ANÁLISE DOS PROCESSOS HIDROLÓGICO - HIDRODINÂMICOS NA BACIA DO RIO SÃO FRANCISCO

JOSÉ ALMIR CIRILO

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 DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Paulo Canedo de Magalhães, Ph.D.
(Presidente)

Prof. Rui Carlos Vieira da Silva, D.Sc.

Prof. Jerson Kelman, Ph.D.

Prof. Paulo Cesar Rosman, Ph.D.

Prof. Carlos Eduardo Morelli Tucci, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
JUNHO DE 1991

CIRILO, JOSÉ ALMIR

Análise dos Processos Hidrológico-Hidrodinâmicos na Bacia do Rio São Francisco [Rio de Janeiro] 1991 , VII, 185 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ), D.Sc., Engenharia Civil, 1991)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Propagação de Cheias em Rios e Reservatórios

I. COPPE/UFRJ II. Título (série).

"Riacho do Navio corre pro Pajeú,
O rio Pajeú vai despejar no São Francisco
E o São Francisco vai bater no meio do mar,
O rio São Francisco vai bater no meio do mar..."

RIACHO DO NAVIO, Música de Luiz Gonzaga e Zé Dantas, 1955.

A Claudia, minha esposa,
e a minhas filhas,
Lívia e Cínthia.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Paulo Canedo de Magalhães, pela orientação e apoio ao desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Rui Carlos Vieira da Silva, pela idéia e suporte no uso de imagens de satélite para avaliação da planície inundável e aos pesquisadores do INPE Sérgio Pinto e Madalena Pereira, pelo levantamento e interpretação das imagens.

À CHESF/DOCH, através dos engenheiros Sonali, Alexander, Ana Regina, Gerônimo, Batista e Giovanni, pelas sugestões e fornecimento da maior parte dos dados utilizados neste trabalho. Novamente a Sonali, pela sua colaboração no estudo do reservatório de Itaparica.

À SUDENE, que por meio de suas divisões de hidrometria e informática forneceu todos os dados relativos à bacia do rio Pajeú.

Ao DNAEE, através do chefe do 6º distrito, Dr. Rômulo Galvão, pela presteza no fornecimento de dados.

Ao colega Otto Rotuno, do laboratório de Hidrologia da COPPE/UFRJ, por sua valiosa colaboração no levantamento de dados.

Aos colegas do Grupo de Recursos Hídricos do Depto. de Engenharia Civil da UFPE: Suzana, pela revisão do texto; Tereza, Rolim, Izabel e estagiários Lídio, Mauro, Luís Augusto, Tércio e Socorro pela edição de texto, implantação de dados, processamento gráfico e outros trabalhos de apoio.

À Universidade Federal de Pernambuco, que nos proporcionou as condições necessárias à realização do curso e elaboração da tese.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.).

ANÁLISE DOS PROCESSOS HIDROLÓGICO-HIDRODINÂMICOS NA BACIA DO RIO SÃO FRANCISCO

JOSÉ ALMIR CIRILO

JUNHO, 1991

Orientador: Prof. Paulo Canedo de Magalhães
Programa: Engenharia Civil

Neste trabalho são abordados aspectos hidrológicos de formação do escoamento superficial na bacia do rio São Francisco, particularmente no que se refere à ocorrência de cheias. Trata-se da propagação de enchentes nos trechos médio, submédio e baixo do rio, que em grandes extensões abandona a calha fluvial e se espalha pela planície. São analisados os processos hidrodinâmicos nos reservatórios de Sobradinho e Itaparica.

Diferentes metodologias são aplicadas para simulação e previsão em tempo atual do processo de propagação de cheias, entre modelos hidrológicos e modelos hidrodinâmicos, para as bacias dos principais afluentes, a calha fluvial, a planície de inundação e os reservatórios, comparando-se os resultados obtidos.

Para o desenvolvimento do trabalho foram utilizados registros de precipitação de 312 pluviômetros, série de níveis e vazões de 52 postos fluviométricos, 70 seções topobatimétricas nos lagos e no rio São Francisco, curvas de nível dos reservatórios e imagens do satélite LANDSAT para delimitação da região inundável.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.).

HYDROLOGIC AND HYDRODINAMIC PROCESSES ANALYSIS IN SÃO FRANCISCO RIVER BASIN

JOSÉ ALMIR CIRILO

JUNE, 1991

Thesis Supervisor: Paulo Canedo de Magalhães

Department: Civil Engineering

This work deals with hydrologic aspects of runoff in São Francisco river basin, particularly with formation of floods. Stream flow hydraulic routing analysis is performed whenever inundation of large areas occours. Hydrodinamic processes in Sobradinho and Itaparica reservoirs are studied.

Hydrologic and hydraulic models are used in simulation and real time forecasting of flood propagation processes through the most important tributaries basins, main bed river, flood plains and reservoirs. The results obtained using the different methods are compared.

In the development of this work were processed precipitation data of 312 pluviometers, depth and discharges series measured in 52 gage sections, 70 cross sections of the lakes and of the São Francisco river, level curves of the reservoirs and LANDSAT satellite images to define the inundation areas.

ÍNDICE

I - INTRODUÇÃO.....1
1.1 - Análise Sistêmica de Grandes Bacias Hidrográficas.....1
1.2 - Considerações Gerais sobre o Rio São Francisco e suas cheias.....2
1.3 - Objetivo e Metodologia.....4
1.4 - Conteúdo do Trabalho.....5

II - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA DO RIO SÃO FRANCISCO.....6
2.1 - Caracterização Geográfica da Bacia.....6
2.2 - Caracterização Climatológica.....10
2.3 - Caracterização Potamográfica.....11

III- REVISÃO DA LITERATURA.....15
3.1 - Escoamento em Leito de Inundação e Processos Hidrodinâmicos em Reservatórios.....15
3.2 - Estudos Realizados sobre a Bacia do Rio São Francisco....17
3.3 - Utilização de Sensoriamento Remoto.....19

IV - FLUVIOMETRIA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO SÃO FRANCISCO.....21
4.1 - Breve Comentário Sobre as Enchentes do Rio São Francisco..29

V - SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO NOS PRINCIPAIS AFLUENTES.....32
5.1 - Modelos de Simulação Hidrológica.....33
5.2 - Coleta e Tratamento dos Dados.....37
5.3 - Resultados.....44
5.3.1 - Calibração dos Modelos.....44

VI - APLICAÇÃO DE MODELOS HIDROLÓGICOS À SIMULAÇÃO DE ENCHENTES.....54
6.1 - Propagação na Calha Fluvial.....54
6.2 - Amortecimento no Lago de Sobradinho.....58

VII- DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA CALHA FLUVIAL, DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO E DA REGIÃO DOS LAGOS.....63
7.1 - Caracterização da Calha Fluvial e da Planície de inundação.....63
7.2 - Definição de Geometria dos Lagos.....73

VIII-APLICAÇÃO DO MODELO HIDRODINÂMICO À SIMULAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DE CHEIAS.....80

8.1 - Idealização do Processo.....80
8.2 - Formulação do Modelo.....83
8.2.1 - Considerações sobre as equações do movimento.....83
8.2.2 - Processo de resolução.....85
8.3 - Calibração e Simulações.....87
8.3.1 - Coleta de dados e estimativa dos parâmetros.....87
8.3.2 - Calibração e simulações.....88
8.3.3 - Previsão em tempo atual.....109

IX - SIMULAÇÃO DO AMORTECIMENTO DE CHEIAS NOS RESERVATÓRIOS POR PROCESSOS HIDRODINÂMICOS.....113
9.1 - Formulação do Modelo.....113
9.2 - Calibração e Simulações.....114
9.2.1 - Lago de Sobradinho.....114
9.2.2 - Lago de Itaparica.....126

X - CONCLUSÕES FINAIS.....135

XI - RECOMENDAÇÕES.....138

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....140

APÊNDICE A.....145

APÊNDICE B.....155

I- INTRODUÇÃO

1.1 - ANÁLISE SISTÊMICA DE GRANDES BACIAS HIDROGRÁFICAS

O planejamento dos usos múltiplos dos recursos hídricos de uma região e a interação com a ocupação humana durante a ocorrência de eventos extremos como secas e cheias requer uma análise integrada dos diferentes segmentos que compõem o sistema em estudo. Esse planejamento cresce em dificuldade quando se trata de bacias hidrográficas de grandes dimensões, com sensível variação espacial de características físico-climáticas e de solo, densidade populacional e diferentes interesses quanto ao uso da água.

A análise do comportamento da bacia hidrográfica como um sistema integrado possibilita o planejamento a médio e longo prazo, com a elaboração, por exemplo, de cenários para 5, 10 ou 20 anos, verificando alternativas de intervenção na bacia para o atendimento de necessidades projetadas, ao mesmo tempo em que se pode avaliar os impactos decorrentes da inplantação de novas obras, compatibilizando meio ambiente e desenvolvimento econômico-social. A análise de curto prazo, como previsão em tempo atual da ocorrência de cheias, planejamento da operação de reservatórios nessas circunstâncias, previsão e acompanhamento do processo de inundação ao longo do vale, ganha em precisão e confiabilidade quando é feita de forma a considerar a bacia como um todo.

Os componentes do sistema de que trata esse trabalho foram ajustados para simular os processos hidrológico-hidrodinâmicos na bacia do rio São Francisco em eventos ocorridos ao longo dos últimos cinqüenta anos. As técnicas empregadas e a concepção sistêmica podem no entanto ser aplicadas a qualquer outra bacia.

Embora tenha havido ênfase à simulação e previsão em tempo atual de eventos de cheia, dado o maior nível de dificuldade para se representar esses processos, o sistema proposto é potencialmente aplicável à análise de situações diversas como navegação, dispersão de poluentes e usos consuntivos de abastecimento d'água é irrigação.

1.2 - CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O RIO SÃO FRANCISCO E SUAS CHEIAS

A denominação "rio São Francisco" surgiu como consequência de ter o descobridor português João da Nova chegado à foz do rio a 4 de outubro, dia consagrado a São Francisco de Borja. A literatura registra que diversos grupos indígenas que habitaram a região quando da chegada dos primeiros colonizadores europeus chamavam o rio de "Pará" (o mar) ou ainda "Parapitinga", que literalmente significa "águas brancas".

Cortando parte do planalto central do país e a região Nordeste, estende-se o São Francisco por cerca de 2700 Km. Considerado o 3º rio mais extenso do Brasil, depois do Amazonas e Paraná e o 18º do mundo, é ultrapassado em extensão na Europa apenas pelo Volga.

Chamado figurativamente de "Nilo brasileiro" e "rio da unidade nacional", o São Francisco tem representado um papel fundamental no desenvolvimento do Nordeste. Dos 640 mil Km^2 ocupados pela sua bacia hidrográfica, cerca de 56% estão incluídos no chamado "polígono das secas" nordestino. Suas águas, originárias em aproximadamente 80% dos grandes tributários de Minas Gerais como o rio das Velhas, Paracatu e Urucuia, atravessam grandes extensões de terras semi-áridas da Bahia, Pernambuco, Alagoas e Sergipe trazendo benefícios como a navegação, piscicultura, abastecimento d'água para consumo e para o suprimento da agricultura irrigada, além da geração de energia hidrelétrica. Nesse aspecto, os aproveitamentos implantados no rio contam com uma potência instalada de 6974 Mw, aos quais deverão ser acrescidos 3000 Mw relativos à hidrelétrica de Xingó, ora em construção. Para regularização da descarga do rio foram constituídos grandes reservatórios como Três Marias, Moxotó, Itaparica e principalmente Sobradinho, considerado o maior lago artificial da América Latina. Esse lago é responsável pelo fornecimento de uma vazão regularizada a nível plurianual de 2060 m^3/s aos sistemas de geração de energia hidrelétrica situados a jusante.

Um traço característico do comportamento do rio São Francisco diz respeito à formação das enchentes que atingem o vale periodicamente. Para que se tenha idéia da amplitude desses eventos, observe-se que, enquanto a vazão mínima registrada em Morpará, município a pouco mais de 160 Km de Sobradinho, foi de 507 m^3/s em 26/10/1954 e a média de longo período (1945/83) nessa seção foi 2525 m^3/s, nos períodos de cheia, iniciados geralmente entre

novembro e janeiro, são frequentes as vazões da ordem de 10.000 m^3/s, em cheias de médio porte, até excepcionalmente a vazão de 17933 m^3/s ali registrada em 26 de fevereiro de 1979. Nessas ocasiões, o rio abandona o leito natural e suas águas se espalham por uma planície de inundação de até 20 Km de largura, na maior parte do trecho não controlado compreendido entre os reservatórios de Três Marias e Sobradinho, numa extensão aproximada de 1065 Km.

A ocorrência de cheias no vale do São Francisco dá-se entre os meses de novembro e abril, período correspondente à estação chuvosa na região mais alta da bacia. Como esse período corresponde ao período seco na costa, ocorre assim que o nível das águas no baixo curso, mais próximo à foz, costuma baixar na estação chuvosa e elevar-se durante a estação seca.

Assim, em Passagem Grande, perto do mar, o São Francisco usualmente começa a mostrar mudança de cor por efeito de cheia rio acima, ou "tornar-se barrento", como dizem os habitantes locais, em fins de setembro ou início de outubro. Em junho, mês de chuva local e, portanto, da estação conhecida aí por "inverno", o rio, usualmente, apresenta-se com níveis baixos.

Especialmente ao longo do trecho intermediário do rio, as barrancas são baixas e o terreno circunjacente é plano em grandes extensões. Assim, o rio, quando da cheia, muitas vezes ultrapassa suas barrancas e se espalha pela planície. Nessas ocasiões os habitantes que vivem ao longo das barrancas, às vezes, refugiam-se nas elevações da circunvizinhança e, até que as águas baixem, só podem chegar a suas casas por meio de canoas e outras pequenas embarcações.

WELLS, em 1875, citado por PIERSON (1972), quando visitou Guaicuí, vila situada na foz do tributário Rio das Velhas a uns 28 quilômetros abaixo de Pirapora, notou que as "terras planas junto às barrancas estão sujeitas a serem cobertas por uma camada de água de um metro e meio a três metros de profundidade nas grandes cheias", e menciona uma cheia em 1865 na qual o rio, em um ponto onde ordinariamente corre a dez metros abaixo de suas barrancas, atingiu um metro e oitenta centímetros acima.

Os efeitos danosos da ocorrência de cheias no São Francisco são por demais conhecidos, de forma equivalente aos danos provocados por esse tipo de evento em qualquer lugar: perdas de vidas humanas, danos a núcleos urbanos, estradas e pontes, destruição de lavoura, morte de animais e uma série de

outros transtornos. Não obstante, para uma pequena parcela da população as cheias trazem benefícios que levam muitos autores a chamar o rio de "Nilo brasileiro", não só porque ele corre por vastas áreas semi-áridas ou quase desérticas e as supre de água, como também por causa de sua enchente periódica e o consequente enriquecimento com lodo de consideráveis extensões ao longo de suas margens.

A cheia mais recente (1989/90) trouxe como benefício adicional o enchimento dos lagos de Sobradinho e Itaparica, depois de um período de estiagem considerável, afastando a possibilidade mais imediata de racionamento de energia elétrica no Nordeste.

