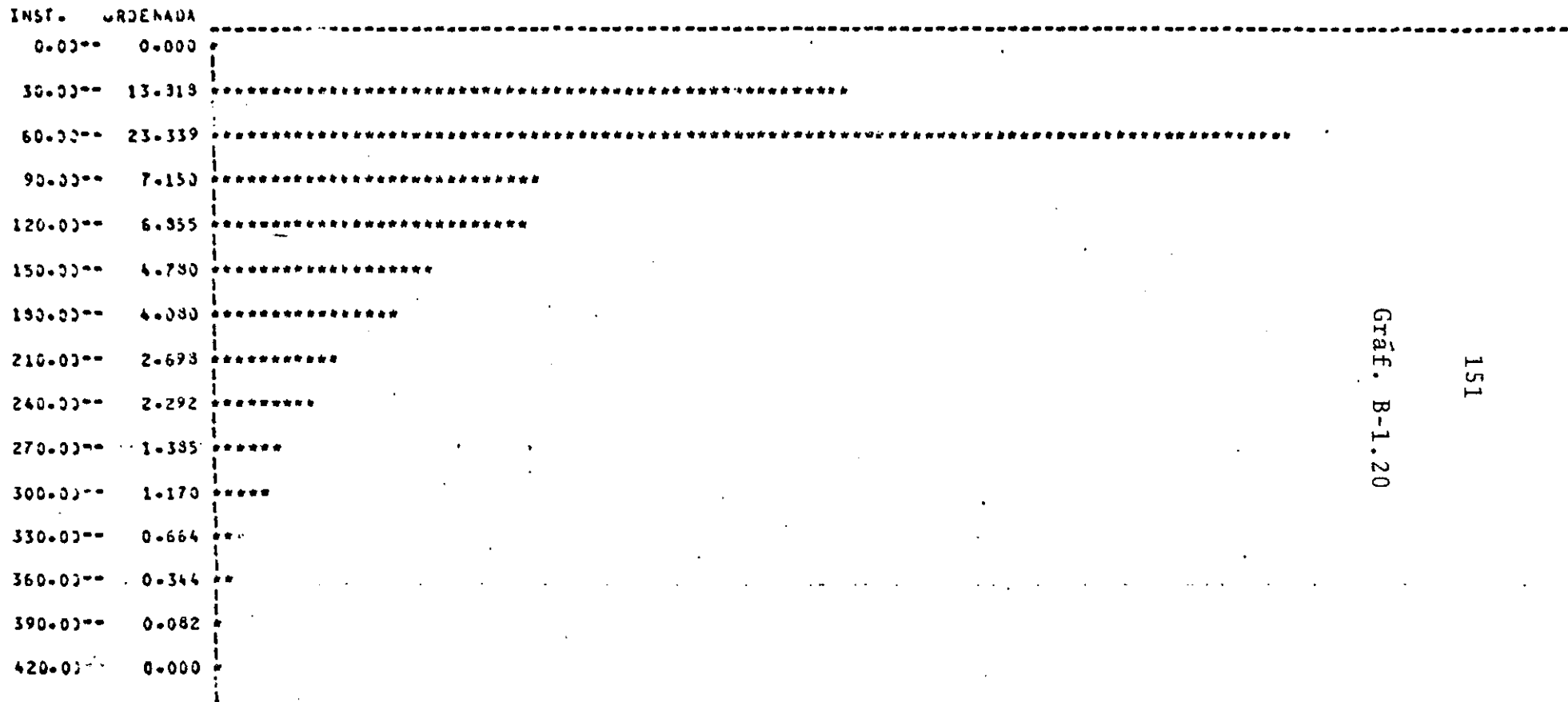
INST. URDENADA

0.00-- 0.000
 0.50-- 9.300
 1.00-- 16.408
 1.50-- 19.000
 2.00-- 13.770
 2.50-- 7.736
 3.00-- 3.373
 3.50-- 1.211
 4.00-- 0.376
 4.50-- 0.000
 5.00-- 0.000
 5.50-- 0.006
 6.00-- 0.001
 6.50-- 0.000



Gráf. B-1.18

GRAFICO DA HIDROGRAFIA UNITARIA DE DURACA030.0MINUTOS



Gráf. B-1.20

APENDICE B

B.2 - Rio das Pedras

HIDROGRAFIA UNITARIA
 PLOTA DE DRENAGEM
 DATA=4-5/10/72
 METODO DE SHERMAN
 PONTO = NA FICOM
 AREA DE DRENAGEM = 24 K42

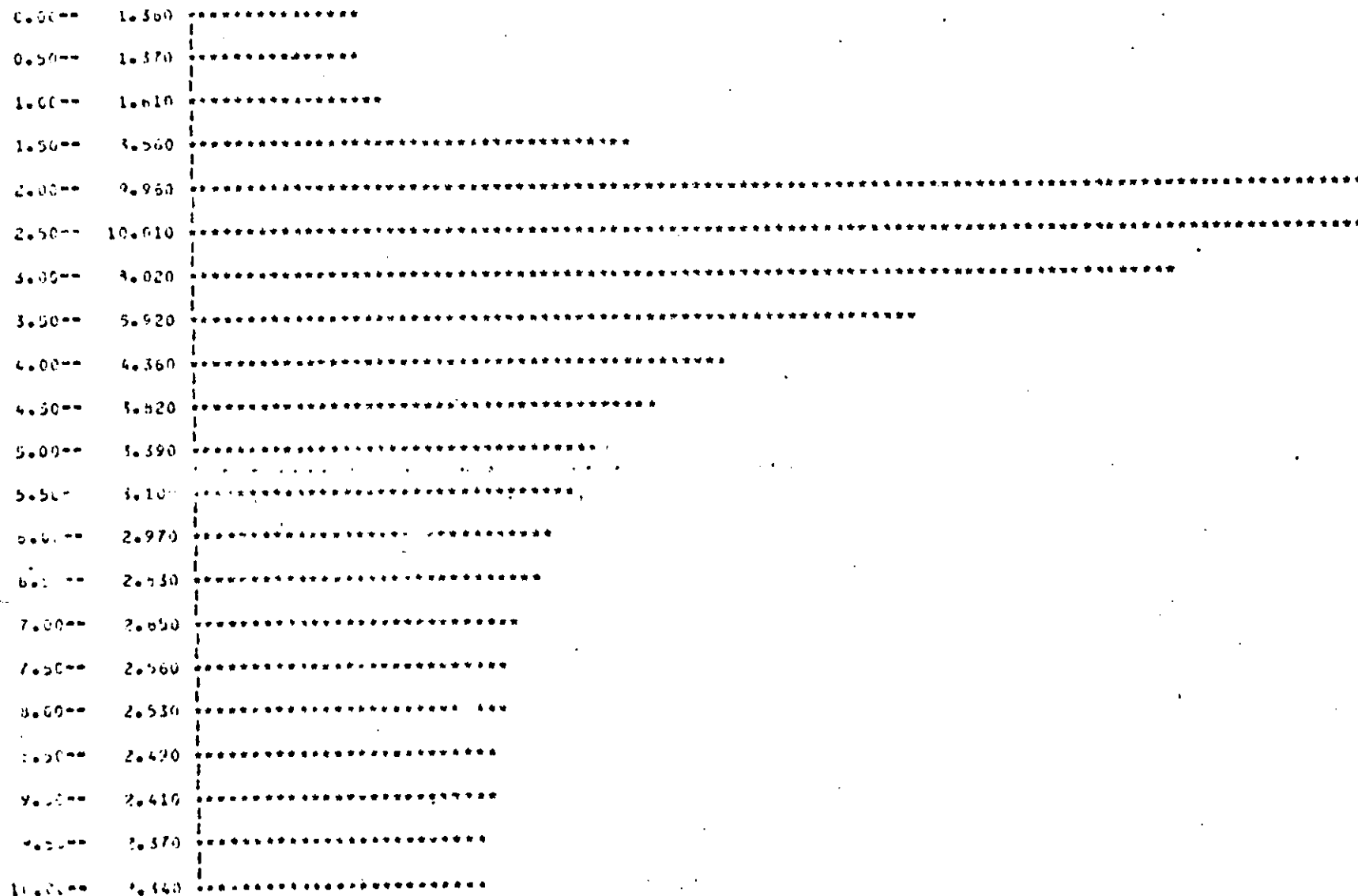
CALCULO DA HIDROGRAFIA UNITARIA (T= 1.2h.)

UNIDADE = M3/S

INST.	HIDROGRAFIA BASE INADA	DESCARGAS DE BASE	ESCAMENTO SUPERFICIAL	HIDROGRAFIA UNITARIA
0.00	1.36	1.36	0.00	0.00
0.50	1.37	1.36	0.01	0.13
1.00	1.61	1.36	0.25	0.77
1.50	3.36	1.36	2.00	6.72
2.00	7.95	1.36	4.64	25.57
2.50	14.81	1.36	8.89	26.66
3.00	24.02	1.36	13.58	20.34
3.50	35.92	1.49	18.63	14.98
4.00	49.36	1.56	24.05	9.55
4.50	63.32	1.58	29.20	6.78
5.00	77.34	1.59	34.20	5.23
5.50	91.10	1.59	38.95	4.16
6.00	104.97	1.58	43.45	3.46
6.50	118.83	1.54	47.70	2.92
7.00	132.58	1.49	51.70	2.17
7.50	146.15	1.41	55.45	1.69
8.00	159.53	1.28	58.95	1.33
8.50	172.79	1.14	62.30	1.07
9.00	185.41	0.99	65.50	0.82
9.50	197.17	0.87	68.50	0.62
10.00	208.34	0.74	71.30	0.49
			0.00	0.30
VOLUMES (1.H=43/5)	79.63	36.40	43.23	133.33
ALTURAS (CM.)	0.60	0.27	0.37	1.20

Tab. B-2.1

INCL. GFJEN40A



Gráf. B-2.1

INST.	Q. PARADA
0.00--	0.000
0.50--	0.331
1.00--	0.771
1.50--	0.785
2.00--	24.525
2.50--	24.477
3.00--	20.540
3.50--	13.161
4.00--	5.048
4.50--	6.781
5.00--	5.254
5.50--	0.153
6.00--	3.555
6.50--	2.922
7.00--	2.105
7.50--	1.686
8.00--	1.392
8.50--	1.007
9.00--	0.619
9.50--	0.294
10.00--	0.000