1.3 - OBJETIVO E METODOLOGIA

O presente trabalho tem como objetivo principal a análise dos processos de formação do escoamento superficial e a propagação de cheias em toda a extensão da bacia do rio São Francisco compreendida entre Três Marias e a foz. O trabalho é desenvolvido através de uma série de estudos hidrológicos na bacia e a simulação dos processos hidrodinâmicos na calha fluvial e nos lagos de Sobradinho e Itaparica. Para tanto, foram desenvolvidos e ajustados modelos matemáticos que permitem o acompanhamento do processo de formação das cheias a partir da precipitação nas bacias dos principais afluentes e o processo de propagação ao longo do curso do rio e dos reservatórios, tanto a nível de simulação quanto a nível de previsão em tempo atual, em uma extensão de 2.083 Km de Três Marias a Propriá, próximo à foz.

Para o desenvovimento do trabalho, foram obtidos e processados registros históricos de 312 postos fluviométricos; séries de níveis e vazões em 41 postos fluviométricos no São Francisco e lagos de Sobradinho e Itaparica, além de 11 estações nos principais afluentes; 4 postos evaporimétricos; 70 seções topobatimétricas nos lagos e no rio São Francisco; imagens do satélite LANDSAT, representativas da superfície da água no rio e no leito de inundação em diferentes eventos de cheia; curvas de níveis decorrentes de levantamentos aerofotogramétricos e numerosas informações complementares.

1.4 - CONTEÚDO DO TRABALHO

No intuito de identificar o sistema constituído pela bacia do rio São Francisco, descreve-se no capítulo (II) as condições climáticas e as características dos afluentes.

O capítulo (III) desse texto contém uma breve descrição de estudos relevantes sobre os processos de formação, propagação e previsão de cheias na bacia do São Francisco, relatando trabalhos sobre os processos hidrodinâmicos de escoamento em leito de inundação e em grandes reservatórios. A utilização de imagens de satélite por diferentes autores para estudos de bacias hidrográficas e reservatórios é também abordada.

No capítulo (IV) apresenta-se a fluviometria da região, bem como um breve comentário sobre as cheias do São Francisco.

O propósito do capítulo (V) é apresentar simulações, realizadas com o auxílio de modelos determinísticos, do escoamento nas bacias hidrográficas responsáveis pela ocorrência de cheias no São Francisco. A partir desses resultados, compõe-se a vazão desse rio por um período de cinco anos consecutivos, nos quais aconteceram três grandes enchentes.

No capítulo (VI) procura-se simular a propagação de cheias no vale do São Francisco e o amortecimento no lago de Sobradinho com o auxílio de métodos simplificados.

A seguir, no capítulo (VII), descreve-se os procedimentos utilizados para definição da planície inundável e da região dos lagos.

Essa caracterização é utilizada nos capítulos (VIII) e (IX), que tratam da formulação e emprego, no rio e reservatórios, de modelos hidrodinâmicos não-lineares, discretizados por diferenças finitas, para a simulação de todas as cheias significativas acontecidas nos últimos 50 anos. No capítulo (IX) trata-se ainda de algumas metodologias para previsão de vazões em tempo atual.

No capítulo (X) são discutidos os resultados obtidos e estabelecidas as conclusões finais. Por fim, apresenta-se no capítulo (XI) as recomendações para trabalhos posteriores.

II - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA DO RIO SÃO FRANCISCO

Para o leitor interessado em uma detalhada caracterização da bacia hidrográfica do rio São Francisco, apresenta-se três itens, cobrindo a geografia, a climatologia e a potamografia da região.

2.1 - CARACTERIZAÇÃO GEOGRÁFICA DA BACIA

O rio São Francisco tem sua origem no alto do chapadão da Zagaia, na Serra da Canastra, parte sul de Minas Gerais, a aproximadamente 380 quilômetros da costa atlântica na altura do Rio de Janeiro. A 1280 metros acima do nível do mar, águas claras caem aí formando várias cascatas. Destas, a maior, conhecida por Casca d'Anta, precipita suas águas de uma altura de mais de 180 metros em uma bacia semicircular de rocha, aí se juntando às de numerosas outras cascatas e correndo em seguida, entre seixos rolados e densas florestas, para formar as cabeceiras do São Francisco.

De sua nascente na serra da Canastra até à foz, o rio São Francisco tem cerca de 2700 quilômetros de extensão. Inicialmente corre para este e nordeste por uns cem quilômetros e então volta-se para o norte antes de receber o primeiro tributário de vulto, o Pará. Continua então numa direção geral norte, conforme se pode observar na fig.(II.1), correndo mais ou menos paralelamente à costa brasileira, afastado dela 600 quilômetros para o interior, numa extensão de aproximadamente 1400 quilômetros. A seguir, inclina-se um pouco para o nordeste logo depois de chegar a Barra, na Bahia, e mais decididamente na mesma direção um pouco depois de atingir Remanso, hoje inundada pelo lago de Sobradinho, alcançando em Cabrobó, Pernambuco, seu ponto mais ao norte. Corre então numa direção geral este ou sudeste por cerca de 550 quilômetros até o oceano Atlântico. Tomando como referência, então, a posição normal de um mapa, o rio sobe por uns dois terços de seu curso, depois volta-se gradualmente para a direita e então cai da extremidade este do planalto central brasileiro e daí segue para o mar.

Um dos aspectos mais característicos do São Francisco é a ligeira variação em altitude em grande parte de seu curso. Logo abaixo da cachoeira Casca d'Anta, continua a descer visivelmente durante cerca de 1000 quilômetros

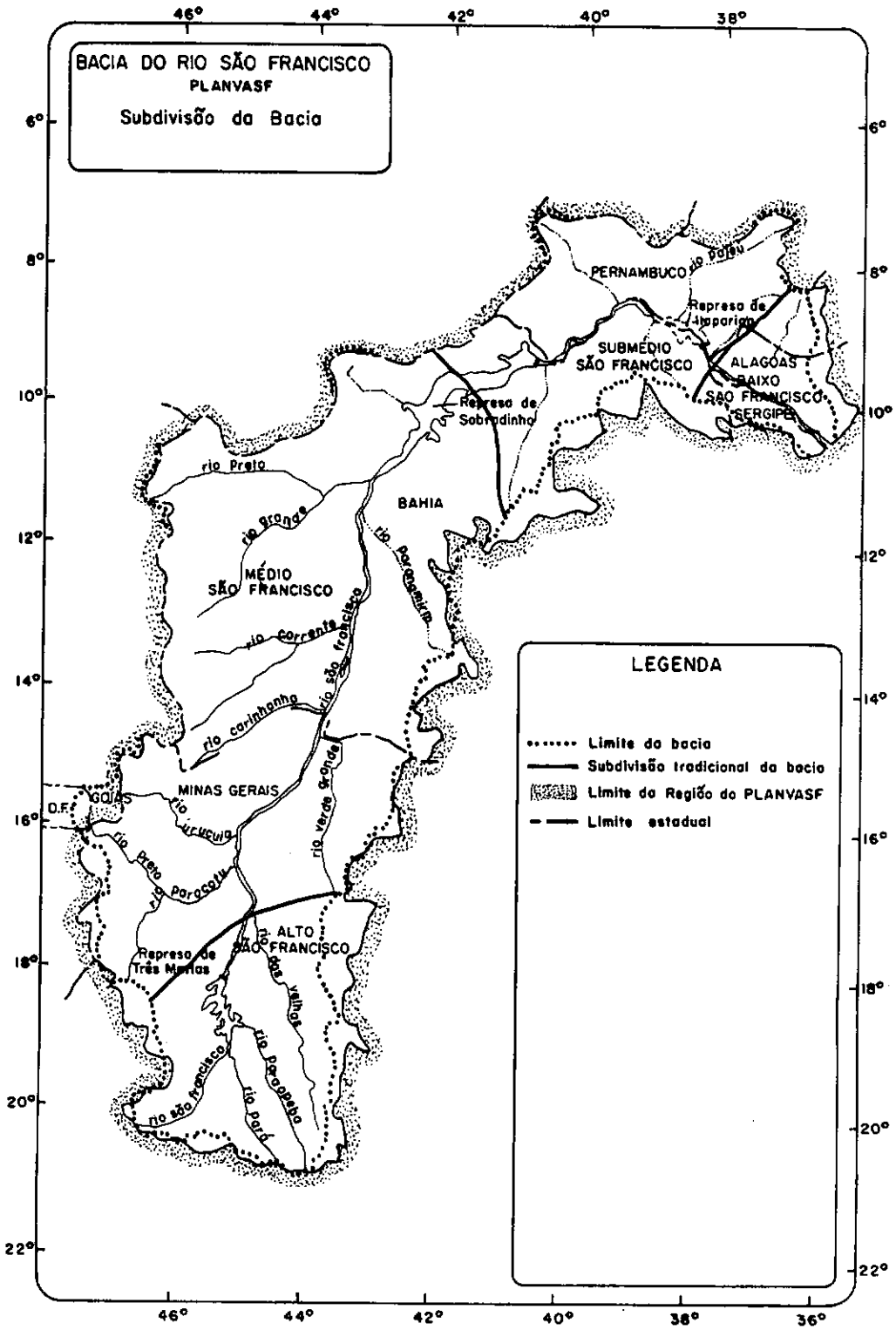


FIG. (II.1) - BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO SÃO FRANCISCO

até logo abaixo das corredeiras de Pirapora. Aí, entretanto, o leito original se aplaina, com inclinação pouco perceptível, de modo que o rio corre suavemente por cerca de 1300 quilômetros, até Santa Maria da Boa Vista, em Pernambuco, descendo apenas 90 metros em toda essa distância, equivalente a uma declividade média de 7 cm/Km. Dessa cidade até à região em que se situa a barragem de Itaparica, ao longo de 300 Km, a declividade média sobe a 23 cm/Km. Daí a Piranhas, local onde se encontra em construção a usina hidrelétrica de Xingó, em um trecho de aproximadamente 100 Km, a declividade sobe a mais de 1,5 metro por Km, o que explica o número de hidrelétricas instaladas no trecho (Paulo Afonso I, II, III, IV e Apolônio Sales). De Piranhas à foz, a 210 Km, entre os estados de Alagoas e Sergipe, o leito do rio torna-se quase nivelado, caindo apenas 5 centímetros por quilômetro.

A superfície sobre a qual corre o São Francisco é um planalto ou platô, mas a bacia do São Francisco não é uma região homogênea, apesar da influência unificadora do rio. Existem, na bacia, contrastes na geologia, no relevo, no clima, na vegetação, nos minerais e também nas atividades econômicas e nas condições de vida da população.

A bacia hidrográfica possui uma superfície total de 640 mil Km^2 (7,5 % do território nacional), abrangendo parcialmente os estados de Minas Gerais, Bahia, Pernambuco, Sergipe, Alagoas, Goiás e parte do Distrito Federal.

Em função do curso do rio, a bacia é subdividida tradicionalmente em quatro regiões principais: o alto, o médio, o submédio e o baixo São Francisco, conforme indicado na fig.(II.1).A região do alto São Francisco estende-se das cabeceiras do rio até Pirapora, logo a jusante do reservatório de Três Marias. O leito do rio é geralmente raso, em muitos lugares bastante rochoso e com largura quase sempre inferior a 300 metros. Os tributários desse trecho que vêm da Serra da Canastra ou do espinhaço na extremidade oriental do vale, inclusive o caudaloso rio das Velhas, correm através de zonas de rocha calcárea, onde com frequência se encontram grutas e sumidouros.

O médio São Francisco, por sua vez, corta o trecho da bacia compreendido entre Pirapora e Remanso, na Bahia, em local hoje inundado pelo lago de Sobradinho.

Logo além da confluência com o rio das Velhas, o São Francisco alarga-se apreciavelmente por certa distância,atingindo aí sua maior largura no Estado

de Minas , largura que perde mais além e só readquire ao atingir as vizinhanças de Paratinga, no Estado da Bahia, a cerca de 670 quilômetros abaixo. Neste trecho médio, a maior parte do curso do rio fica entre barrancas baixas, em uma planície inundável de 15 a 20 quilômetros de largura. O relevo aí caracteriza-se por uma baixada aluvial inundável, cortada por um rio largo e comparativamente raso, cujo leito é divagante devido à pequena variação de nível, especialmente entre Pirapora e Sobradinho, e devido à posição horizontal das duras camadas de macigno, o que torna difícil a abertura de um leito profundo. Correndo por esta planície, apenas com um ligeiro declive na direção norte, o rio segue um curso um tanto irregular, deslocando-se daqui para ali de tempos em tempos, especialmente com as enchentes anuais, removendo barrancas arenosas, abrindo caminho em novos lugares e deixando atrás de si uma rede de leitos abandonados, ilhas, bancos de areia e lagoas.

A largura do rio no trecho médio apresenta-se bastante variável. Nas proximidades da foz do rio Carinhanha, perto do limite dos Estados de Minas Gerais e Bahia, essa largura nas margens é cerca de 800 metros, chegando a 1800 metros na junção com o rio Grande em Barra, 420 Km mais ao norte.

O submédio São Francisco compreende áreas da Bahia e Pernambuco situadas entre os municípios de Remanso e Paulo Afonso. O rio varia constantemente de largura, sendo geralmente estreito, devido ao maior declive observado no seu curso. Em Ibó, Pernambuco, próximo ao lago de Itaparica, o rio se estreita, chegando a apenas 300 metros de distância entre as margens, alargando-se a seguir. É do curso submédio que se obtém a maior parte da energia hidrelétrica suprida ao Nordeste do Brasil, através das usinas de Sobradinho, Itaparica, Apolônio Sales, Paulo Afonso I, II, III , IV e futuramente Xingó, que se encontra em construção nas proximidades de Piranhas, no final do "canyon" que se inicia em Paulo Afonso, escavado no que era originariamente uma planície de rocha cristalina.

O baixo São Francisco inicia-se em Piranhas, logo abaixo do "canyon", com um leito estreito e raso, recortado por pedras que se elevam acima da superfície das águas. Cerca de 40 Km abaixo, na região de Pão de Açúcar, cidade de Alagoas, o rio convive com uma cadeia de pequenos morros que inspiram o nome da cidade. Das cercanias de Traipu, 60 Km a jusante, até perto de Propriá, em um trecho de aproximadamente 35 Km, a região apresenta topografia mais acidentada que no restante do baixo curso do rio, onde a largura quase sempre varia entre 1 e 2 Km.

Daí em diante, o rio corta uma planície ondulada pelo tempo, escoando em leitos de arenito com ilhas formadas por sedimentação. Na foz, a cerca de 74 Km de Propriá ao longo do rio, o terreno é arenoso e alagadiço, com formação de extensas dunas que se movem pela ação do rio e das marés.

2.2-CARACTERIZAÇÃO CLIMATOLÓGICA

O alto São Francisco caracteriza-se por um clima tropical com chuvas periódicas no verão e inverno seco. As precipitações médias anuais variam entre 1000 e 1500 mm, situando-se a temperatura média em torno de 23°C. No médio São Francisco o clima é seco de estepe, com chuvas de verão, variando a precipitação média anual entre 600 e 1400 mm, com temperatura média anual de 24°C. Já na na região do submédio, cujo clima também é seco de estepe, as chuvas são bem mais irregulares, compreendidas entre 350 e 800 mm médios anuais à temperatura média de 26,5°C. No baixo São Francisco, por sua vez, o clima é tropical chuvoso, com chuvas de verão, modificando-se na foz para seco de estepe, com chuvas de inverno características da costa do atlântico nessa altitude. A média anual das precipitações situa-se entre 800 e 1300 mm e das temperaturas, em torno de 25°C.

A umidade relativa do ar decresce progressivamente do mar para o interior. Na foz do São Francisco a média varia entre 75 e 80%, oscilando em torno de 75% em Propriá e entre 65 e 70% na região da antiga Petrolândia, hoje área inundada pelo lago de Itaparica. Mais a montante do rio, em plena caatinga, 2800 horas anuais de insolação mantém a umidade relativa do ar numa faixa inferior a 50%. A evaporação potencial em toda a bacia é relativamente alta, apresentando na estação de Petrolina (PE) o maior valor médio anual: 2080 mm.

Secas e cheias atingem periodicamente as diferentes regiões da bacia. Em função das características climáticas, as cheias normalmente têm sua formação na parte alta da bacia, com raras exceções. As secas, por sua vez, flagelam periodicamente as regiões do médio, submédio e parte do baixo São Francisco. Grandes secas foram registradas nos anos de 1874, 1890, 1899/1900, 1930/32, 1952/54, 1958, 1971 e 1977, mesmo nos grandes afluentes do curso alto do rio.

No século em curso, enchentes excepcionais ocorreram nos anos de 1919, 1926, 1949 e 1979. Outras de menor vulto aconteceram em 1935, 1942/43, 1943/44, 1945/46, 1951/52, 1956/57, 1960, 1962/63, 1980, 1982, 1983, 1985 e 1989/1990.

Um estudo detalhado da ocorrência dessas enchentes é o objetivo dos capítulos posteriores.

2.3- CARACTERIZAÇÃO POTAMOGRÁFICA

Entre os tributários do São Francisco, na ordem de seu aparecimento na margem esquerda , estão o Indaiá e o Abaeté no trecho alto do vale, acima de Pirapora; o Paracatu, Urucuia, Pardo, Pandeiros, Carinhanha, Corrente e Grande-Preto, no trecho médio, entre Pirapora e Juazeiro; o Pontal, entre Juazeiro e Curaçá, o Garça, logo abaixo de Coripós, o Brígida, logo acima de Cabrobó, o Pajeú, no lago de Itaparica e finalmente o rio Moxotó, que marca a linha divisória entre os Estados de Pernambuco e Alagoas e tem sua foz no lago do mesmo nome, formado pelo represamento do São Francisco para regularização semanal da vazão a ser turbinada pelas usinas de Apolônio Sales e Paulo Afonso. Ainda pela margem esquerda, chegam ao São Francisco o rio das Cabaças, abaixo de Piranhas, o Ipanema e o Traipu,acima da cidade de Traipu, o Boassica ,perto de Penedo e o Piauí, perto de Piaçabuçu – todos na parte baixa do vale. Todos os rios citados cuja foz ocorre a partir de Juazeiro são intermitentes.

Entre os da margem direita, descendo o rio, estão o Pará e o Paraopeba, acima de Pirapora; o rio das Velhas, Jequitaí, Verde Grande, Paramirim, Jacaré e Salitre, entre Pirapora e Juazeiro e o riacho do Poço Comprido, Curaça, Vargem e Macuru, no curso submédio, todos intermitentes. Não há tributários de vulto na margem direita do baixo São Francisco.

Desses vários tributários, os sete principais são, na ordem de seu aparecimento, o Paraopeba, o rio das Velhas, o Paracatu, o Urucuia, o Verde-Grande, o Carinhanha, o Corrente e o Grande, dos quais todos – exceto o rio das Velhas e o Verde-Grande – vêm da esquerda após drenarem as encostas orientais do espinhaço que separa Minas Gerais e Bahia do estado de Goiás.

Mais ou menos a meia distância da sua nascente, na serra da Canastra, até

Pirapora, o São Francisco recebe a este o tributário Paraopeba. Bastante largo em grande parte do seu curso, corre em um vale fundo, entre morros cobertos de capim, que às vezes se precipitam em declives diretamente nas suas margens.

A 28 quilômetros abaixo da cidade de Pirapora, ou a 1066 quilômetros de sua nascente, o São Francisco é alcançado pelo seu primeiro tributário de importância, à direita: é o rio das Velhas, que drena a encosta norte do chamado Platô de Minas. Os limites orientais do vale do rio das Velhas são definidos pela serra do Espinhaço e os ocidentais, por uma longa cadeia de elevações que separa sua vertente da do alto São Francisco propriamente dito. Mais tortuoso do que o São Francisco, sua declividade fica com valor médio estimado em 0,39 m/Km, em comparação com 0,49 m/Km para o alto São Francisco.

Abaixo da confluência do rio das Velhas, os tributários mais importantes vêm da esquerda. Incluem-se entre esses rios o Paracatu, o Urucuia, o Carinhanha, o Corrente e o Grande, todos perenes, ao passo que, na margem direita, os únicos rios perenes são o Verde-Grande e o Salitre. Estes dois, entretanto, não podem ser comparados em extensão e deflúvio aos tributários da esquerda.

O Paracatu entra no São Francisco a mais ou menos 105 quilômetros abaixo do rio das Velhas e estima-se a contribuição desse rio como sendo de aproximadamente um terço da vazão do São Francisco logo a montante.

O Urucuia, que é um dos maiores tributários do São Francisco, alcança-o a mais ou menos 58 quilômetros abaixo da confluência do Paracatu. Suas águas claras e profundas, tal a rapidez com que fluem, conservam-se claras no leito do São Francisco no ponto de confluência, onde, em tempo de enchente, vão desgastar a barranca oposta.

O Verde-Grande, que, depois do rio das Velhas, é o principal tributário na margem direita durante todo o curso do São Francisco, drena a encosta norte dos Montes Claros na Serra do Espinhaço e une-se ao São Francisco a cerca de 250 quilômetros abaixo da confluência do Urucuia. Correndo na direção norte mais ou menos paralelamente e a distância considerável do São Francisco antes de chegar ao ponto de confluência, recebe o Verde-Pequeno, que vem acompanhando o limite entre os estados de Minas e Bahia, a este do São Francisco, após drenar as encostas ocidentais da Serra das Almas.

O Carinhanha deriva suas águas do Espigão Mestre, no limite de Goiás e separa os estados de Bahia e Minas a oeste do São Francisco, unindo-se a ele 33 quilômetros abaixo da confluência do Verde-Grande.

O Corrente, que alcança o São Francisco a 155 quilômetros abaixo do Carinhanha e 628 quilômetros a jusante de Pirapora, é assim chamado por causa de sua rápida correnteza. Drena as encostas orientais de parte do espinhaço no limite de Goiás.

O rio Grande chega ao São Francisco pela esquerda, a cerca de 295 quilômetros abaixo do Corrente e 897 quilômetros abaixo do Rio das Velhas. Este tributário drena as encostas orientais de outra parte do planalto no limite de Goiás, dando origem à maior sub-bacia do São Francisco, com uma área de 76000 km^2.

Abaixo da confluência do rio Grande, o São Francisco, começando a tomar direção este, torna-se pobre em tributários, os quais, com exceção do Salitre, desaparecem todos na estiagem ou durante os anos de seca forte. Os que se unem ao São Francisco abaixo de Juazeiro vêm principalmente da esquerda, embora, como aqueles poucos da direita, tendam a correr apenas na estação chuvosa.

Outros tributários, porém menos extensos do que os acima referidos, são os rios Samburá, da Perdição, o Marmejada, o São Vicente, o Sucuriú, o Borrachudo e o Gameleiras, que chegam pela esquerda, nessa ordem, no curso alto do São Francisco; o Jatobá, o rio das Pedras, o Acari, o Calindá, o riacho dos Cavalos, o Pichaim, o rio das Canoas, o Boa Esperança, o Soares e um segundo Jatobá, que chegam pela esquerda, nessa ordem, no curso médio do São Francisco; o Canabrava, o Pacuí, o Paracatu de Seis Dedos (Gameleira), o Guaribas, o Rãs, o Santo Onofre e ainda outro Verde, que vêm pela direita, nessa ordem, no curso médio; finalmente,surgem o Pontal, à esquerda, o Salgado, à direita e o Xingó, à esquerda, nessa ordem, no trecho submédio. Há numerosos outros rios menores, muito dos quais, no trecho médio e abaixo, são intermitentes.

Há que se considerar, no entanto, que alguns desses rios temporários podem provocar grandes e repentinas enchentes, como aconteceu em 1985, quando os afluentes entre a barragem de Sobradinho e o local onde se construía a hidrelétrica de Itaparica, depois de provocarem grandes inundações ao longo de

seu curso, descarregaram no São Francisco uma grande vazão não controlada, por pouco não comprometendo as obras, particularmente pelo fato de que a seção do rio estava parcialmente bloqueada por uma ensecadeira. O rio Pajeú, por exemplo, que passa a maior parte do ano seco, afluiu ao São Francisco com uma vazão superior a 1700 m^3/s.

A participação dos principais afluentes no processo de formação de enchentes é analisada no capítulo (IV).

III- REVISÃO DA LITERATURA

Este capítulo trata de revisão de estudos existentes na literatura sobre os principais temas abordados ao longo do presente trabalho, quais sejam:

- Escoamento em leito de inundação
- Simulação dos processos hidrodinâmicos em reservatórios
- Estudos realizados sobre a bacia do rio São Francisco: previsão de cheias, operação de reservatórios, influência de afluentes, etc.
- Utilização de sensoriamento remoto para obtenção de informações pertinentes aos processos hidrodinâmicos em rios e lagos.

3.1 - ESCOAMENTO EM LEITO DE INUNDAÇÃO E PROCESSOS HIDRODINÂMICOS EM RESERVATÓRIOS

A modelação matemática do escoamento em leito de inundação teve desenvolvimento acentuado ao longo das décadas de 70 e 80, não obtante a existência de trabalhos relevantes no final dos anos 60. Um dos artigos pioneiros sobre o assunto foi apresentado por PREISMANN e LORGERÉ (1967), em que discutem aspectos diversos do escoamento em planície de inundação: consideração do movimento uni ou bidimensional, comparação da importância dos diferentes termos que compõem a equação da quantidade de movimento. No mesmo ano, MOUGIN e DUJARDIN apresentaram trabalho em que tratam da utilização de modelo hidrodinâmico em diferenças finitas, discretizado por esquema implícito e aplicado a um trecho de 400 Km de extensão sujeito a extravasamento do rio Guadalquivir, na Espanha, com o objetivo de analisar a proteção contra as cheias para a cidade de Sevilha.

BALTZER e LAI (1968) utilizaram o método das características e esquema implícito de diferenças finitas para discretizar as equações de Saint-Venant, com aplicações a rios da Flórida, Califórnia, Connecticut e Philadelphia, admitindo que a planície de inundação se comporta como reservatório onde são insignificantes os efeitos dinâmicos.

DRONKERS (1969) discute a utilização de modelos considerando o escoamento em uma ou duas direções e estabelece critérios para a escolha, particularmente

em caso de trechos de rio sujeitos à influência de maré. GARRISON, GRANJU e PRICE (1969) descrevem a utilização de modelo unidimensional, considerando efeito dinâmico apenas na extensão da calha fluvial, com aplicações ao rio Tenessee e reservatórios sob à jurisdição do Tenessee Valley Authority. A discretização das equações de Saint-Venant foi feita com esquema de diferenças finitas de Stoker, sendo o modelo aplicado a diversos propósitos relacionados ao planejamento da operação do sistema e expansão do aproveitamento dos recursos hídricos do vale. Estudo semelhante foi apresentado por KANPHUIS (1970), em que o autor descreve utilização de esquemas explícitos e implícitos para modelação unidimensional do escoamento em trecho de 560 Km do rio Saint Lawrence, Canadá, entre Montreal e a foz, incluindo lago e estuário.

AMEIN e FANG (1970), em trabalho no qual propõem a discretização das equações diferenciais de Saint-Venant em equações algébricas não-lineares e sua resolução pelo método iterativo de Newton-Raphson, discorrem sobre a utilização do valor do coeficiente de Manning variando na seção transversal em função do nível d'água. Análise parecida havia sido feita no trabalho de BALTZER e LAI, já citado, onde os autores estabelecem relação entre esse parâmetro de atrito e o número de Reynolds. Trabalho semelhante foi apresentado por KOUWEN e UNNY (1973), que relacionaram o coeficiente de Manning com o produto velocidade média-raio hidráulico da seção.

CUNGE (1971) discorreu sobre quatro metodologias distintas para considerar os efeitos da região inundável no escoamento fluvial. MILLER e CUNGE (1975) descreveram com detalhes as aplicações a partir das equações de Saint-Venant para escoamento unidimensional em rios e reservatórios, realizadas por diversos autores já citados nesse texto. Ainda CUNGE (1975), trata do escoamento bidimensional em áreas inundáveis, considerando a região inundada como uma série de reservatórios interligados. Tal modelo foi aplicado ao delta do rio Mekong, no Cambodja e aos rios Senegal e Mono, na África.

AMEIN e CHU (1975) aplicaram modelo para escoamento unidimensional com discretizações em esquema de diferenças finitas implícito ao lago Kentucty e ao reservatório Wheeler, no Tenessee. TINGSANCHALI e ACKERMANN (1976) apresentaram modificações para as equações do movimento unidimensional de modo a levar em consideração os efeitos dinâmicos tanto no leito principal como na planície de inundação, testando a formulação proposta para um rio das Filipinas.

BHOWMIK e DEMISSIE (1982) estudaram o comportamento da planície de inundação: se há escoamento significativo ou se a região inundada funciona apenas como reservatório de acumulação. Por meio de coleta de dados de vazão medida em rios de Illinois, Minnesota e Mississippi, durante cheias de diferentes amplitudes, deduziram que, para esses rios, o percentual da vazão que escoa na planície inundada em relação à vazão total varia de 8 a 80%, dependendo da geometria da calha fluvial e da planície e crescendo com a amplitude da cheia.

Em trabalho apresentado por VREUGDENHIL e WIJBENGA (1982), compara-se os resultados decorrentes da aplicação do modelo matemático do escoamento bidimensional com os resultantes de análise experimental para o rio Maas, na Holanda. IWASA e INOUE (1984) tratam da aplicação das equações do movimento em duas direções, discretizadas em diferenças finitas por um esquema "leap-frog" em dois níveis. As aplicações foram feitas a trechos curtos de rios do Japão. PRINOS, TOWSEND e TAVOULARIS (1985) realizaram estudo teórico-experimental sobre a tranferência de quantidade de movimento da seção de escoamento principal para a planície de inundação. PASCHE e ROUVÉ (1985) analisaram o efeito de rugosidade na planície de inundação sobre o escoamento, particularmente devido a regiões não-submersíveis. MARTINS (1986) aplicou modelo hidrodinâmico simplificado a um trecho do rio Uruguai sujeito a inundações, em uma extensão de 90 Km.