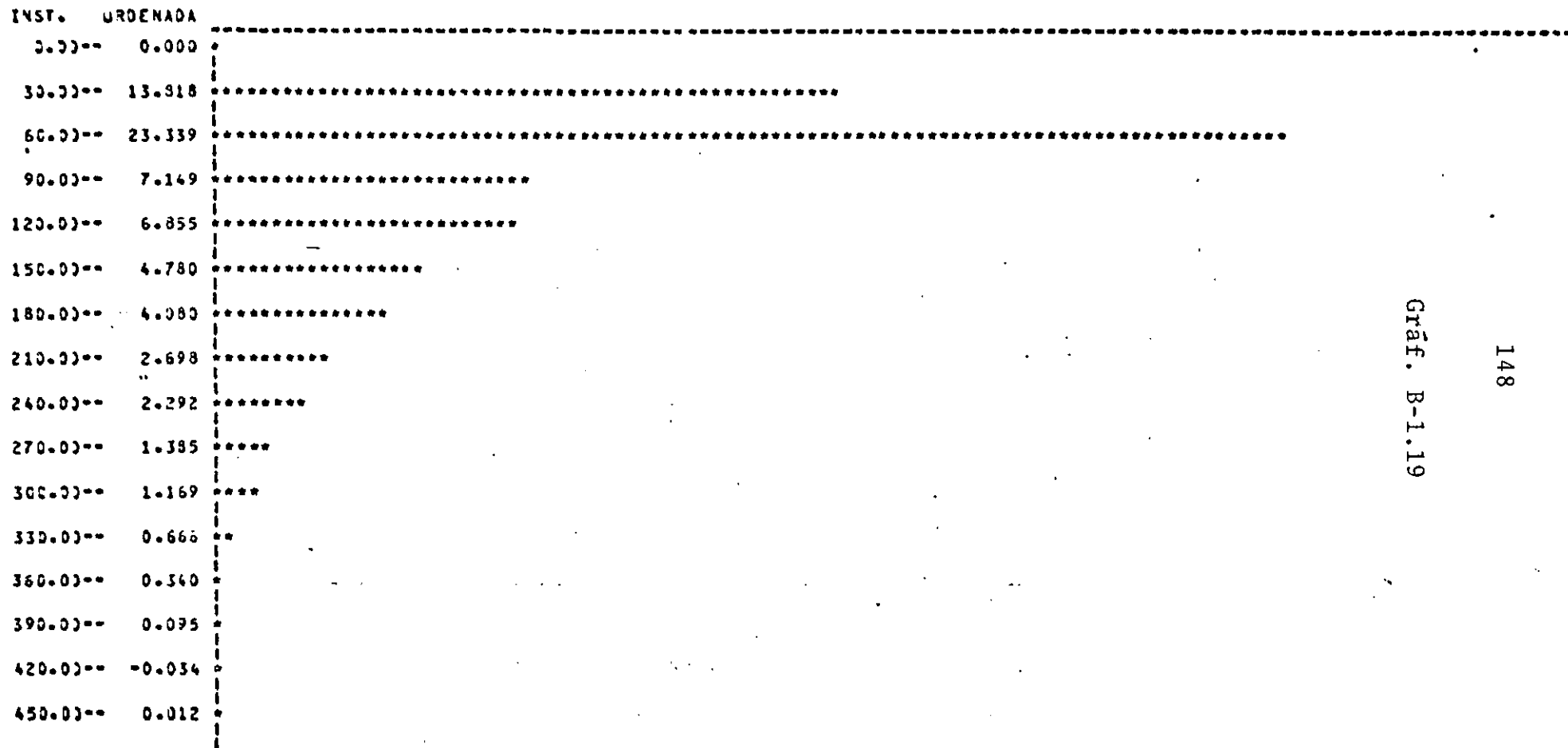
Gráf. B-2.2

GRAFICO DA CASHA-S

INST. CASHADA

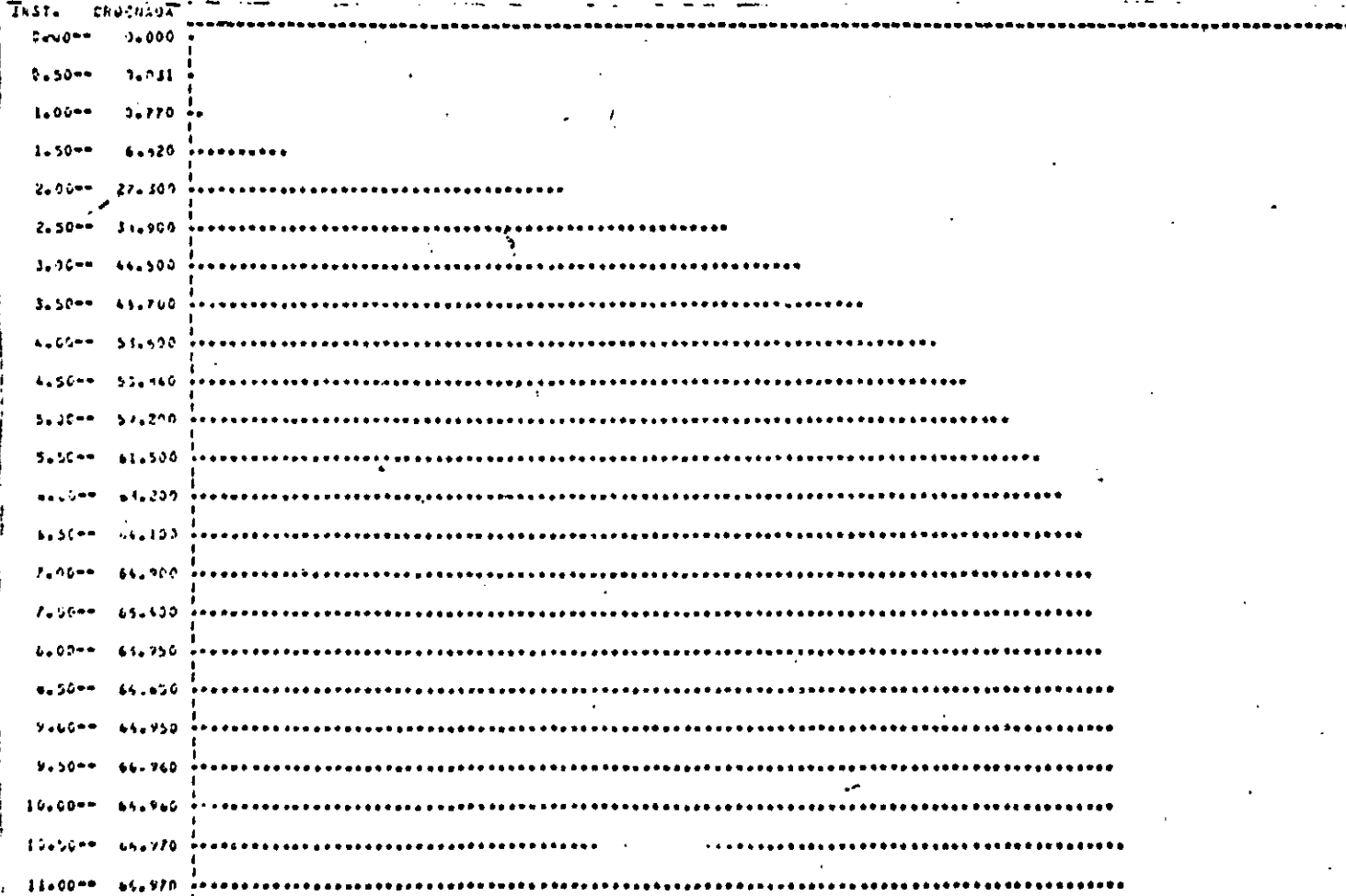
0.00	0.000
0.50	0.931
1.00	0.771
1.50	6.916
2.00	27.296
2.50	33.495
3.00	47.616
3.50	47.157
4.00	58.253
4.50	54.734
5.00	81.238
5.50	54.095
6.00	65.073
6.50	61.917
7.00	67.254
7.50	67.791
8.00	61.650
8.50	61.771
9.00	63.267
9.50	64.065
10.00	67.269
10.50	66.365
11.00	66.269

GRAFICO DA MICROGRAFA UNITARIA DE DURACAO 30-MINUTOS



Gráf. B-1.19

GRAFICO DA CURVA'S SUAVIZADA



Gráf. B-2.4

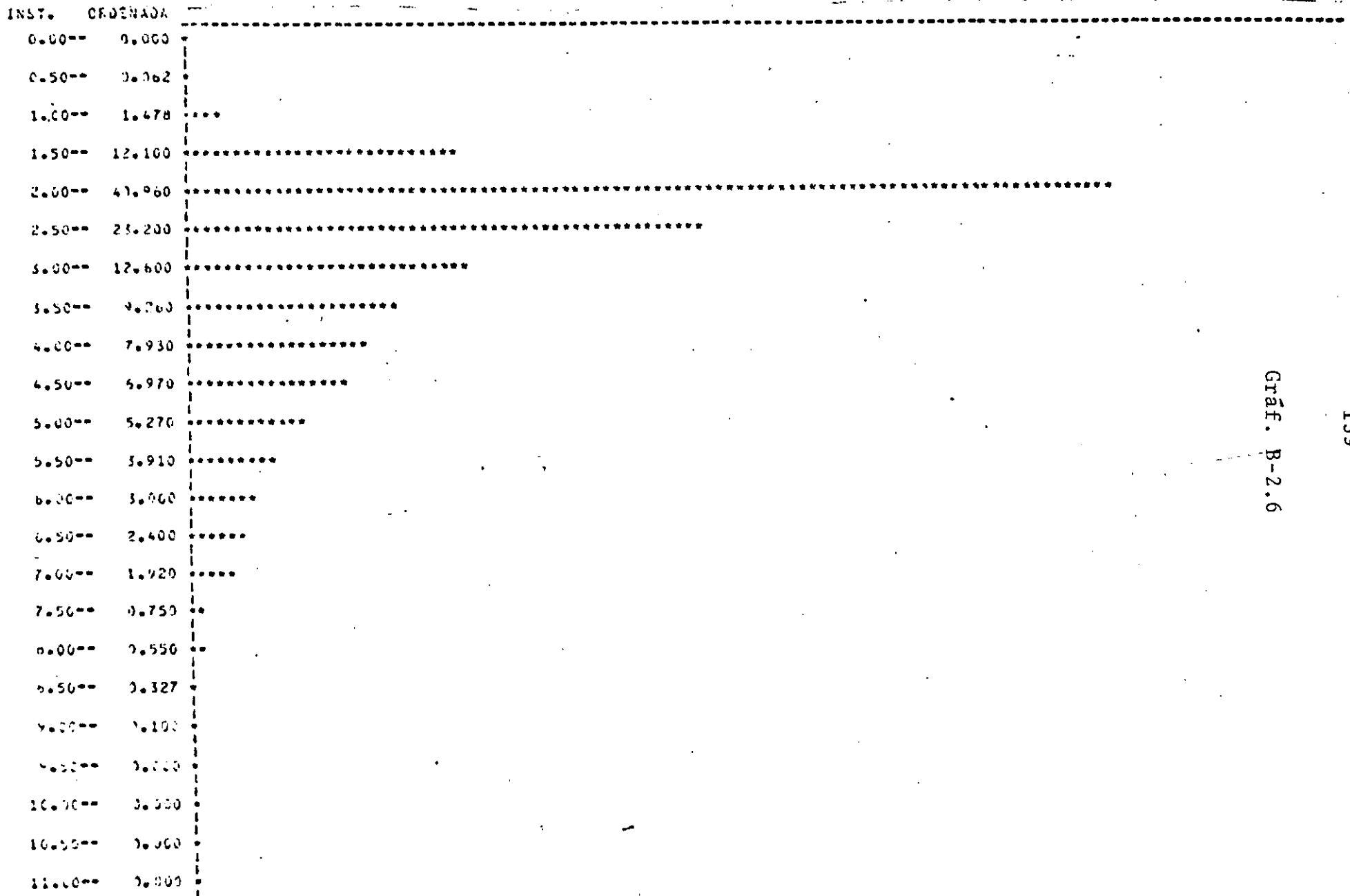
GRAFICO DA HIDROGRAFIA UNITARIA DERIVADA (T= 0.5H.)