3.2 - ESTUDOS REALIZADOS SOBRE A BACIA DO RIO SÃO FRANCISCO

O reconhecimento dos recursos hídricos no vale do São Francisco já despertava interesse na época do segundo império. O primeiro estudo nesse sentido foi concluído em 1854 pelo engenheiro civil HENRIQUE GUILHERME FERNANDO HALFELD sob encomenda do imperador Dom Pedro II, onde o explorador descreveu as características do rio desde as cachoeiras de Pirapora até à foz.

Existem hoje diversos estudos hidrológicos realizados para planos diretores e projetos de aproveitamentos hídricos no vale. Algumas publicações técnicas relevantes sobre os processos hidráulico-hidrológicos na bacia do rio São Francisco a partir de 1980 são descritas a seguir.

PEIXOTO e COSTA (1981) estudaram os efeitos das enchentes do São Francisco sobre as cidades de Pirapora, Januária e São Francisco, devido à elevação de nível no lençol freático. TUCCI (1986) aplicou um modelo simplificado desenvolvido por EIGER (1983) em análise da previsão de vazões em tempo real para um trecho do rio São Francisco entre São Romão e Manga, em Minas Gerais. CIRILO e CANEDO DE MAGALHÃES (1987) apresentaram resultados preliminares do estudo de propagação de cheias no curso médio do São Francisco utilizando modelo hidrodinâmico e considerando a inundação da planície. DIB e DANTAS (1987) analisaram a alocação de volumes de espera no reservatório de Três Marias para minimizar os efeitos de inundação em Pirapora, tendo como principal problema a estimativa da vazão incremental no trecho. LOPES e VIEIRA (1987) trataram da operação integrada dos reservatórios de Três Marias e Sobradinho visando o controle de cheias, ressaltando o fato de que esse controle se restringe somente até Pirapora, para o caso de Três Marias, e ao baixo curso do rio, controlado por Sobradinho, ficando os cursos médio e submédio sujeitos à inundações periódicas do rio.

CARVALHO (1987) estudou o transporte de sedimentos e assoreamento dos reservatórios em toda a bacia do São Francisco. Relatório da CHESF/DOCH (1988), com síntese apresentada por ACIOLI e FIGUEIREDO DE SÁ (1989) descreve a metodologia ora utilizada pela empresa para o cálculo da vazão afluente ao lago de Sobradinho, que consiste na utilização de modelo hidrológico de propagação de descargas e planilhas de controle do balanço hídrico do reservatório. Um outro documento apresentado pela CHESF/DOCH (1988) apresenta os procedimentos utilizados para previsão de vazões em tempo atual aos reservatórios de Sobradinho e Itaparica a nível diário. Esses procedimentos consistem na utilização dos modelos hidrológicos Muskingum e SSARR para propagação de vazões entre trechos consecutivos do São Francisco desde São Romão até às proximidades do reservatório de Sobradinho e da barragem de Sobradinho até à entrada do lago de Itaparica. O modelo IPH II tem sido utilizado para estimativa da vazão incremental no trecho Sobradinho-Itaparica.

3.3 - UTILIZAÇÃO DE SENSORIAMENTO REMOTO

O primeiro satélite lançado com o objetivo específico de coletar dados da superfície terrestre relacionados com recursos naturais foi o ERTS (Earth Resources Technology Satellite) posteriormente denominado LANDSAT. O lançamento ocorreu em julho de 1972 e até o presente foram lançados cinco satélites desta série. Um satélite mais avançado, resultante de associação entre a França, Bélgica e Suécia, o SPOT (Systeme Probatoire d'Observation de la Terre), foi lançado em 1986 pela França.

Antes mesmo dos satélites americanos começarem a operar, surgiram artigos sobre o potencial de informações a serem obtidas das imagens, como trabalhos de BOCK (1969) e ROBINOVE (1969), que tratam do levantamento de informações sobre aspectos qualitativos e quantitativos de águas superficiais. RAGAN e JACKSON (1975,1980) utilizaram imagens LANDSAT para classificação da cobertura do solo, visando definir o percentual de impermeabilização de áreas urbanas para fornecer informações a modelo matemático de simulação hidrológica. HAERTEL e CONÇALVES (1981) fizeram uso de imagens LANDSAT para delimitação de regiões inundáveis no delta do rio Jacuí e estuário Guaíba, no Rio Grande do Sul. SAUSEN (1981), citado por PIZANI (1989), realizou análise das tendências do transporte e dispersão de sedimentos no alto São Francisco e elaborou mapas sobre a distribuição de sedimentos ao longo do reservatório de Três Marias, com imagens de um período de cinco anos. PINTO e FERREIRA (1986) utilizaram imagens do satélite LANDSAT para avaliação de região inundável no rio Solimões, em uma área de 830 Km^2. SAUZEN (1987) tratou da possibilidade de se utilizar imagens de satélite para monitorar as modificações da forma de rios aluviais, com aplicações ao encontro das águas dos rios Negro e Solimões, em Manaus, e ao rio Parnaíba, em sua foz.

O mapeamento da planície de inundação do rio São Francisco, utilizado neste trabalho, foi apresentado por VIEIRA da SILVA, PINTO e PEREIRA (1989). Essas informações foram utilizadas para simular, com o auxílio de modelo hidrodinâmico, a propagação de cheias no médio São Francisco entre Bom Jesus da Lapa e Morpará (Bahia), conforme artigos de VIEIRA da SILVA e CIRILO (1989) e VIEIRA da SILVA, CIRILO, PEREIRA e PINTO (1990). OUILLON e CAUSSADE (1991) realizaram estudo do estuário de Gâmbia, com o objetivo de analisar o transporte de sedimentos a partir de três metodologias: análise numérica com as equações de Saint-Venant em uma dimensão para trecho de 520 Km do rio e

duas dimensões em 40 Km do estuário; traçadores para determinação experimental de velocidades e finalmente imagens do satélite francês SPOT1. Os autores comprovaram que a tendência geral do transporte de partículas sólidas em suspensão pode ser muito bem definida a partir de informações das imagens de satélite.

IV- FLUVIOMETRIA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO SÃO FRANCISCO

Segundo inventário realizado pelo DNAEE (1983) e levantamento da rede hidrométrica operada pela CHESF, foram instalados 111 postos fluviométricos no rio São Francisco na área de abrangência desse estudo, desde a barragem de Três Marias à foz do rio. Destes, encontram-se em atividade 45. Alguns dos postos instalados permaneceram em atividade por muito pouco tempo, outros foram submersos pelas águas dos reservatórios criados ao longo do rio. Além dos postos citados no inventário, foram coletados e utilizados neste trabalho dados de postos mais recentes instalados pela CHESF. No total, 41 estações fluviométricas no rio São Francisco e nos lagos nele constituídos e mais 10 postos nos principais afluentes compuseram o acervo de informações relativas a níveis e vazão na rede hídrica.

Algumas falhas detectadas nas séries históricas nos períodos de interesse foram preenchidas através de regressão linear múltipla com as séries dos postos mais próximos.

A relação dos postos fluviométricos do São Francisco utilizados nesse trabalho, juntamente com o período de dados coletados e o tipo de informação disponível é listada na tabela que se segue, ordenados de montante para jusante.

TABELA (IV.1) - ESTAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS UTILIZADAS

ESTAÇÃO -RIO SÃO FRANCISCO-	UF	COORD. LAT	COORD. LONG	PERÍODO INICIO	PERÍODO FIM	DADOS COLETADOS NIV.	DADOS COLETADOS VAZ.	DADOS COLETADOS CURVA-CHAVE
PIRAPORA	MG	17°22'	44°57'	1963	-		x	
SÃO ROMÃO	MG	16°22'	45°04'	1952	-	x	x	x
SÃO FRANCISCO	MG	15°56'	44°52'	1934	-	x	x	x
CARINHANHA	MG	14°18'	43°46'	1935	-	x	x	x
BOM JESUS DA LAPA	BA	13°15'	43°27'	1940	-	x	x	x
GAMELEIRA	BA	12°52'	43°22'	1959	-	x	x	x
PARATINGA	BA	12°41'	43°11'	1925	-	x	x	x
MORPARÁ	BA	11°34'	43°17'	1945	-	x	x	x
BARRA	BA	11°05'	43°09'	1932	-	x		x
FAZENDA VENTURA	BA	10°50'	42°55'	1952	-	x		
XIQUE-XIQUE	BA	NI		1979	-	x		x
FAZENDA DAS PEDRAS	BA	NI		1986	-	x		
LAGO DE SOBRADINHO-PILÃO ARCADO	BA	NI		1977	-	x		
LAGO DE SOBRADINHO-REMANSO	BA	NI		1977	-	x		
LAGO DE SOBRADINHO-SENTO SÉ	BA	NI		1977	-	x		
LAGO DE SOBRADINHO-BARRAGEM	BA	NI		1977	-	x	x	

NI - não informado.

TABELA (IV.1) - ESTAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS UTILIZADAS-CONT.

ESTAÇÃO -RIO SÃO FRANCISCO-	UF	COORD. LAT	COORD. LONG	PERÍODO INICIO	PERÍODO FIM	DADOS COLETADOS NIV.	DADOS COLETADOS VAZ.	DADOS COLETADOS CURVA-CHAVE
JUAZEIRO	BA	9°25'	40°31'	1914	-	x	x	x
IBÓ	PE	8°37'	39°15'	1972	-	x		x
BELÉM DE SÃO FRANCISCO	PE	8°45'	38°58'	1946	-	x	x	
LAGO DE ITAPARICA-BARRA DO TARRACHIL	PE	NI		1987	1987	x		
LAGO DE ITAPARICA-AGROVILA R-8	PE	NI		1987	1987	x		
LAGO DE ITAPARICA-NOVA RODELAS	PE	NI		1987	1987	x		
LAGO DE ITAPARICA-AGROVILA R-1	PE	NI		1987	1987	x		
LAGO DE ITAPARICA-PETROLÂNDIA	PE	NI		1987	1987	x	x	x
LAGO DE ITAPARICA-NOVA PETROLÂNDIA	PE	NI		1987	1987	x		
LAGO DE ITAPARICA-BARRAGEM	PE	9°08'	38°19'	1975	-	x	x	
PIRANHAS	AL	9°37'	37°45'	1926	-	x	x	x
PÃO DE AÇÚCAR	AL	9°45'	37°26'	1926	-	x	x	x
TRAIPÚ	SE	9°58'	36°59'	1926	-	x	x	x
PROPRIÁ	SE	10°13'	36°50'	1926	-	x	x	x

NI : não informado.

TABELA (IV.1) - ESTAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS UTILIZADAS-CONT.

ESTAÇÃO AFLUENTES -	UF	COORD. LAT	COORD. LONG	PERÍODO INICIO	PERÍODO FIM	DADOS COLETADOS NIV.	DADOS COLETADOS VAZ.	DADOS COLETADOS CURVA-CHAVE
RIO ABAETÉ EM PONTE DA BR - 040	MG	18°07'	45°27'	1963	-			x
RIO DAS VELHAS EM VÁRZEA DA PALMA	MG	17°36'	44°43'	1938	-			x
RIO PARACATU EM PORTO ALEGRE	MG	16°46'	45°18'	1952	-			x
RIO URUCUIA EM BARRA DO ESCURO	MG	16°16'	45°12'	1955	-			x
RIO CARINHANHA EM JUVENíILIA	MG	14°16'	44°11'	1956	-			x
RIO CORRENTE EM PORTO NOVO	BA	13°18'	43°55'	1951	-			x
RIO GRANDE EM BOQUEIRÃO	BA	11°20'	43°51'	1933	-	x		x
RIO PAJEÚ EM AFOGADOS DA INGAZEIRA	PE	7°45'	37°38'	1964	-			x
RIO PAJEÚ EM FLORES	PE	7°52'	37°58'	1967	-			x
RIO PAJEÚ EM JAZIGO	PE	8°00'	38°18'	1972	-			x
RIO PAJEÚ EM AÇUDE SERRINHA	PE	8°15'	38°32'	1964	-			x
RIO PAJEÚ EM FLORESTA	PE	8°37'	38°34'	1972	-	x		x

Uma outra informação importante para o desenvolvimento desse estudo diz respeito ao estabelecimento de relação entre níveis e vazões através de curva-chave. A CHESF mantém frequente atualização dessas relações nos postos que opera, através de sua equipe de hidrometria. A partir dos dados de nível e descarga em cada posto foram estabelecidas relações tipo $Q= ah^b$, sendo h o nível em metros e Q a vazão em m^3/s. No intuito de se obter melhor ajuste, os parâmetros a e b para um dado posto eventualmente variam segundo faixas de variação do nível h.

A tabela (IV.2) apresenta os valores estabelecidos para os parâmetros da curva-chave em diversos postos fluviométricos ao longo do rio São Francisco cujos dados foram utilizados.

POSTO FLUVIOMÉTRICO	PARÂMETROS a	b	NÍVEIS DE VALIDADE (metros)
SÃO ROMÃO	220,8577	1,5628	≥ 6,0
SÃO FRANCISCO	90,9017	2,0331	≥ 6,0
CARINHANHA	185,8867	1,9758	≥ 5,0
BOM JESUS DA LAPA	101,8706	2,2294	≥ 5,0
GAMELEIRA	129,4800	2,0624	≥ 5,0
PARATINGA	211,2478	1,8100	≥ 4,5
MORPARÁ	162,6484	2,0678	≥ 5,0
BARRA	70,5459	2,5327	≥ 5,0
XIQUE-XIQUE	343,3980	1,3984	< 5,9
XIQUE-XIQUE	61,3760	2,3523	≥ 5,9
JUAZEIRO	575,6718	1,4736	≥ 3,5
IBÓ	587,1861	1,7370	≥ 3,0
PIRANHAS	325,3591	1,4244	≥ 5,5
PÃO DE AÇÚCAR	706,6491	1,2474	< 7,0
PÃO DE AÇÚCAR	288,5289	1,7056	≥ 7,0
TRAIPU (SEÇÃO DNAEE)	338,8925	1,6209	≥ 4,3
TRAIPU (SEÇÃO CHESF)	1053,7870	1,3840	≥ 2,5
PROPRIÁ	618,2300	1,4829	< 5,6
PROPRIÁ	329,7451	1,8078	≥ 5,6

TABELA (IV.2) - PARÂMETROS DE EQUAÇÃO DA CURVA-CHAVE DE CADA POSTO.

Em função das características climáticas descritas, pode-se afirmar que a perenidade do São Francisco em seu escoamento através do semi-árido nordestino deve-se à parte alta da bacia. Em números aproximados, segundo PIERSON (1972) o rio recebe em Minas Gerais setenta por cento de suas águas. Depois vão-se escasseando os mananciais e diminuindo os afluentes alimentadores, muito deles reduzidos a meros aluviões temporários. Na Bahia, o rio recebe vinte por cento de suas águas; os dez por cento restantes devem-se a Pernambuco, Alagoas e Sergipe.