INST.	ORDENADA
0.00--	0.000
0.50--	0.062
1.00--	1.473
1.50--	12.100
2.00--	40.960
2.50--	25.200
3.00--	11.200
3.50--	3.400
4.00--	9.800
4.50--	4.480
5.00--	6.720
5.50--	4.620
6.00--	3.400
6.50--	1.800
7.00--	1.600
7.50--	1.000
8.00--	1.100
8.50--	1.400
9.00--	0.600
9.50--	0.020
10.00--	0.000
10.50--	0.020
11.00--	0.000

Gráf. B-2.5

GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA DERIVADA

SJAVIZADA (T= 0.5H.)



Gráf. B-2.6

HIDROGRAFIA UNITARIA RIO DAS PEDRAS DATA = 4-5/10/72	= = =	METODO DE SNYDER POSTO = BARBACEM AREA = 24 KM2
--	-------------	---

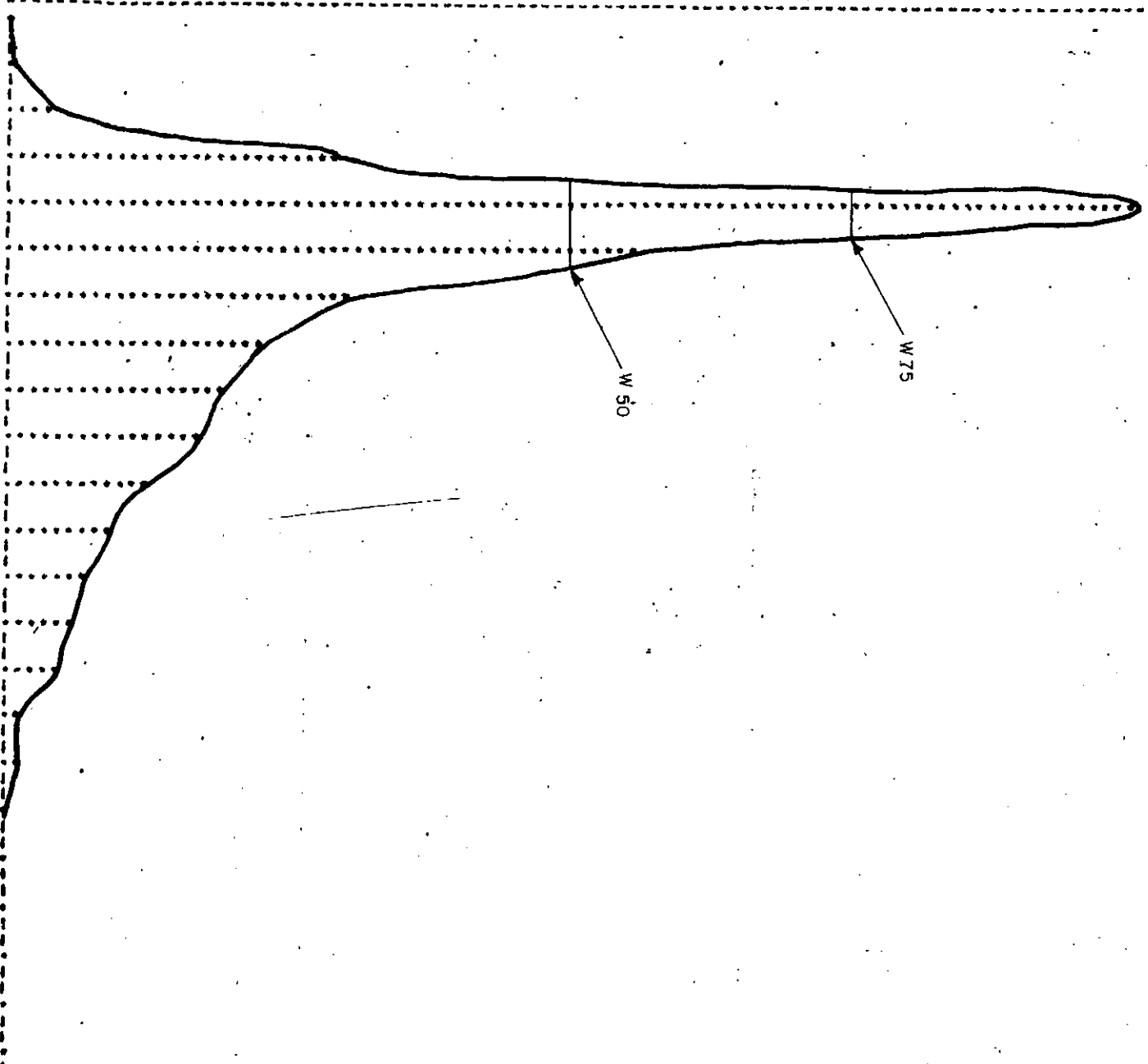
A = 24.00 KM2	L = 4.20 KM.	LA = 2.40 KM.
TP = 1.70 HS.	TPR = 1.75 HS.	T = 3.22 DIAS
QPR = 1.71 M3/S/KM2	ACPR = 40.96 M3/S	

CHEFICIENTES DE SNYDER

CT = 1.13	CP = 0.43
-----------	-----------

INST. CORDENADA

0.00--	9.000
0.50--	9.762
1.00--	1.478
1.50--	12.100
2.00--	47.960
2.50--	25.200
3.00--	12.600
3.50--	9.760
4.00--	7.930
4.50--	6.970
5.00--	5.270
5.50--	5.910
6.00--	5.060
6.50--	2.400
7.00--	1.920
7.50--	0.750
8.00--	0.550
8.50--	0.327
9.00--	1.100
9.50--	0.750
10.00--	0.500
10.50--	0.500
11.00--	0.500



Gráf. B-2.7

HIPOGRAFA UNITARIA = METODO DO SOIL CONSERVATION SERVICE
 RIO DAS PEDRAS = POSTO = BARCELONA
 DATA = 15/07/1972 = AREA = 24 M²

TR = 0.50h. TP = 2.00h. T = 9.50h.
 AL = 4.20KM H = 3.05h. TC = 2.05

PARAMETROS DA HIPOGRAFA UNITARIA TRIANGULAR

ALFA = 0.35 H = 3.22

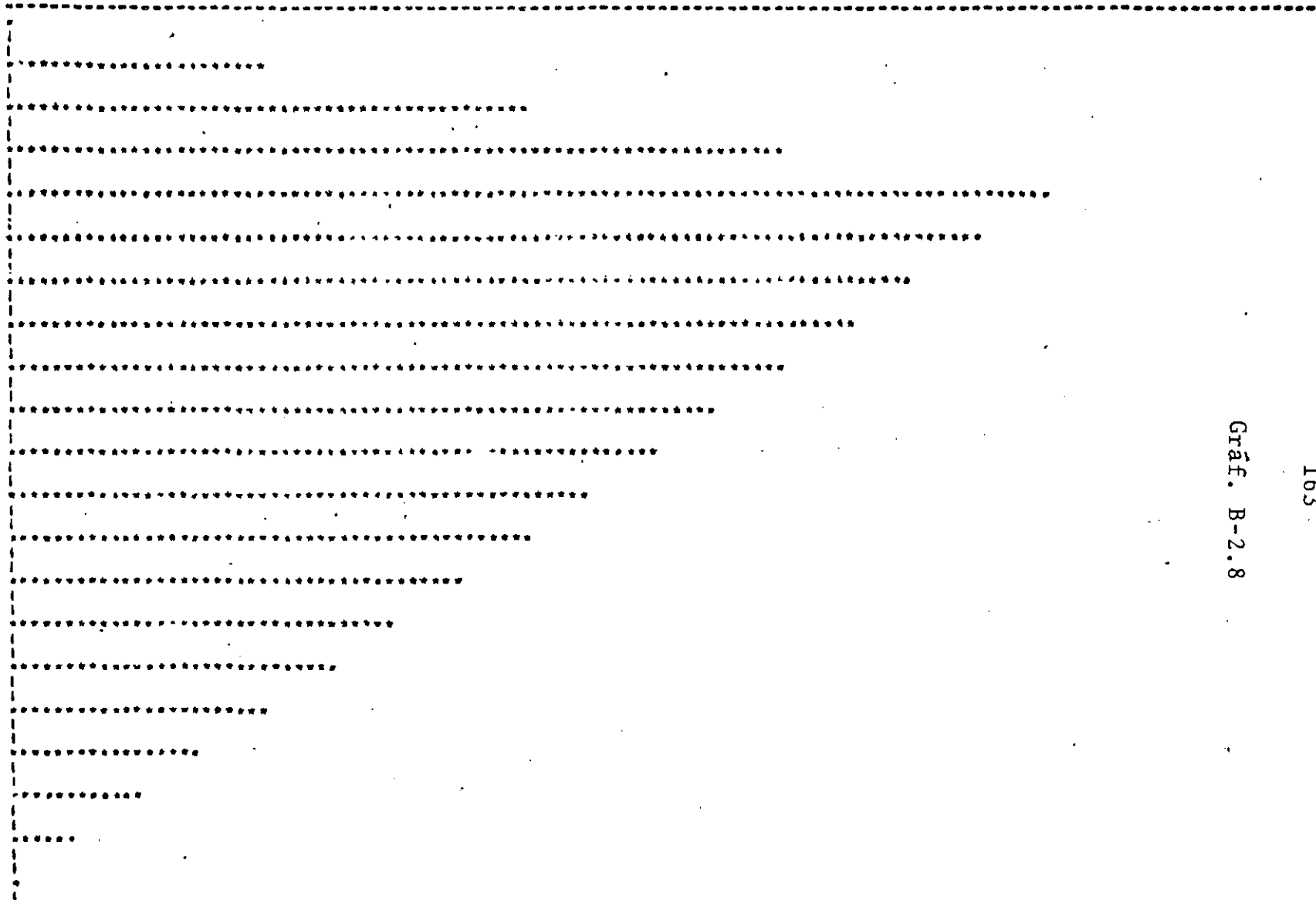
CALCULO DA HIPOGRAFA TRIANGULAR
 (Cálculo de área e perímetro)