Uma análise comparativa dos deflúvios plurianuais, através de séries históricas de 31 anos (1946/1976), é mostrada na tabela que se segue. Para tanto, foram utilizados os deflúvios anuais do rio São Francisco registrados nas localidades de São Romão, São Francisco e Carinhanha em Minas Gerais; Morpará e Barra, na Bahia, esta última a 100 Km do lago de Sobradinho; Petrolândia, em Pernambuco, hoje inundada pelo lago de Itaparica, e Pão de Açúcar, em Alagoas, a 169 Km da Foz. As médias desses deflúvios foram normalizadas e se encontram tabeladas abaixo, para o início e o fim da cada trecho, considerando-se uma unidade o deflúvio em Pão de Açúcar.

TRECHO	DEFLÚVIO ANUAL (FRAÇÃO)	CONTRIBUIÇÃO NO TRECHO
SÃO ROMÃO-SÃO FRANCISCO	0,589 a 0,728	0,139
SÃO FRANCISCO-CARINHANHA	0,728 a 0,828	0,100
CARINHANHA-MORPARÁ	0,828 a 0,891	0,063
MORPARÁ-BARRA	0,891 a 0,985	0,094
BARRA-PETROLÂNDIA	0,985 a 0,992	0,007
PETROLÂNDIA-PÃO DE AÇUCAR	0,992 a 1,000	0,008

TABELA (IV.3) - CRESCIMENTO RELATIVO DO DEFLÚVIO AO LONGO DO CURSO DO RIO SÃO FRANCISCO.

De acordo com os resultados constantes na tabela (IV.3), relativos ao posto de Carinhanha, na divisa Minas-Bahia, a contribuição do estado de Minas Gerais na formação do deflúvio plurianual do rio São Francisco se eleva a 82,8%. Na Bahia, considerando-se que além da foz do rio Grande, em Barra, não há contribuição significativa, o rio recebe uma contribuição de 15,7%. Daí a Petrolândia o São Francisco recebe 0,7% de suas águas, que representa aproximadamente toda a contribuição ao curso submédio, respondendo o baixo curso do rio São Francisco por apenas 0,8% de incremento ao deflúvio.

Na figura (IV.1) encontra-se esquematizado o sistema da bacia do rio São Francisco em estudo, com as seções de controle e distâncias respectivas.

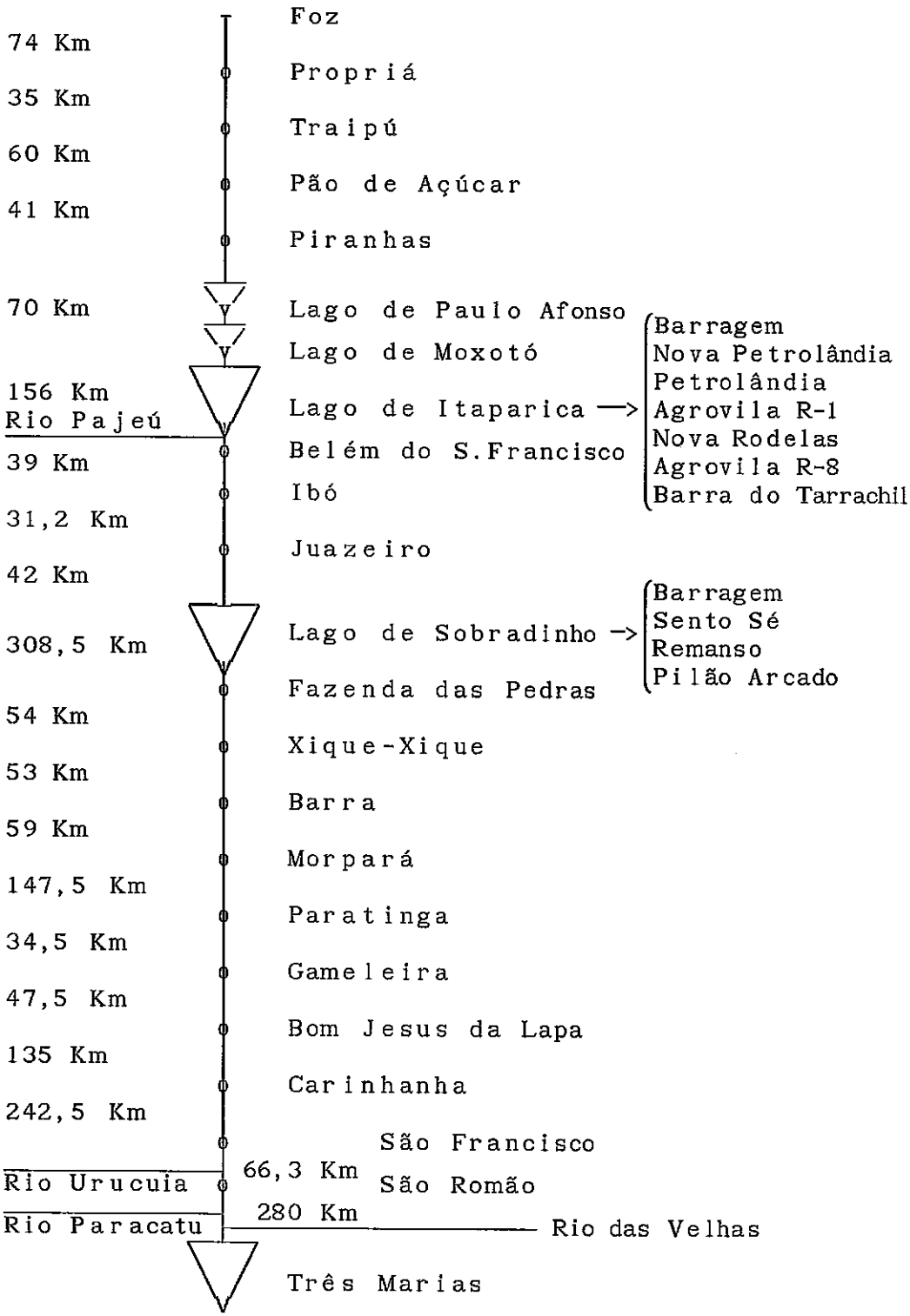


FIGURA (IV.1)-ESQUEMA DA PARTE DA BACIA DO SÃO FRANCISCO EM ESTUDO

A figura (IV.2) apresenta as vazões médias anuais em São Romão, Carinhanha e Pão de Açúcar no período citado.

FIG. (IV.2)–VAZÕES MÉDIAS ANUAIS

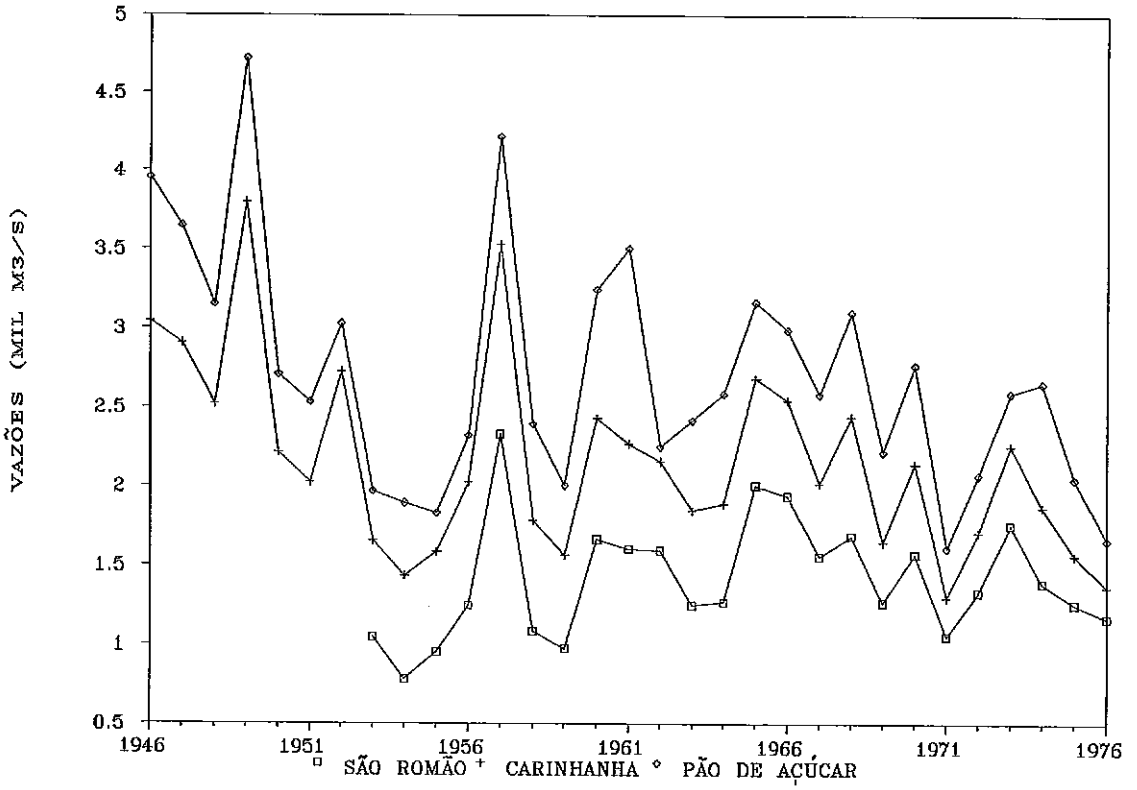
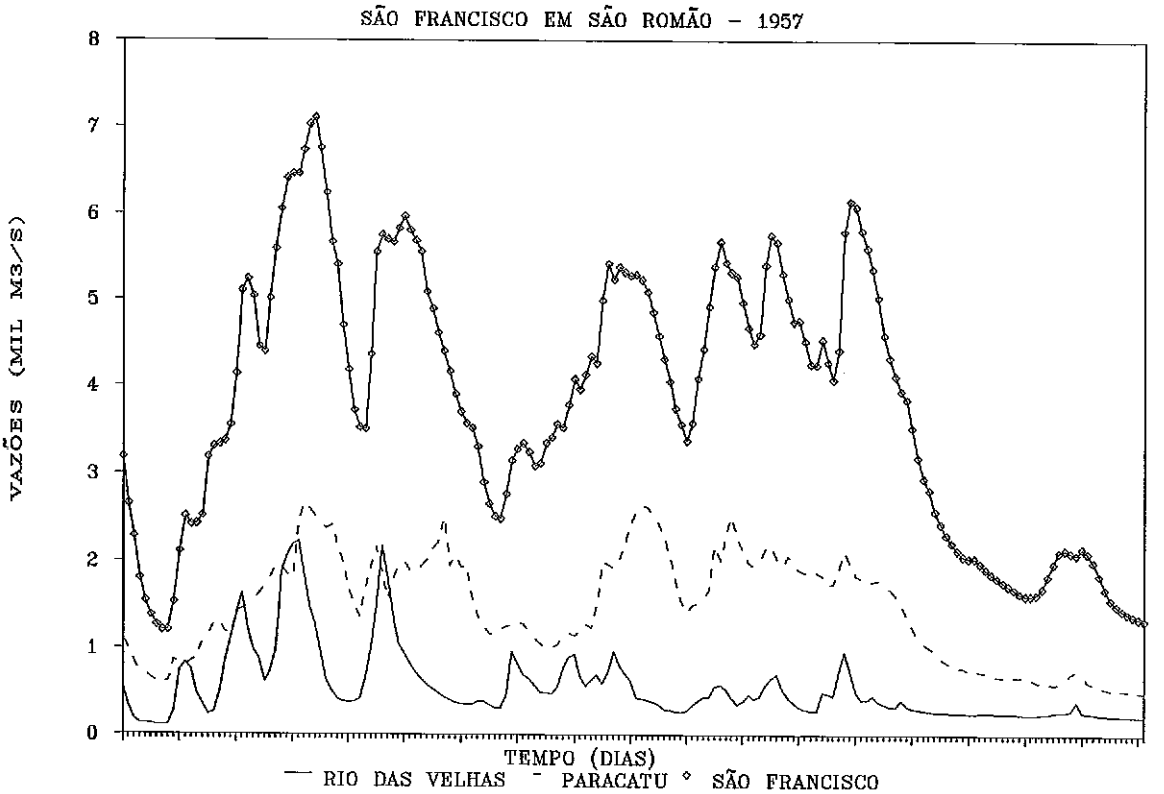


FIG. (IV.3)–RIO S.FRANCISCO E AFLUENTES



4.1 - BREVE COMENTÁRIO SOBRE AS ENCHENTES DO RIO SÃO FRANCISCO

Conforme citado anteriormente, as cheias no rio São Francisco costumam iniciar-se entre novembro e janeiro, voltando os níveis normais geralmente em abril ou maio. Assim como o escoamento em época de estiagem, as enchentes se formam quase sempre na parte alta da bacia.

Para melhor quantificar o processo de formação, foram utilizados registros de vazão do São Francisco na defluência de Três Marias e nos postos fluviométricos de Pirapora, São Romão, São Francisco e Carinhanha, bem como dos afluentes Abaeté, entre Três Marias e Pirapora, rio das Velhas e Paracatu, entre Pirapora e o posto de São Romão e o Urucuia, que tem sua foz a meio caminho entre São Romão e São Francisco. As estimativas foram obtidas a partir dos dados de vazões diárias em diversos períodos de cheia avançando os hidrogramas dos afluentes no tempo médio de viagem até à seção de controle no São Francisco e aí estabelecendo regressão linear tipo $y = ax$.

A comparação das descargas em São Romão, com os três primeiros afluentes citados, levou ao percentual de participação desses tributários na vazão de cheia em São Romão em cerca de 56% assim distribuídos: 5% do rio Abaeté, 14,5% do rio das Velhas e 36,5% do rio Paracatu.

A figura (IV.3) mostra a participação dos tributários rio das Velhas e Paracatu na formação de enchente ocorrida no ano de 1957. A fig. (IV.4) confronta o hidrograma do rio Abaeté com a defluência em Três Marias e o posto de Pirapora, durante a enchente de 1979.

A vazão incremental entre São Romão e São Francisco nos períodos de cheia ocorridos entre 1957 e 1980 é da ordem de 25% das descargas em São Francisco, devida basicamente ao afluente Urucuia.

Hidrogramas das vazões do Urucuia e do rio São Francisco no posto do mesmo nome, durante enchente de 1952, são apresentados na fig. (IV.5).