INST.	HIPOTENUSA OBSERVADA	DECOMPOSICAO DE BASE	AREA DE CADA TRIANGULO	PERIMETRO DE CADA TRIANGULO	PERIMETRO TOTAL
0.0	1.4	1.4	0.0	0.0	0.0
0.5	1.4	1.4	0.0	0.0	0.0
1.0	1.6	1.4	0.3	1.7	1.7
1.5	3.0	1.4	2.2	2.7	2.7
2.0	10.0	1.4	6.6	7.7	7.7
2.5	10.0	1.4	6.6	7.7	7.7
3.0	3.0	1.4	1.7	2.7	2.7
3.5	3.9	1.5	2.4	3.4	3.4
4.0	4.4	1.6	2.6	3.7	3.7
4.5	3.4	1.6	2.2	3.4	3.4
5.0	3.4	1.7	2.7	3.7	3.7
5.5	3.1	1.8	1.3	3.4	3.4
6.0	1.0	1.9	1.2	3.1	3.1
6.5	2.4	1.9	0.9	2.4	2.4
7.0	2.7	2.0	0.7	1.9	1.9
7.5	2.6	2.0	0.5	1.9	1.9
8.0	2.5	2.1	0.3	1.5	1.5
8.5	2.5	2.1	0.3	1.5	1.5
9.0	2.4	2.1	0.2	1.1	1.1
9.5	2.4	2.1	0.1	0.8	0.8

Tab. B-2.3

INST. GRENADA

0.00-- 0.000
 0.50-- 3.509
 1.00-- 7.018
 1.50-- 10.526
 2.00-- 14.035
 2.50-- 17.543
 3.00-- 21.051
 3.50-- 24.559
 4.00-- 28.067
 4.50-- 31.575
 5.00-- 35.083
 5.50-- 38.591
 6.00-- 42.099
 6.50-- 45.607
 7.00-- 49.115
 7.50-- 52.623
 8.00-- 56.131
 8.50-- 59.639
 9.00-- 63.147
 9.50-- 66.655
 10.00-- 70.163



Tab. B-2.4

MICROGRAFIA PLATINA	MEIOS DE COMMONS
NO. DAS FOLHAS	POSTO = BARRAGEM
DATA = 26-09/9/71	AREA = 13 KM2

COORDENAS DA MICROGRAFIA BASICA ADIMENSIONAL DE COMMONS

TEMPO	DESCARGA
5.	14.00
10.	14.00
15.	50.00
20.	60.00
25.	40.00
30.	20.00
35.	12.00
40.	9.00
45.	7.56
50.	6.92
55.	6.10
60.	5.67
65.	5.04
70.	4.41
75.	3.73
80.	3.15
85.	2.52
90.	1.89
95.	1.26
100.	0.63
105.	0.00

Tab. D-2.5

(RENDIDAS DA MICROGRAFA UNITARIA - (T= 0.5 H.)

INSTR. (H.)	MICROGRAFA UNITARIA (M3/S)
0.30	0.00
0.71	0.16
1.43	10.53
2.14	21.69
2.86	15.80
3.57	7.95
4.29	4.48
5.00	3.31
5.71	2.95
6.43	2.70
7.14	2.54
7.86	2.21
8.57	1.97
9.29	1.72
10.00	1.47
10.71	1.23
11.43	0.98
12.14	0.74
12.86	0.49
13.57	0.25
14.29	0.00

APK= 2.00H.

TU= 0.14H.

B= 14.29H.

V= 24000.00M3

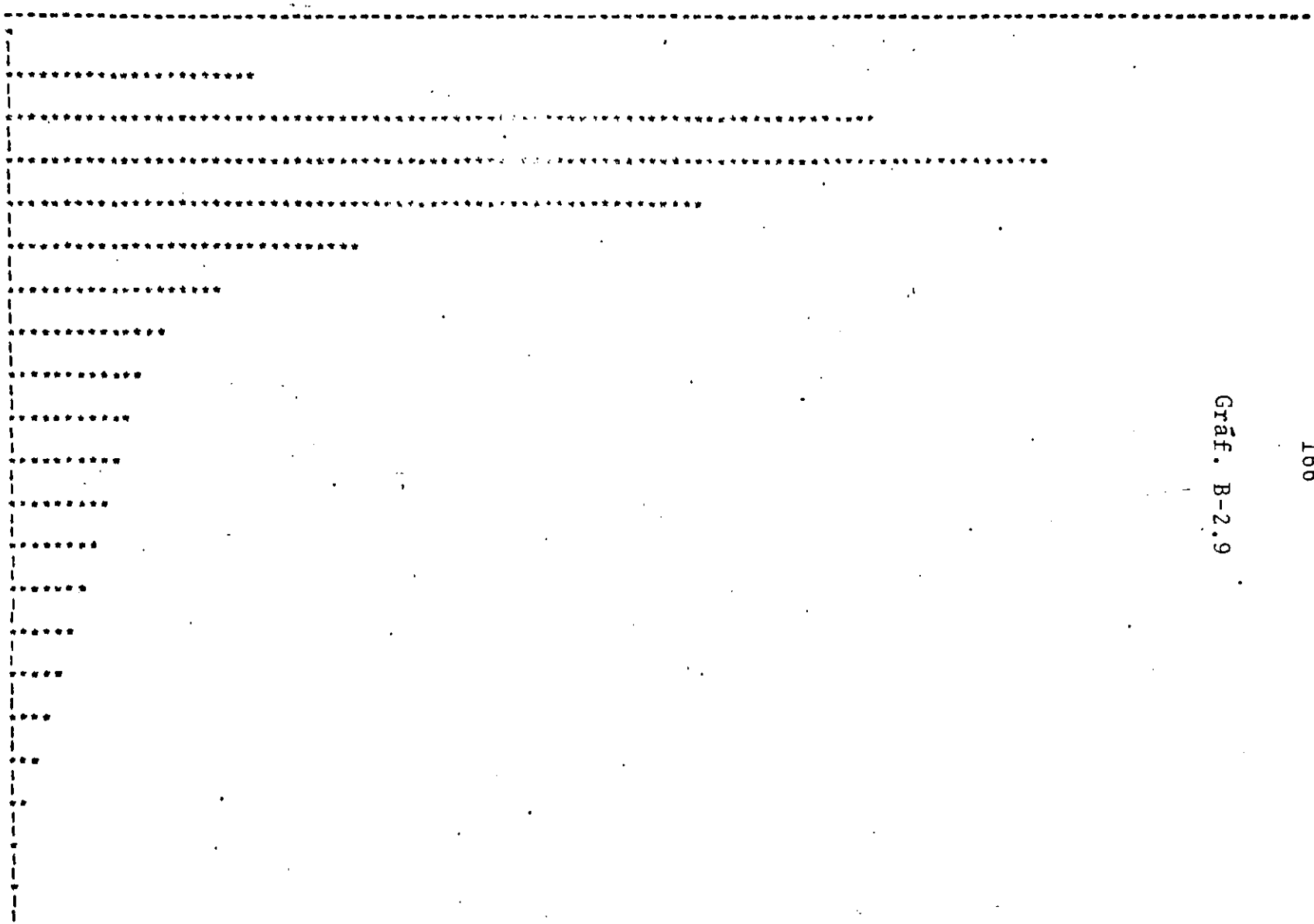
AQ= 0.39M3/S

QP= 23.40M3/S

HIDROGRAFIA ADINENSIONAL DE COMMONS.

INST. GRDENADA

0.00--	3.000
5.00--	14.000
10.00--	50.000
15.00--	60.000
20.00--	47.000
25.00--	27.000
30.00--	12.000
35.00--	9.000
40.00--	7.560
45.00--	6.920
50.00--	6.500
55.00--	5.670
60.00--	5.040
65.00--	4.410
70.00--	3.780
75.00--	3.150
80.00--	2.520
85.00--	1.890
90.00--	1.260
95.00--	0.630
100.00--	0.000



Gráf. B-2.9

MICROGRAFA UNITARIA DE COMMONS- (T= 0.504.)

INST. GFDENADA

0.00--	0.000
0.71--	5.460
1.43--	19.501
2.14--	24.402
2.86--	15.001
3.57--	7.401
4.29--	4.600
5.00--	3.510
5.71--	2.940
6.43--	2.699
7.14--	2.457
7.86--	2.211
8.57--	1.966
9.29--	1.720
10.00--	1.474
10.71--	1.229
11.43--	0.983
12.14--	0.737
12.86--	0.491
13.57--	0.246
14.29--	0.000

Gráf. B-2.10

.....
 * HIDROGRAFIA UNITARIA - METODO DE CLARK
 * RIO DAS PEORAS - POSTO = BARBAGEM
 * DATA = 4-5/10/72 - AREA DE DRENAGEM = 24 KM2

TEMPO (H.)	DIAGRAMA TEMPO-AREA (KM2)	M ² X I (M3/S)	M2 X Q1 (M3/S)	Q2=MUI (M3/S)	4.U. (T=0.5HR.) (M3/S)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	1.24	1.24	0.00	1.21	0.53
0.10	1.18	2.42	1.00	3.12	2.17
0.15	1.43	3.85	2.00	6.44	4.79
0.20	1.37	5.22	3.00	11.05	8.75
0.25	1.14	6.36	4.00	14.35	12.70
0.30	0.84	7.20	5.00	17.04	15.70
0.35	0.60	7.80	6.00	19.05	15.55
0.40	0.40	8.20	7.00	20.59	12.82
0.45	0.30	8.50	8.00	21.83	10.57
0.50	0.20	8.70	9.00	22.83	8.72
0.55	0.15	8.75	10.00	23.50	7.19
0.60	0.10	8.70	11.00	23.92	6.09
0.65	0.08	8.55	12.00	24.08	5.30
0.70	0.06	8.30	13.00	23.98	4.89
0.75	0.05	7.95	14.00	23.60	4.32
0.80	0.04	7.50	15.00	22.94	3.74
0.85	0.03	7.00	16.00	22.04	3.25
0.90	0.02	6.45	17.00	20.88	2.85
0.95	0.02	5.85	18.00	19.48	2.52
1.00	0.01	5.20	19.00	17.84	2.27
1.05	0.01	4.50	20.00	15.98	2.08
1.10	0.01	3.75	21.00	13.98	1.94
1.15	0.01	3.00	22.00	11.84	1.85
1.20	0.01	2.25	23.00	9.58	1.81
1.25	0.01	1.50	24.00	7.24	1.79
1.30	0.01	0.75	25.00	4.84	1.80
1.35	0.01	0.00	26.00	2.40	1.83
1.40	0.00	0.00	27.00	0.00	1.87
1.45	0.00	0.00	28.00	0.00	1.92
1.50	0.00	0.00	29.00	0.00	1.97
1.55	0.00	0.00	30.00	0.00	2.03
1.60	0.00	0.00	31.00	0.00	2.07
1.65	0.00	0.00	32.00	0.00	2.11
1.70	0.00	0.00	33.00	0.00	2.15
1.75	0.00	0.00	34.00	0.00	2.19
1.80	0.00	0.00	35.00	0.00	2.23
1.85	0.00	0.00	36.00	0.00	2.27
1.90	0.00	0.00	37.00	0.00	2.31
1.95	0.00	0.00	38.00	0.00	2.35
2.00	0.00	0.00	39.00	0.00	2.39
2.05	0.00	0.00	40.00	0.00	2.43
2.10	0.00	0.00	41.00	0.00	2.47
2.15	0.00	0.00	42.00	0.00	2.51
2.20	0.00	0.00	43.00	0.00	2.55
2.25	0.00	0.00	44.00	0.00	2.59
2.30	0.00	0.00	45.00	0.00	2.63
2.35	0.00	0.00	46.00	0.00	2.67
2.40	0.00	0.00	47.00	0.00	2.71
2.45	0.00	0.00	48.00	0.00	2.75
2.50	0.00	0.00	49.00	0.00	2.79
2.55	0.00	0.00	50.00	0.00	2.83
2.60	0.00	0.00	51.00	0.00	2.87
2.65	0.00	0.00	52.00	0.00	2.91
2.70	0.00	0.00	53.00	0.00	2.95
2.75	0.00	0.00	54.00	0.00	2.99
2.80	0.00	0.00	55.00	0.00	3.03
2.85	0.00	0.00	56.00	0.00	3.07
2.90	0.00	0.00	57.00	0.00	3.11
2.95	0.00	0.00	58.00	0.00	3.15
3.00	0.00	0.00	59.00	0.00	3.19
3.05	0.00	0.00	60.00	0.00	3.23
3.10	0.00	0.00	61.00	0.00	3.27
3.15	0.00	0.00	62.00	0.00	3.31
3.20	0.00	0.00	63.00	0.00	3.35
3.25	0.00	0.00	64.00	0.00	3.39
3.30	0.00	0.00	65.00	0.00	3.43
3.35	0.00	0.00	66.00	0.00	3.47
3.40	0.00	0.00	67.00	0.00	3.51
3.45	0.00	0.00	68.00	0.00	3.55
3.50	0.00	0.00	69.00	0.00	3.59
3.55	0.00	0.00	70.00	0.00	3.63
3.60	0.00	0.00	71.00	0.00	3.67
3.65	0.00	0.00	72.00	0.00	3.71
3.70	0.00	0.00	73.00	0.00	3.75
3.75	0.00	0.00	74.00	0.00	3.79
3.80	0.00	0.00	75.00	0.00	3.83
3.85	0.00	0.00	76.00	0.00	3.87
3.90	0.00	0.00	77.00	0.00	3.91
3.95	0.00	0.00	78.00	0.00	3.95
4.00	0.00	0.00	79.00	0.00	3.99
4.05	0.00	0.00	80.00	0.00	4.03
4.10	0.00	0.00	81.00	0.00	4.07
4.15	0.00	0.00	82.00	0.00	4.11
4.20	0.00	0.00	83.00	0.00	4.15
4.25	0.00	0.00	84.00	0.00	4.19
4.30	0.00	0.00	85.00	0.00	4.23
4.35	0.00	0.00	86.00	0.00	4.27
4.40	0.00	0.00	87.00	0.00	4.31
4.45	0.00	0.00	88.00	0.00	4.35
4.50	0.00	0.00	89.00	0.00	4.39
4.55	0.00	0.00	90.00	0.00	4.43
4.60	0.00	0.00	91.00	0.00	4.47
4.65	0.00	0.00	92.00	0.00	4.51
4.70	0.00	0.00	93.00	0.00	4.55
4.75	0.00	0.00	94.00	0.00	4.59
4.80	0.00	0.00	95.00	0.00	4.63
4.85	0.00	0.00	96.00	0.00	4.67
4.90	0.00	0.00	97.00	0.00	4.71
4.95	0.00	0.00	98.00	0.00	4.75
5.00	0.00	0.00	99.00	0.00	4.79
5.05	0.00	0.00	100.00	0.00	4.83

Tab. B-2.6

MIDIOGRAFA UNITARIA INSTANTANEA

INST.	ORDENADA
0.00--	0.000
0.50--	1.210
1.00--	3.126
1.50--	6.658
2.00--	11.051
2.50--	16.350
3.00--	17.041
3.50--	16.352
4.00--	11.337
4.50--	9.554
5.00--	7.378
5.50--	6.496
6.00--	5.356
6.50--	4.416
7.00--	3.642
7.50--	3.003
8.00--	2.476
8.50--	2.042
9.00--	1.683
9.50--	1.349
10.00--	1.145
10.50--	0.966
11.00--	0.778
11.50--	0.642
12.00--	0.529
12.50--	0.436
13.00--	0.363
13.50--	0.297
14.00--	0.265
14.50--	0.232
15.00--	0.186
15.50--	0.157

Gráf. B-2.11

HIDROGRAFIA UNITARIA - METROO DE CLACA
 RIO DAS PEDRAS - POSTO BARRAGEM
 DATA=5-5/10/72 - AREA DE DRENAGEM= 24 KM2

HIDROGRAFIA UNITARIA - T= 0.5HR.

INST.	ORDENADA
0.00--	0.000
0.50--	0.605
1.00--	2.167
1.50--	4.791
2.00--	8.754
2.50--	12.701
3.00--	15.676
3.50--	15.567
4.00--	12.319
4.50--	10.570
5.00--	8.714
5.50--	7.147
6.00--	5.926
6.50--	4.856
7.00--	4.029
7.50--	3.322
8.00--	2.739
8.50--	2.259
9.00--	1.862
9.50--	1.515
10.00--	1.265
10.50--	1.064
11.00--	0.861
11.50--	0.713
12.00--	0.585
12.50--	0.485
13.00--	0.398
13.50--	0.326

Gráf. B-2.12

MICROGRAFIA UNITARIA - METODO DE WASH
 DAS PEDRAS - OBJETO = ENTREGEM
 DATA = 4-5/10/72 - AREA DE ENTREGEM = 24 KM2

INST. (MIN.)	PRECIPITACAO EFETIVA (MM/4)	ESCOAMENTO SUPERFICIAL (M3/S)
0	0.00	0.000
30	0.45	0.000
60	0.20	0.010
90	0.00	0.250
120	0.00	2.200
150	0.00	8.500
180	0.00	8.500
210	0.00	6.500
240	0.00	2.500
270	0.00	2.500
300	0.00	2.200
330	0.00	1.700
360	0.00	1.350
390	0.00	1.150
420	0.00	0.950
450	0.00	0.700
480	0.00	0.550
510	0.00	0.450
540	0.00	0.350
570	0.00	0.200
600	0.00	0.100
630	0.00	0.000

Tab. B-2.7

171

MOMENTOS DAS PRECIPITACOES EFETIVAS E ESCOAMENTOS SUPERFICIAIS

MOMENTO DE ORDEM-1 DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL = 3.390

MOMENTO DE ORDEM-2 DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL = 17.711