FIG. (IV.4)–T.MARIAS,ABAETE',PIRAPORA

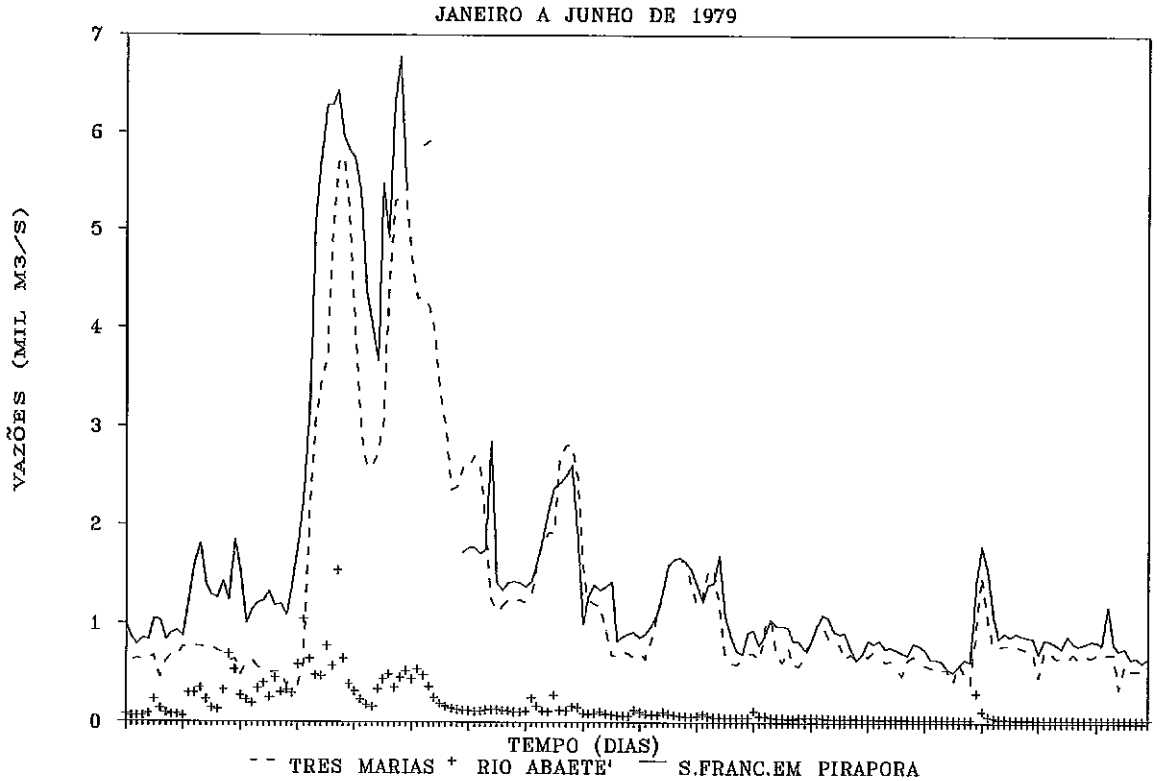
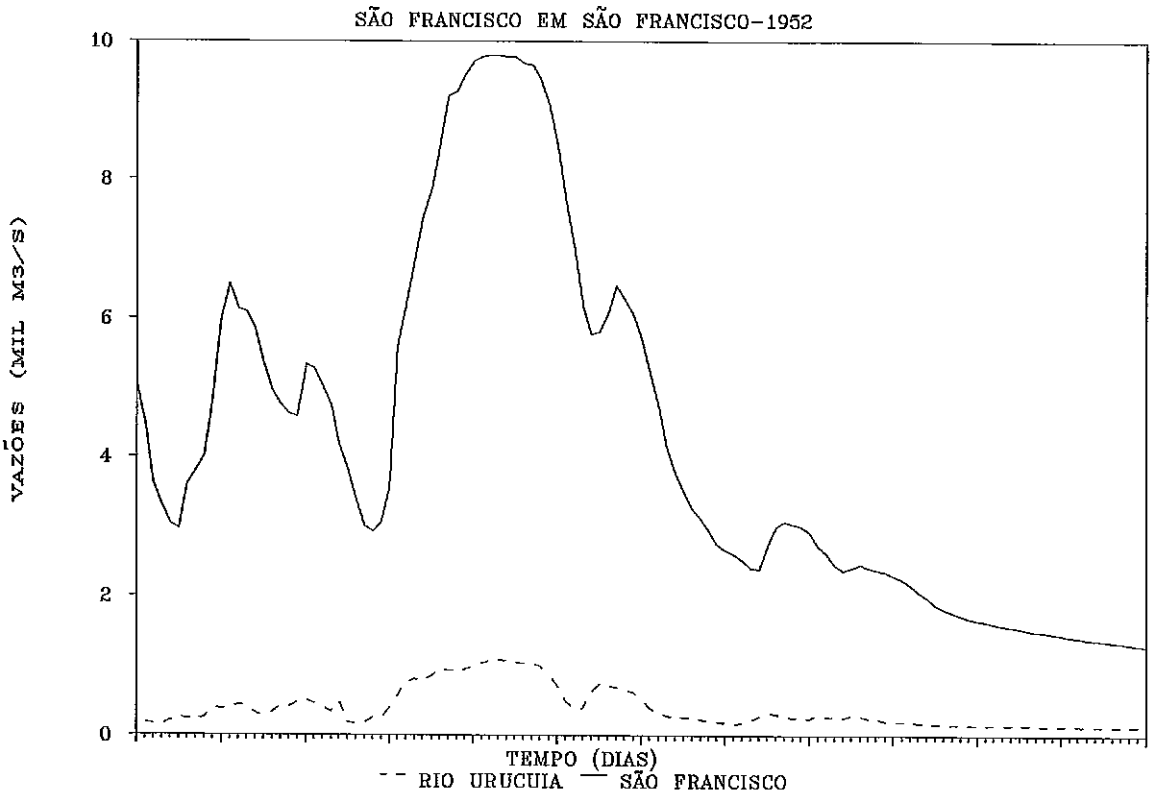


FIG. (IV.5)–RIOS S.FRANCISCO E URUCUIA



Entre os postos fluviométricos de São Francisco e Carinhanha, em Minas Gerais, a contribuição lateral deve-se principalmente aos afluentes de maior importância no trecho, os rios Verde-Grande e Carinhanha.

Entre Carinhanha, na divisa Minas-Bahia, e Morpará, 365 Km a jusante e a 160 Km do lago de Sobradinho, a contribuição lateral é devida principalmente ao rio Corrente, que tem sua foz nas imediações de Bom Jesus da Lapa. De Morpará ao lago de Sobradinho o acréscimo das vazões do São Francisco deve-se particularmente ao rio Grande, cuja foz acontece um pouco a montante do posto fluviométrico do São Francisco em Barra.

A jusante da barragem de Sobradinho merece destaque como tributário o rio Pajeú, cuja foz situa-se no final do remanso devido ao lago de Itaparica. Não obstante se apresentar com o seu curso cortado durante a maior parte do ano, esse rio apresenta cheias periódicas de vulto, como a registrada em 1985.

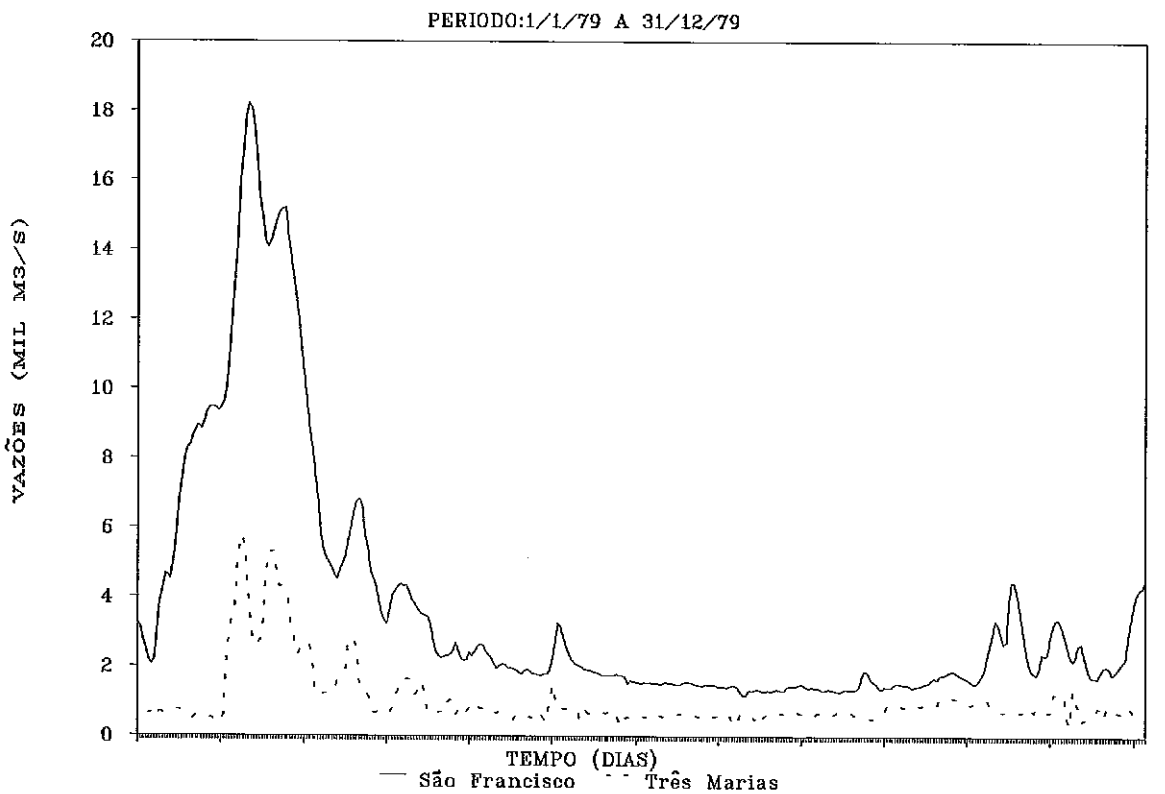
No próximo capítulo é detalhado o processo de simulação determinística dos afluentes do rio São Francisco.

V - SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO NOS PRINCIPAIS AFLUENTES

Conforme descrito no capítulo anterior, a maior parte do volume escoado durante as cheias deve-se aos afluentes do alto São Francisco, entre a barragem de Três Marias e o posto fluviométrico do município de São Francisco, 346 km a jusante. O incremento de vazão nesse trecho pode ser observado na fig. (V.1), onde são mostrados a defluência de Três Marias e as vazões registradas em São Francisco em 1979.

Três afluentes aí se destacam: o rio das Velhas, o Paracatu e o Urucuia.

FIG. (V.1)–TRÊS MARIAS E SÃO FRANCISCO



Entre os rios do trecho submédio destaca-se o Pajeú, no alto sertão de Pernambuco, que embora temporário, chega a provocar grandes inundações em cheias de formação rápida que afluem ao lago de Itaparica.

Neste capítulo, analisa-se a formação do escoamento em quatro grandes sub-bacias do rio São Francisco: a bacia do rio das Velhas, do Paracatu, do Urucuia e do Pajeú.

No propósito de reproduzir a formação de cheias nas bacias, fez-se uso de modelos conceituais de simulação chuva-vazão. Para tanto, procedeu-se o levantamento de registros de chuva relativos a 267 postos entre as latitudes 15° e $17^{\circ}30'$ e as longitudes 42° e 46°, na região do alto curso, e 45 postos na bacia do Pajeú.

5.1 MODELOS DE SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA

Entre os inúmeros modelos largamente discutidos e aplicados a bacias hidrográficas em diferentes regiões do país, principalmente nas regiões temperadas úmidas, foram escolhidos para simulação das vazões nos afluentes do São Francisco dois procedimentos: um modelo clássico de 4 reservatórios, derivado de metodologia desenvolvida por DAWDY-O'DONNELL (1965) e o modelo IPH II, apresentado por TUCCI (1981).

O primeiro modelo é uma adaptação do procedimento chuva-vazão clássico de Dawdy-O'Donnell para onze parâmetros. Trata-se de um modelo matemático simplificado de operação de uma bacia hidrográfica, com reservatórios lineares, que funciona segundo o esquema descrito a seguir.

O primeiro reservatório do modelo é o de receptação (R), constituído devido à cobertura vegetal e às cavidades do terreno. Parte da água que se precipita é evaporada (E), enquanto que, uma vez no solo, inicia-se o processo de infiltração (F) que irá absorver parte da água disponível; o restante constituirá uma lâmina de água estendida sobre a superfície do solo, que , após exceder um valor limite R^{*}, movimentar-se-á em direção a níveis mais baixos, até atingir a calha fluvial (S). A quantidade de água oriunda deste processo é denominada escoamento superficial direto (Q_1).

A água infiltrada (F) passa a se acumular no reservatório de umidade do solo (M). Parte da água acumulada nesse reservatório escoa imediatamente abaixo da superfície do solo em direção aos canais principais, constituindo o chamado "escoamento hipodérmico" ou "subsuperficial" (Q_2). Este escoamento é retardado em relação ao escoamento superficial direto. A evaporação potencialmente não atendida do reservatório de receptação (E_M) é aí descontada. Uma vez atingida uma capacidade de retenção M^*, o volume excedente percola em direção ao reservatório subterrâneo (G). Se o nível M^* não for atingido, esse reservatório receberá uma quantidade de água originária de (G) por ação da capilaridade, proporcionalmente ao volume contido em (M).

O $4^{\underline{o}}$ reservatório do modelo deve-se ao armazenamento subterrâneo, o qual dá origem ao escoamento que constitui o deflúvio básico dos cursos de água (Q_b). Esse reservatório recebe o excedente da zona aerada do solo (D), denominado percolação profunda, ou cede uma quantidade de água (C) devido à ação capilar, dependendo da quantidade de água presente em (M). Se o armazenamento em (G) chega a um limite G^*, os dois reservatórios do solo se fundem em um único.

A afluência ao reservatório da calha fluvial (S) compõe-se então do escoamento superficial direto , escoamento subsuperficial e deflúvio básico. A figura (V.2) esquematiza as interações do modelo.

O cálculo da infiltração no modelo é processado através da fórmula de Horton:

$$I_t = I_b + (I_0 - I_b) e^{-kt} \qquad (V.1)$$

onde:

I_0 - capacidade máxima de infiltração do solo
I_b - capacidade mínima de infiltração, relativa ao solo saturado.
k - parâmetro de decaimento, associado a cada tipo de solo.

Os parâmetros a calibrar no modelo são os três da infiltração juntamente com R^*, M^*, G^*, C_{MAX} e três parâmetros característicos do amortecimento em reservatório linear k_S ,k_M e k_B tais que

$$C = \frac{M^{*} - M}{M^{*}} C_{MAX} \qquad (V.2)$$

$$Q_M = k_M.M \qquad (V.3)$$

$$Q_B = k_B.G \qquad (V.4)$$

$$Q_S = k_S.S \qquad (V.5)$$

As expressões acima, combinadas com integração da fórmula de Horton para avaliação do volume infiltrado F e a eq. da continuidade para cada reservatório, permitem a determinação da vazão e daí do volume armazenado para cada instante de cálculo.

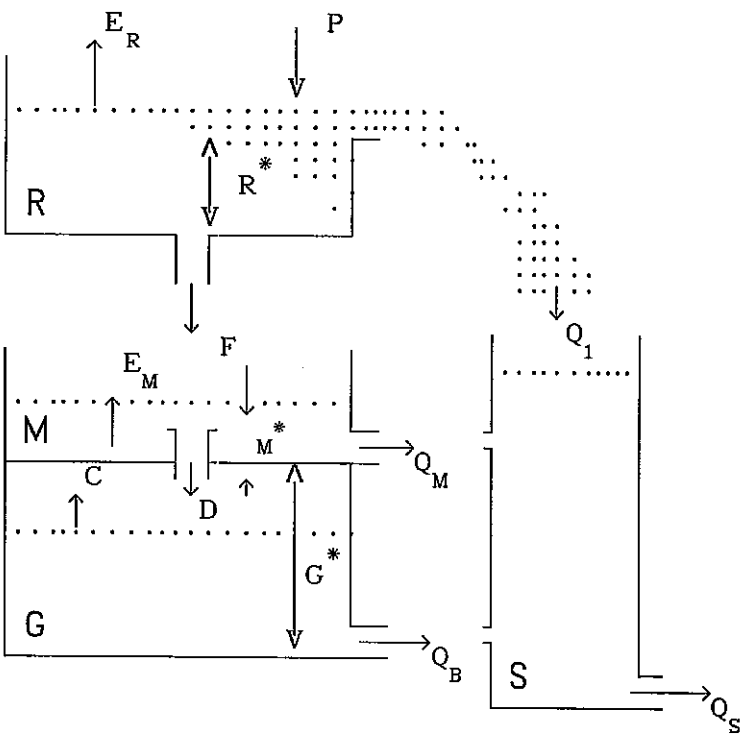


FIGURA (V.2) - MODELO DE 4 RESERVATÓRIOS

As equações resultantes são as seguintes:

$$F = I_b \Delta t + \frac{I_* - I_b}{k}(1 - e^{- k \Delta t}) \quad (V.6)$$

$$Q_S(t) = \alpha_S \, S(t-\Delta t) + \beta_S Q_1 \quad (V.7)$$

$$\alpha_S = 1 - e^{-\Delta t/k_s} \quad (V.8)$$

$$\beta_S = 1 - k_S \, \alpha_S / \Delta t \quad (V.9)$$

$$Q_M(t) = \alpha_M \, M(t-\Delta t) + \beta_M \, (F+C-E_M-D) \quad (V.10)$$

$$\alpha_M = 1 - e^{-\Delta t/k_m} \quad (V.11)$$

$$\beta_M = 1 - k_M \, \alpha_M / \Delta t \quad (V.12)$$

$$Q_B(t) = \alpha_B \, G(t-\Delta t) + \beta_B \, (D-C) \quad (V.13)$$

$$\alpha_B = 1 - e^{-\Delta t/k_b} \quad (V.14)$$

$$\beta_B = 1 - k_B \, \alpha_B / \Delta t \quad (V.15)$$

A propagação do escoamento superficial Q_S é feita até à seção de medição a jusante pelo método proposto por CLARK , que considera apenas o efeito do armazenamento na bacia.

O 11º parâmetro diz respeito ao valor assumido por I_* na eq.(IV.6) ,representativo da capacidade de infiltração no início de um dado instante de cálculo. Para tanto, fez-se uso da precipitação ponderada acontecida nos três "steps" anteriores (para Δt=1 dia, pesos 0,5 , 0.35 e 0.15 para a chuva em t-1, t-2 e t-3, respectivamente). Se essa " chuva média " é superior ao valor de um parâmetro P_3, admite-se que não houve recuperação da capacidade de infiltração do solo e se faz $I_* = I(t-\Delta t)$. Em caso contrário, $I_* = I_0$.

O segundo modelo utilizado foi o IPH II, desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Sua

estrutura é semelhante ao modelo anterior, porém mais compacta e com menor número de parâmetros. Seu desenvolvimento foi baseado em algoritmo elaborado por BERTHELOT, citado por TUCCI (1981,1986) para proceder a separação do escoamento, que se constitue no ponto alto do modelo.

O modelo representa os principais fenômenos do processo precipitação-vazão na bacia, isto é, perdas por interceptação (vegetação e depressões) e evaporação, infiltração e escoamento superficial e subterrâneo.

Por se tratar de modelo bastante difundido na literatura técnica sobre o assunto, seu detalhamento não é aqui apresentado. Todo o desenvolvimento pode ser obtido em textos de TUCCI (1981, 1986).

5.2 COLETA E TRATAMENTO DOS DADOS

Dos 267 postos cujos dados foram levantados para a análise da precipitação nas três bacias do alto São Francisco, foram selecionados 44 postos assim distribuídos: 20 na bacia do rio das Velhas, 16 na bacia do Paracatu e 8 na do rio Urucuia. O pequeno número de postos efetivamente utilizados para a ponderação da chuva nas bacias teve como causas o desencontro entre os períodos de observação dos postos pluviométricos entre si e com os dados de fluviometria. Não obstante a densidade de postos esteja muito abaixo da ideal (particularmente no Urucuia), o grau de uniformidade da precipitação nestas regiões ajudou a superar o problema. Diversos outros postos, além dos 44 citados, tiveram seus registros históricos utilizados para preenchimento de muitos períodos de falha existentes nas 44 séries históricas escolhidas, raramente nos períodos de maior precipitação e quase sempre por períodos curtos, o que tornou menos incerto o preenchimento das falhas.

No caso da bacia do rio Pajeú foi possível selecionar 39 entre as 45 séries históricas de registros de chuva coletados.

As séries de precipitação escolhidas são bastante longas, assim como as de vazão na seção de controle de cada bacia, com exceção do Pajeú. Os períodos de observação encontram-se indicados na tabela (V.1).

	PRECIPITAÇÃO		VAZÃO		
BACIA	INÍCIO	TÉRMINO	INÍCIO	TÉRMINO	ÁREA-km^2
rio das Velhas	1949 1978	1966 1982	1949	1966	27442
Paracatu	1967	1982	1967	1975	45427
Urucuia	1967 1978	1975 1982	1967	1975	25410
Pajeú	1965	1985	1977	1985	17091

Tabela (V.1) - SÉRIES DE PRECIPITAÇÃO E VAZÃO

O período compreendido entre 1978 e 1982, no caso das bacias de Minas Gerais, mesmo não se dispondo de registros de vazão, foi selecionado para simulação em virtude de terem sido registradas três grandes cheias em 1979, 1980 e 1982.

O cálculo da chuva equivalente sobre cada bacia foi feito com o traçado dos polígonos de Thiessen, ponderando-se a precipitação em cada posto com as respectivas áreas de influência.

As figuras (V.3) a (V.6) apresentam essa precipitação ponderada para as quatro bacias estudadas, no período de 1978 a 1982.

A série histórica de vazões indicada para o Pajeú refere-se ao posto fluviométrico instalado no município de Floresta, que controla uma área de drenagem de 10.175 km^2 . Daí até à foz não há outro ponto de controle e nesse trecho, logo a jusante de Floresta, o Pajeú recebe o seu principal afluente, o riacho do Navio, cuja bacia hidrográfica tem cerca de 2.700 km^2 de área. A contribuição dessa área não controlada, bem como de outras bacias próximas ao Pajeú, tem sido estimada a partir do incremento de vazão no São Francisco entre postos consecutivos (CHESF-DOCH ,1988b).

FIG. (V.3)-BACIA DO RIO DAS VELHAS

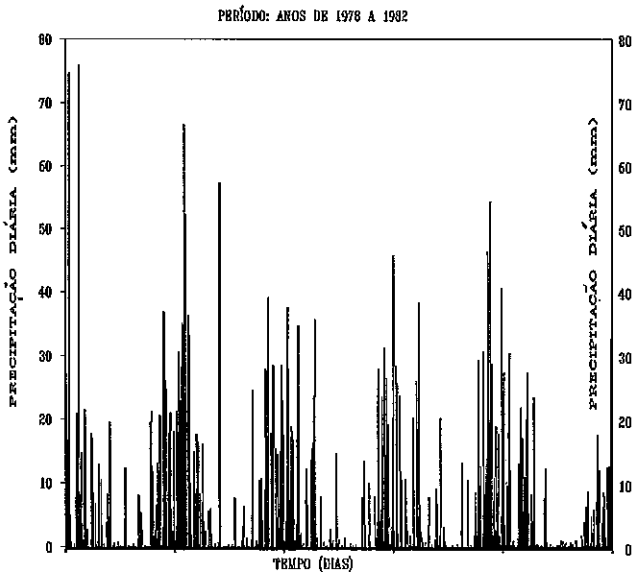


FIG. (V.4)-BACIA DO RIO PARACATU

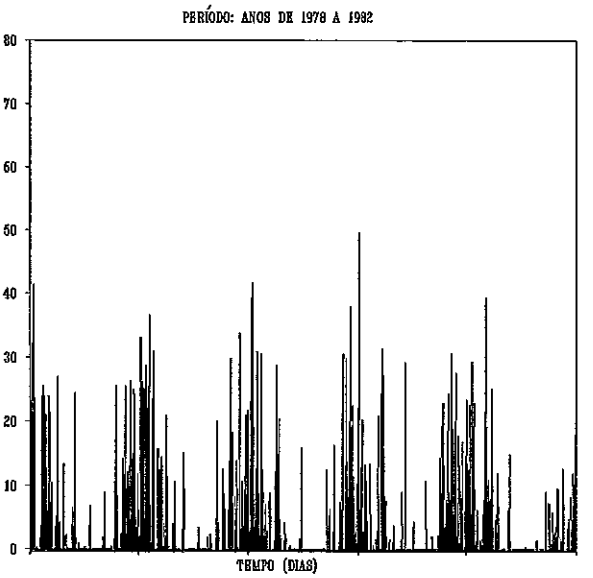


FIG. (V.3) A (V.6) - PRECIPITAÇÕES PONDERADAS PARA AS BACIAS DO RIO DAS VELHAS, PARACATU, URUCUIA E PAJEÚ.

FIG. (V.5)-BACIA DO RIO URUCUIA

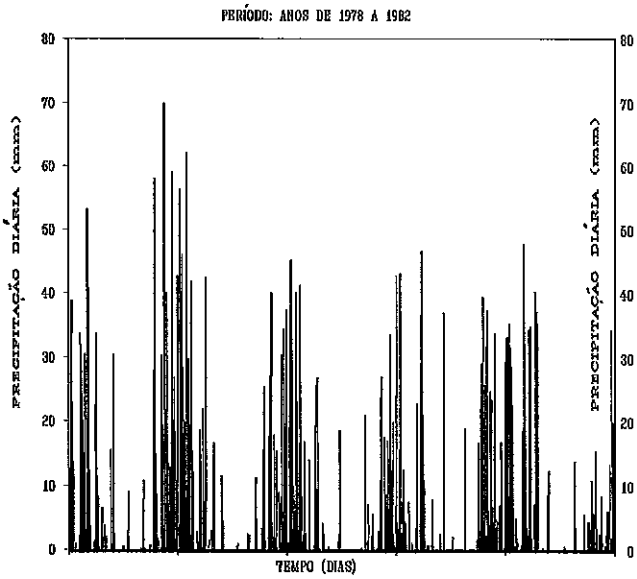
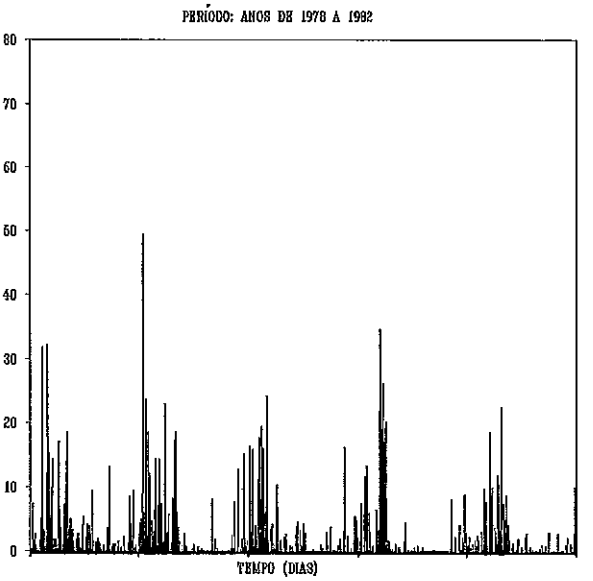


FIG. (V.6)-BACIA DO RIO PAJEU'



Controlando diferentes segmentos da bacia do Pajeú, foram coletados dados de outras quatro estações fluviométricas . Infelizmente o período de observação (1965-1969) não coincide com o do posto de Floresta, tendo havido inclusive um grande aumento na capacidade de armazenamento de água na bacia por açudagem a partir desse primeiro período de observação.

As figuras (V.7) a (V.9) mostram a rede hídrica e a localização dos postos utilizados nas 3 bacias de Minas, traçadas com o auxílio de uma mesa digitalizadora. A fig.(V.10) esquematiza a divisão da bacia do Pajeú por polígonos de Thiessen.