MOMENTO DE ORDEM-1 DAS PRECIPITACOES EFETIVAS = 0.904

MOMENTO DE ORDEM-2 DAS PRECIPITACOES EFETIVAS = 0.870

PARAMETROS DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA DE NASH

K= 3.876 HORAS

N= 3.397

ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA

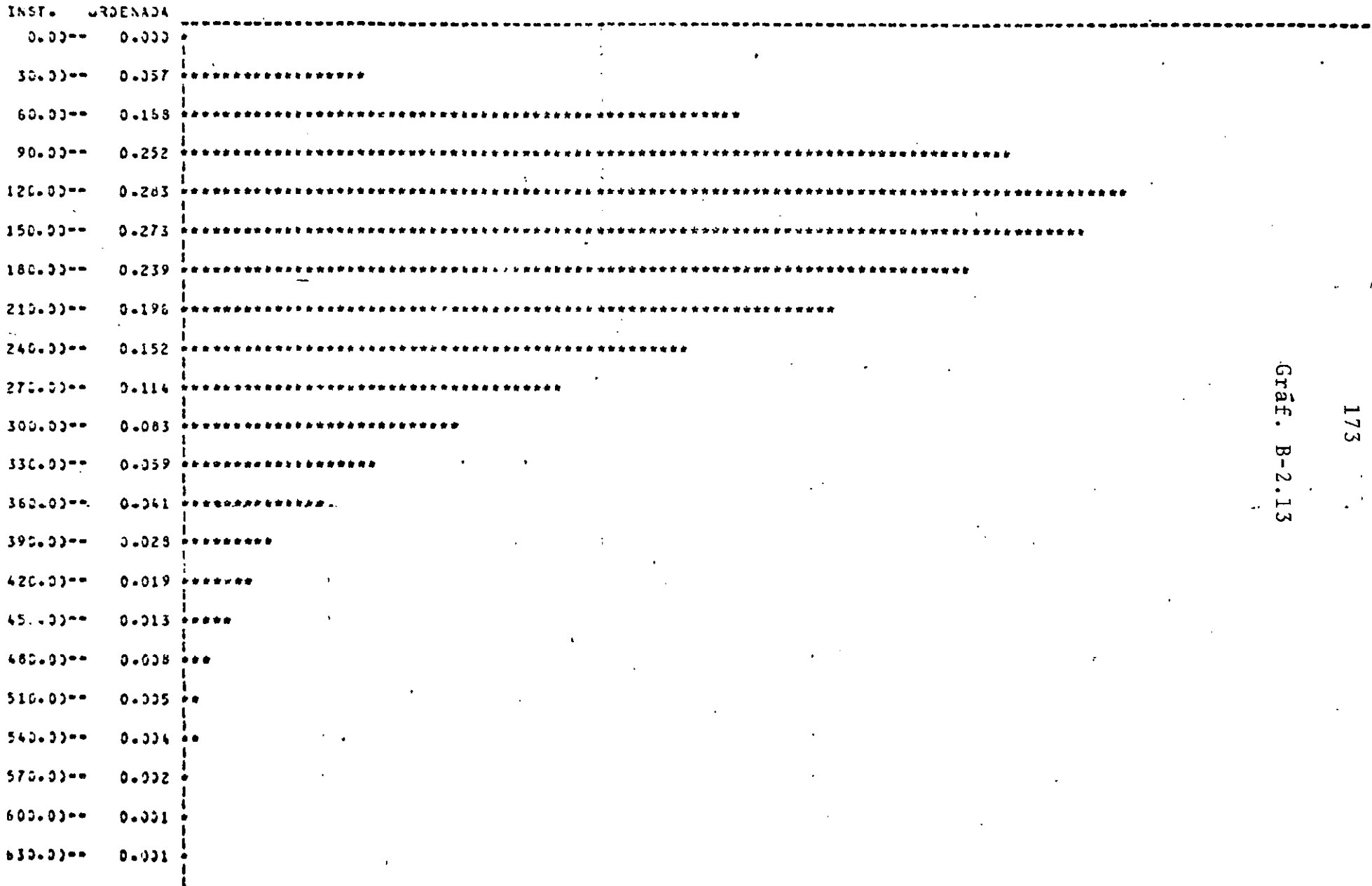
INST. (MIN.)	HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA
0	0.000
30	0.057
60	0.153
90	0.252
120	0.283
150	0.273
180	0.239
210	0.176
240	0.152
270	0.114
300	0.083
330	0.059
360	0.041
390	0.029
420	0.019
450	0.013
480	0.008
510	0.005
540	0.004
570	0.002
600	0.001
630	0.000

ORDENADAS DA HIDROGRAFA UNITARIA DE DURACAO 30. MINUTOS

INST. (MIN.)	HIDROGRAFA UNITARIA (M3/S)
0	0.000
30	1.937
60	1.503
90	1.200
120	1.037
150	1.064
180	1.090
210	1.106
240	1.156
270	1.279
300	1.371
330	1.752
360	3.333
390	2.304
420	1.569
450	1.054
480	0.699
510	0.450
540	0.299
570	0.193
600	0.124
630	0.079

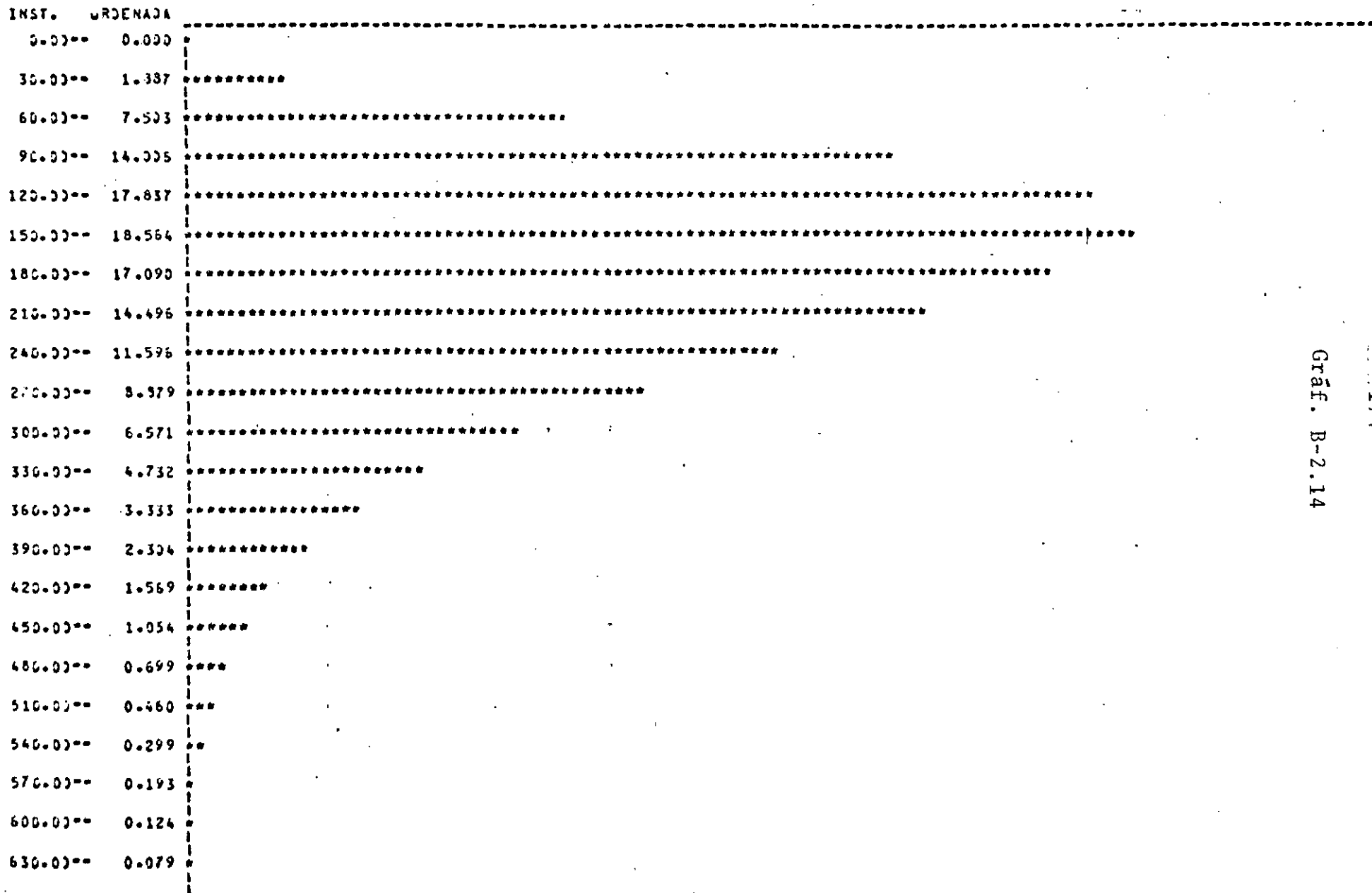
Tab. B-2.8

GRAFICU DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA



Gráf. B-2.13

GRAFICO DA HIDROGRAFIA UNITARIA DE DURACAO 30-MINUTOS



Gráf. B-2.14

```

.....
*  HIDROGRAFIA UNITARIA          =  METODO DE DODGE
*  RIO DAS PEDRAS              =  POSTO= BARRAGEM
*  DATA: 4-5/1972              =  AREA DE DRENAGEM= 24 KM2
*  .....

```

DIAGRAMA
TEMP-AREA

(KM2)

3.42
9.33
10.71

HIDROGRAFIA
UNITARIA

INSTANTANEA
(M3/S)

0.00
12.26
16.47
14.84
11.33
6.16
3.35
1.72
0.84
0.40
0.18
0.05
0.04
0.04
0.00

HIDROGRAFIA
UNITARIA

(T=1.0H.)
(M3/S)

0.00
13.74
15.95
12.21
8.74
4.22
1.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00

Tab. B-2.9

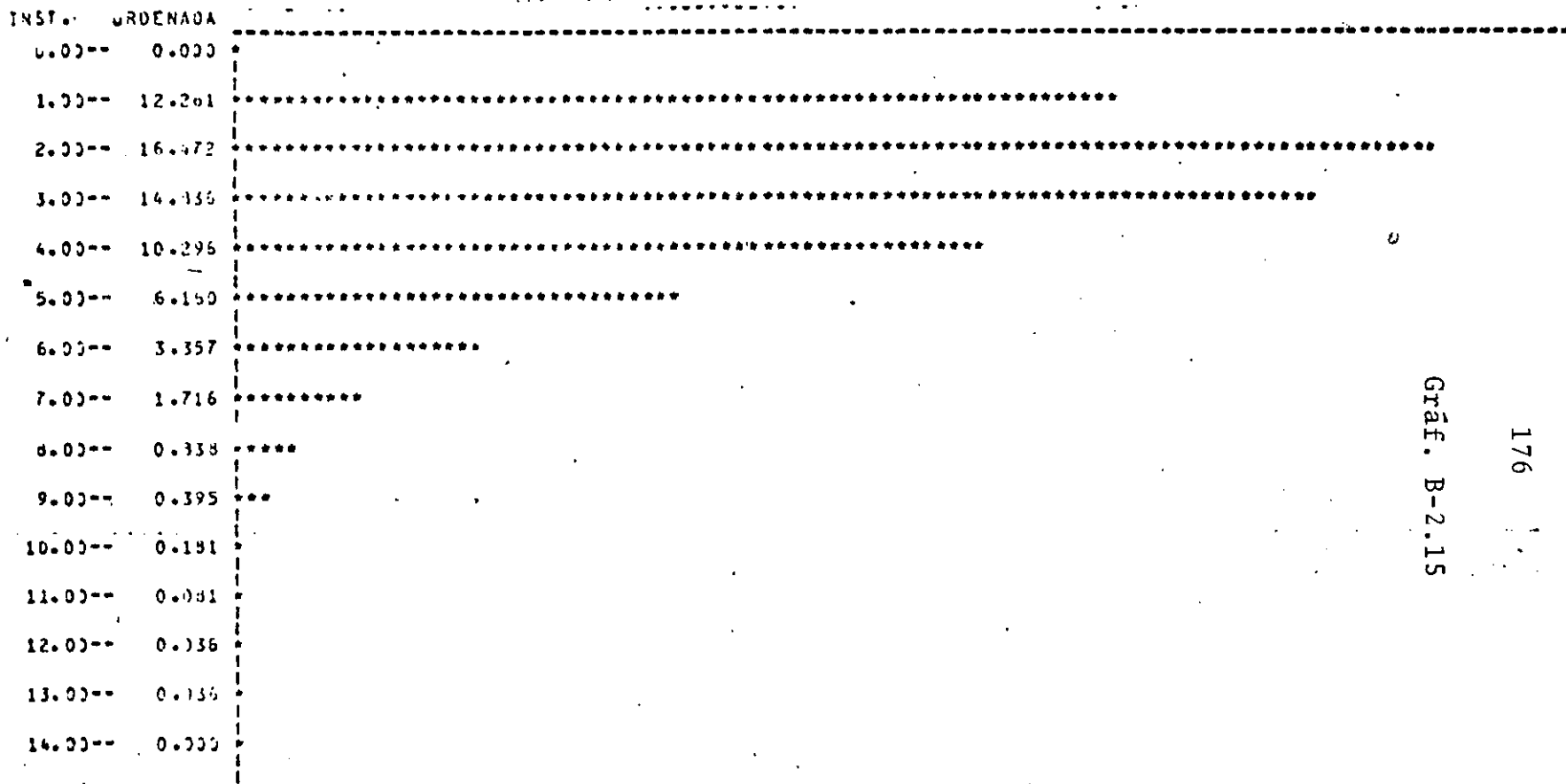
175

PARAMETROS UTILIZADOS

N= 3 K= 1.00 H. TC= 3.00

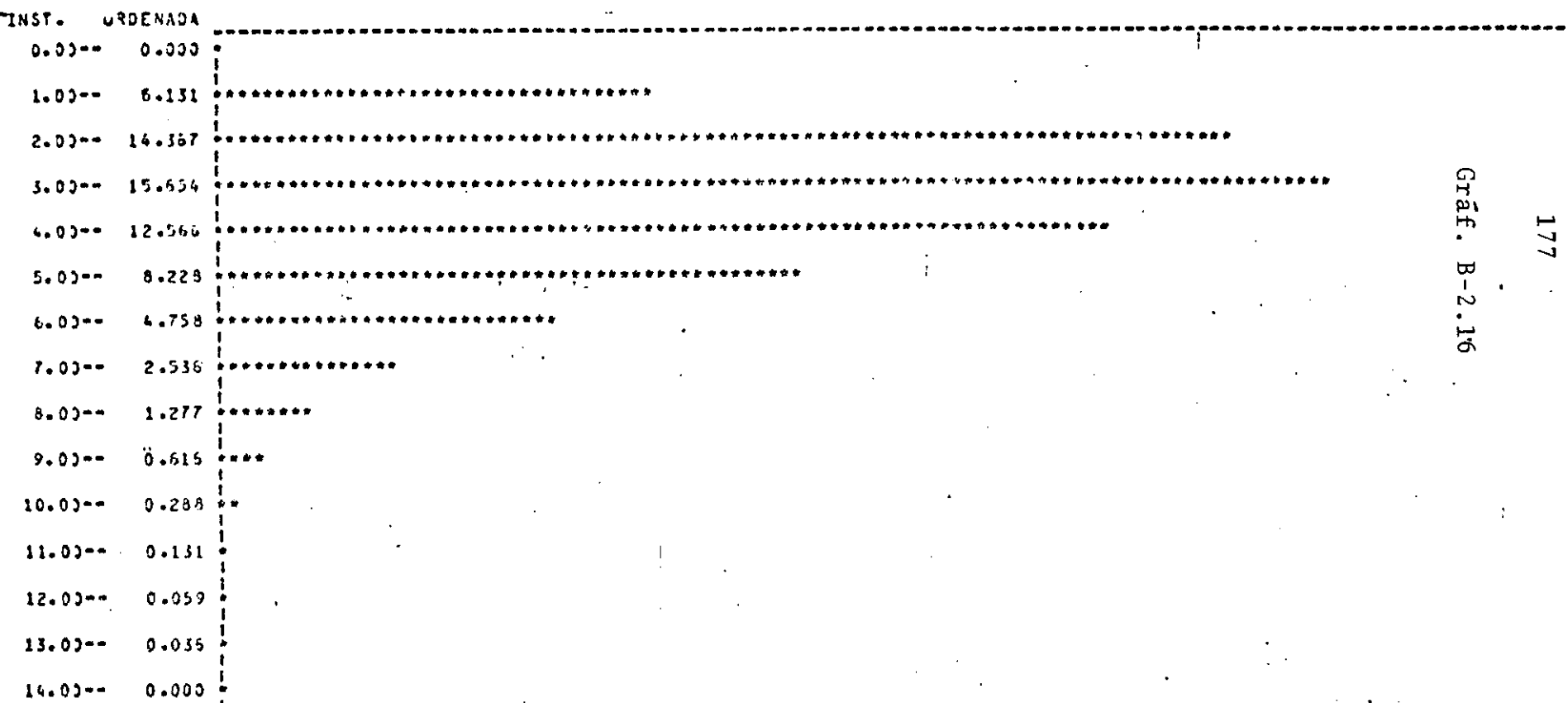
V0= 240000.00 M3

GRAFICO DA HIDROGRAFA UNITARIA INSTANTANEA



Gráf. B-2.15

GRAFICO DA HIDROGRAFIA UNIFARIA DE DURACAO 30 MINUTOS



Gráf. B-2.16

.....
 HIDROGRAFIA UNITARIA = METODO DE DODGE
 RIO DAS PEDRAS = POSTO = HARRAGEM
 DATA = 4-5/1972 = AREA DE DRENAGEM = 24 KM2

DIAGRAMA
 TEMP-AREA
 (KM2)

1-24
 2-24
 3-24
 4-24
 5-24

HIDROGRAFIA
 UNITARIA
 INSTANTANEA
 (M3/S)

0.00
 0.01
 0.02
 0.03
 0.04
 0.05
 0.06
 0.07
 0.08
 0.09
 0.10
 0.11
 0.12
 0.13
 0.14
 0.15
 0.16
 0.17
 0.18
 0.19
 0.20
 0.21
 0.22
 0.23
 0.24
 0.25
 0.26
 0.27
 0.28
 0.29
 0.30
 0.31
 0.32
 0.33
 0.34
 0.35
 0.36
 0.37
 0.38
 0.39
 0.40
 0.41
 0.42
 0.43
 0.44
 0.45
 0.46
 0.47
 0.48
 0.49
 0.50
 0.51
 0.52
 0.53
 0.54
 0.55
 0.56
 0.57
 0.58
 0.59
 0.60
 0.61
 0.62
 0.63
 0.64
 0.65
 0.66
 0.67
 0.68
 0.69
 0.70
 0.71
 0.72
 0.73
 0.74
 0.75
 0.76
 0.77
 0.78
 0.79
 0.80
 0.81
 0.82
 0.83
 0.84
 0.85
 0.86
 0.87
 0.88
 0.89
 0.90
 0.91
 0.92
 0.93
 0.94
 0.95
 0.96
 0.97
 0.98
 0.99
 1.00

HIDROGRAFIA
 UNITARIA
 (T=0.5H.)
 (M3/S)

0.00
 0.01
 0.02
 0.03
 0.04
 0.05
 0.06
 0.07
 0.08
 0.09
 0.10
 0.11
 0.12
 0.13
 0.14
 0.15
 0.16
 0.17
 0.18
 0.19
 0.20
 0.21
 0.22
 0.23
 0.24
 0.25
 0.26
 0.27
 0.28
 0.29
 0.30
 0.31
 0.32
 0.33
 0.34
 0.35
 0.36
 0.37
 0.38
 0.39
 0.40
 0.41
 0.42
 0.43
 0.44
 0.45
 0.46
 0.47
 0.48
 0.49
 0.50
 0.51
 0.52
 0.53
 0.54
 0.55
 0.56
 0.57
 0.58
 0.59
 0.60
 0.61
 0.62
 0.63
 0.64
 0.65
 0.66
 0.67
 0.68
 0.69
 0.70
 0.71
 0.72
 0.73
 0.74
 0.75
 0.76
 0.77
 0.78
 0.79
 0.80
 0.81
 0.82
 0.83
 0.84
 0.85
 0.86
 0.87
 0.88
 0.89
 0.90
 0.91
 0.92
 0.93
 0.94
 0.95
 0.96
 0.97
 0.98
 0.99
 1.00

Tab. B-2.10

PARAMETROS UTILIZADOS

N = 6 K = 0.50 H. TC = 3.00
 VJ = 240000.00 M3

HIDROGRAFIA UNITARIA INSTANTANEA

INST. URDENAGA

0.00--	0.000	.
0.50--	4.014
1.00--	7.195
1.50--	10.209
2.00--	13.182
2.50--	15.397
3.00--	16.531
3.50--	16.272
4.00--	14.531
4.50--	11.779
5.00--	9.753
5.50--	6.037
6.00--	3.910
6.50--	2.402
7.00--	1.511
7.50--	0.793
8.00--	0.437
8.50--	0.233
9.00--	0.121
9.50--	0.061
10.00--	0.031
10.50--	0.015

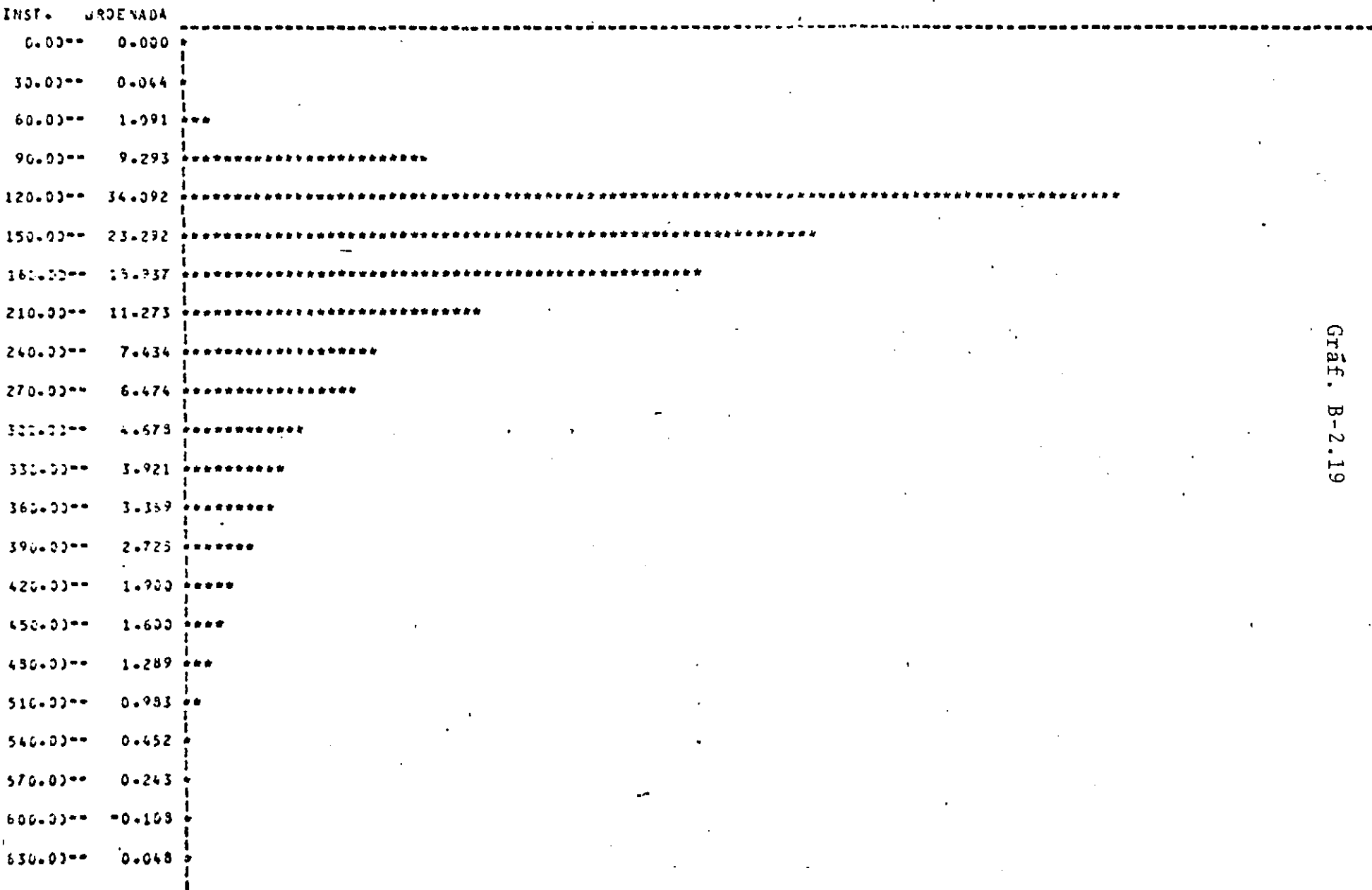
Gráf. B-2.17

INST. URDENADA

0.00--	0.000
0.50--	2.007
1.00--	5.605
1.50--	8.702
2.00--	11.695
2.50--	14.289
3.00--	15.964
3.50--	16.401
4.00--	15.401
4.50--	13.155
5.00--	10.266
5.50--	7.395
6.00--	4.974
6.50--	3.156
7.00--	1.907
7.50--	1.105
8.00--	0.618
8.50--	0.335
9.00--	0.177
9.50--	0.091
10.00--	0.046
10.50--	0.023
11.00--	0.011
11.50--	0.005
12.00--	0.001

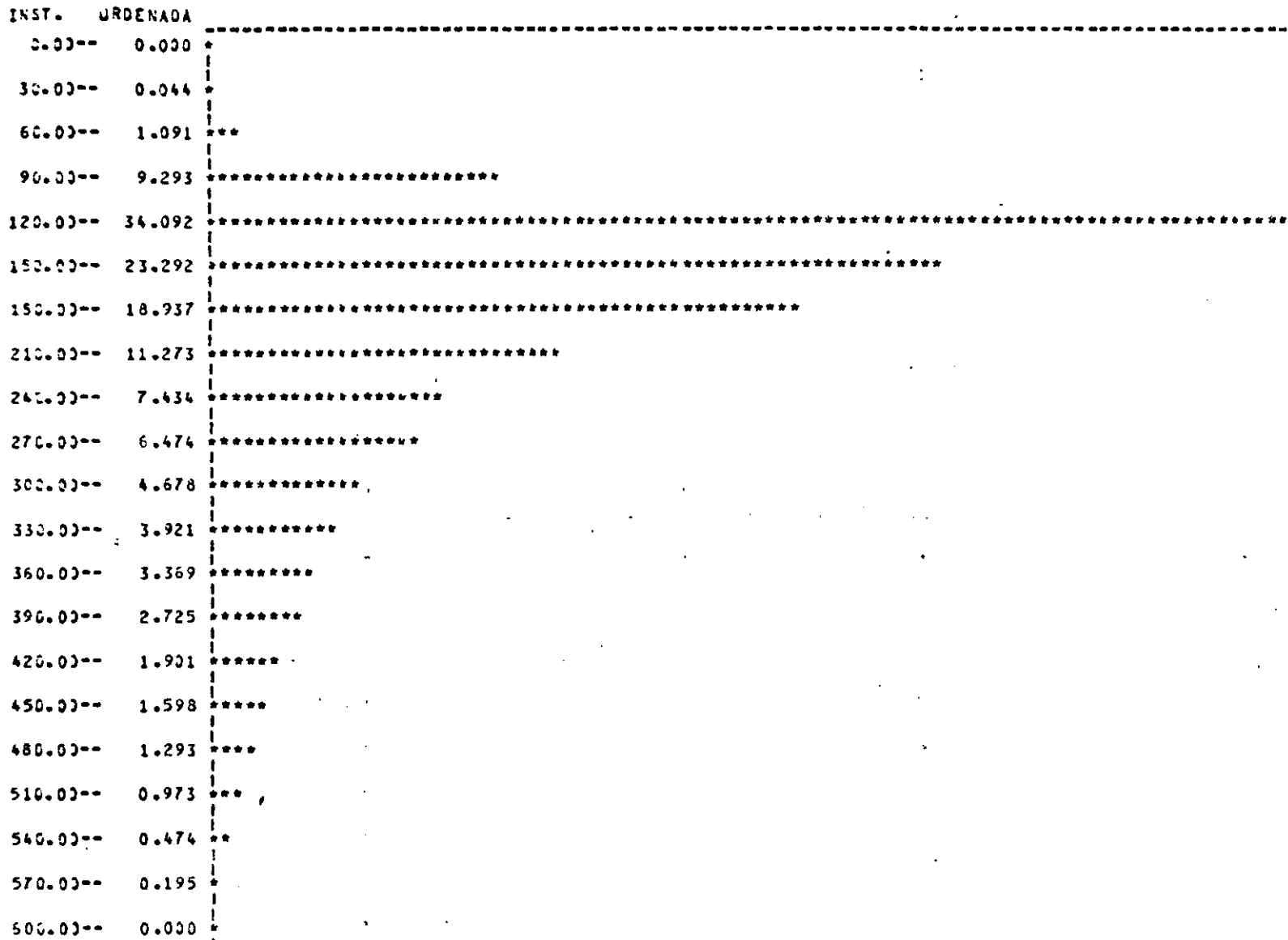
Gráf. B-2.18

GRAFICU DA HIDROGRAFA UNITARIA DE DURACAO DE 60 MINUTOS



Gráf. B-2.19

GRAFICU DA HIDROGRAFA UNITARIA DE DURACAO. MINUTOS



Gráf. B-2.20

Tab. B-2.11

HIDROGRAFIA UNITARIA
 LAS PUEBLOS
 4-5/10/72

METODOS DE SIMONELL (H.U.T.)
 POSTO BARBAGAN
 AREA DE DRENAJEM = 24 KM2

INST. (MIN.)	PRECIPITACION EFECTIVA (CM/H)	ESCOMIENTO SUPERFICIAL (M3/S)
0	0.000	0.0000
30	0.450	0.0000
60	0.200	0.0100
90	0.000	0.2200
120	0.000	2.2000
150	0.000	8.6000
180	0.000	3.6000
210	0.000	6.5000
240	0.000	4.4000
270	0.000	2.3000
300	0.000	0.2000
330	0.000	1.7000
360	0.000	1.3500
390	0.000	1.1500
420	0.000	0.4500
450	0.000	0.7000
480	0.000	0.5000
510	0.000	0.3000
540	0.000	0.3000
570	0.000	0.2000
600	0.000	0.1000
630	0.000	0.0000

GRUVA EFETIVA E ESCOMIENTO SUPERFICIAL REPRODUCCION

INST. (MIN.)	PRECIPITACION (CM/H)	ESCOMIENTO (M3/S)
0	-0.000	-0.000
30	0.450	0.000
60	0.200	0.010
90	0.000	0.250
120	-0.000	2.200
150	0.000	8.600
180	-0.000	3.600
210	0.000	6.500
240	-0.000	4.400
270	0.000	2.300
300	-0.000	2.200
330	0.000	1.700
360	-0.000	1.350
390	0.000	1.150
420	-0.000	0.450
450	0.000	0.700
480	-0.000	0.500
510	0.000	0.300
540	-0.000	0.300
570	0.000	0.200
600	-0.000	0.100
630	0.900	0.000

ORDENAJAS DE HIDROGRAFIA UNITARIA DE PERIODO 30 MINUTOS

INST. (MIN.)	HIDROGRAFIA UNITARIA (M3/S)
30	0.0000
60	0.0443
90	1.0915
120	9.2926
150	31.0931
180	23.2923
210	13.7367
240	11.2725
270	7.4344
300	5.4735
330	4.6714
360	3.9207
390	3.3936
420	2.7250
450	1.7000
480	1.5000
510	1.2319
540	0.7327
570	0.4522
600	0.2434
630	-0.1082
660	0.0480