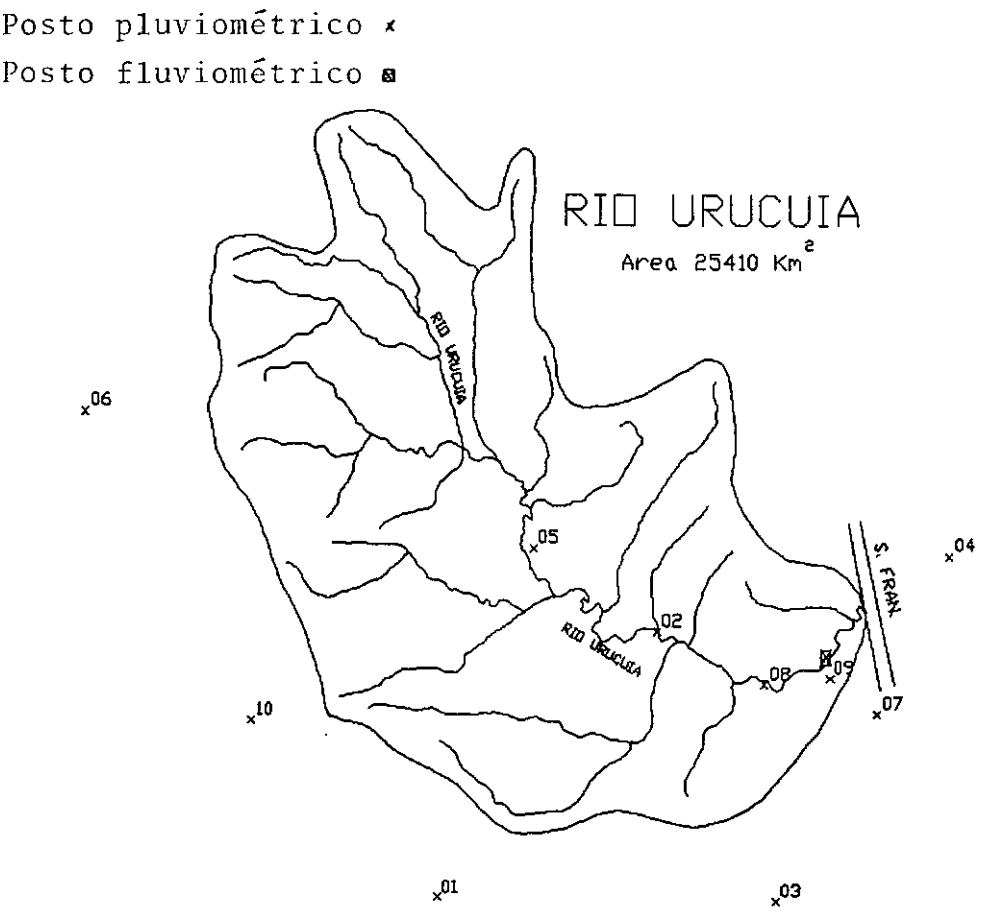


FIG. (V.7) - BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO URUCUIA

x Posto pluviométrico

⊠ Posto fluviométrico

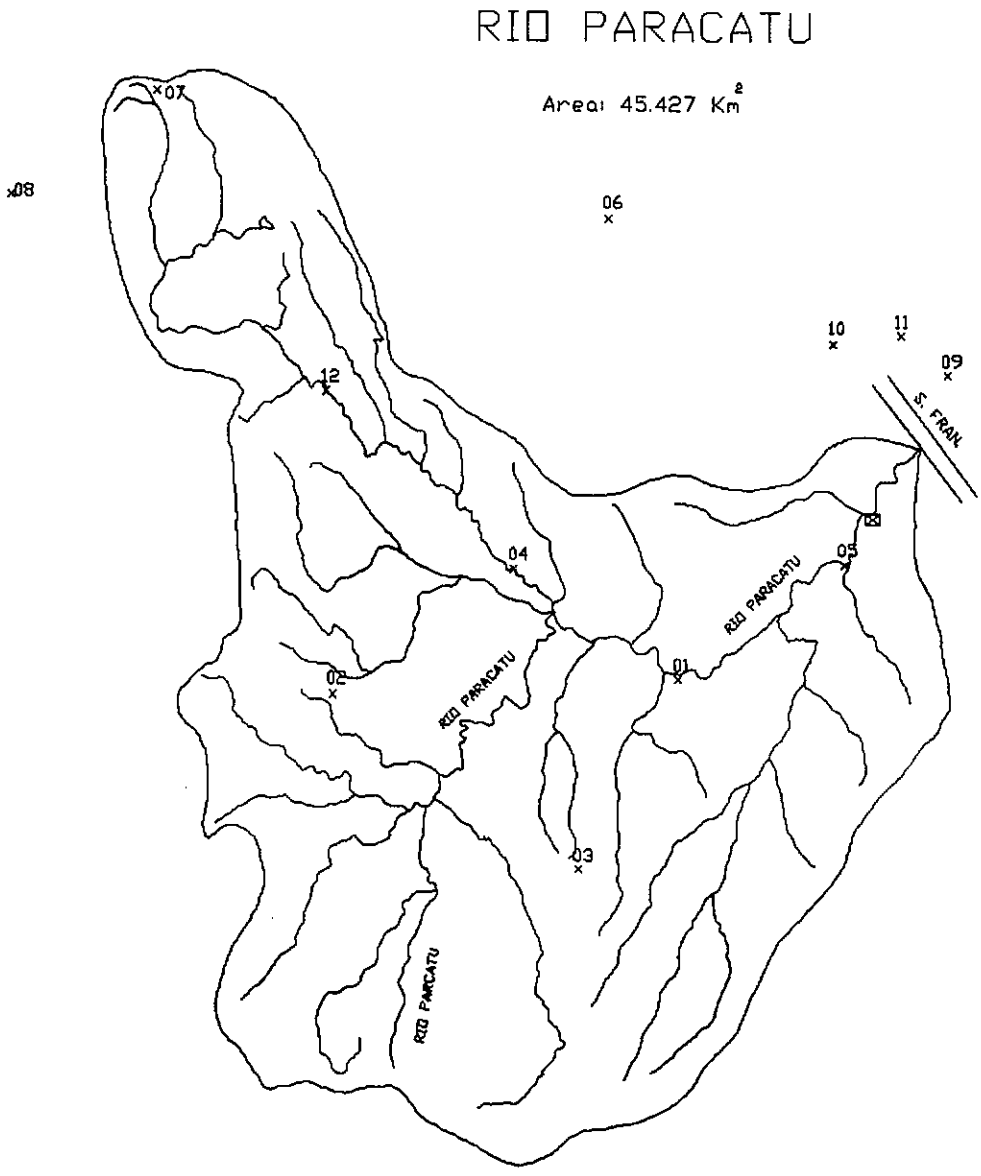


FIG. (V.8) - BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO PARACATU

x Posto pluviométrico

▣ Posto fluviométrico

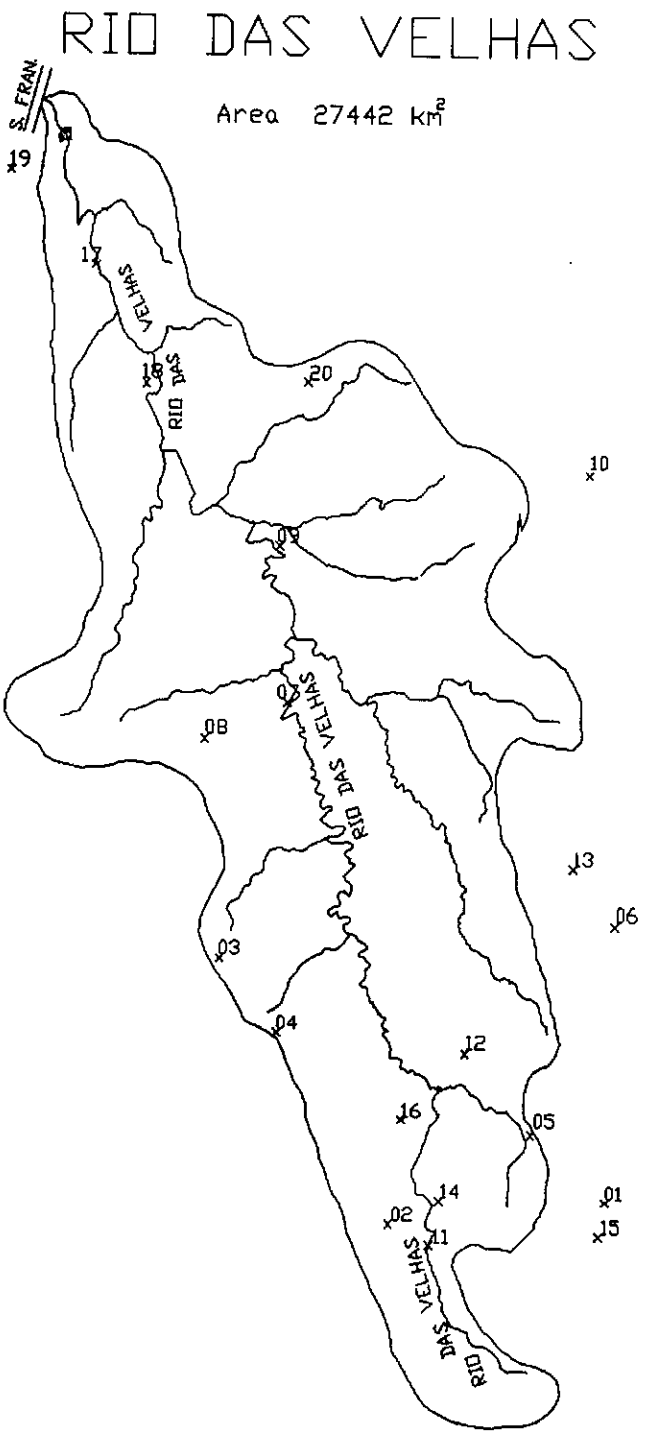


FIG. (V.9) - BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS

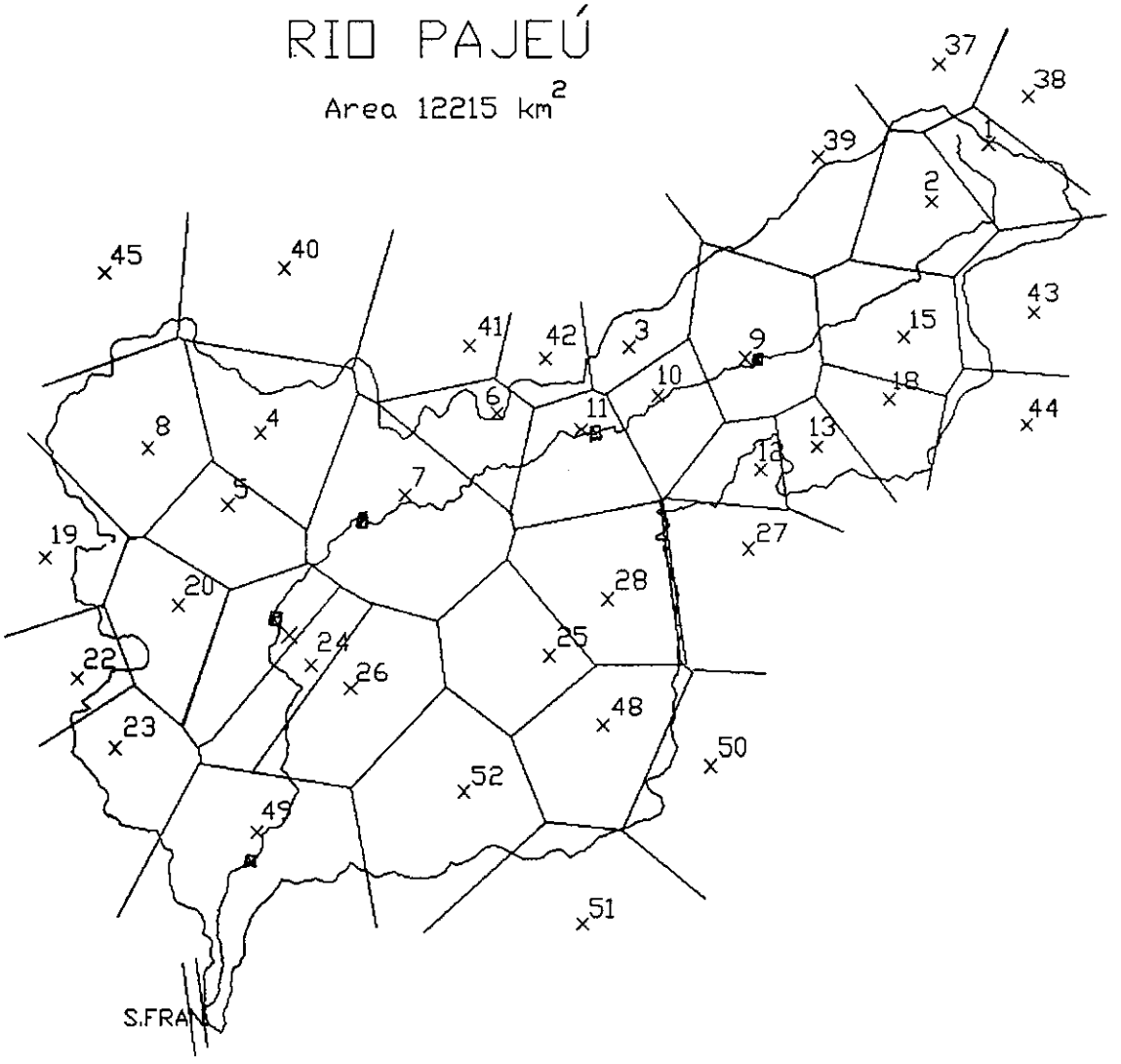


FIG. (V.10) - BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO PAJEÚ

5.3 - RESULTADOS

5.3.1 - Calibração dos modelos

Os dois modelos descritos foram calibrados para as diferentes regiões em estudo. O período de calibração é indicado na tabela (V.2), tendo sido o restante de cada série histórica utilizado para validar a calibração dos modelos.

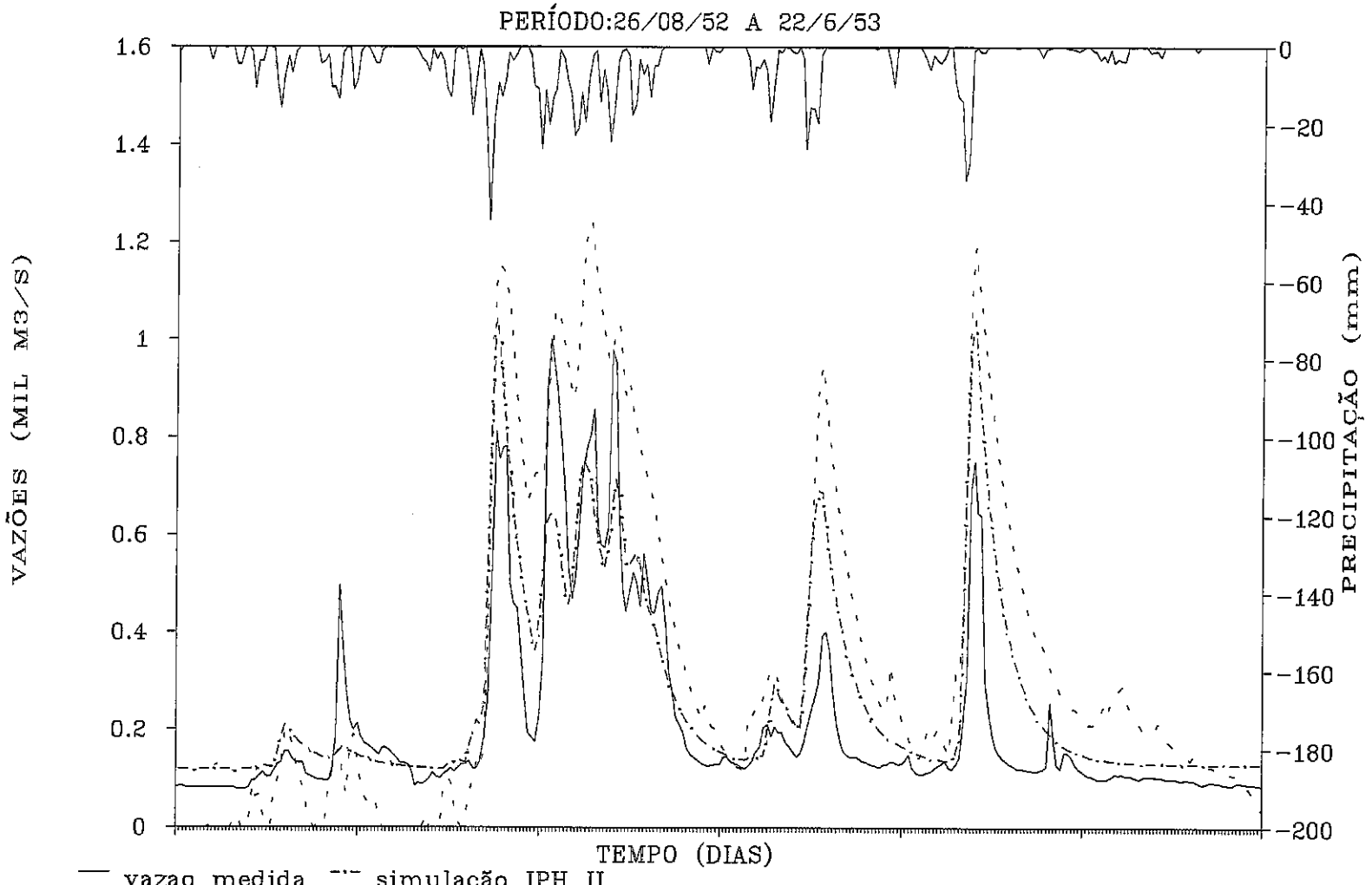
BACIA	período de calibração		Período de validação	
	Início	Fim	Início	Fim
rio das Velhas	21/09/49	8/7/53	9/7/53	31/12/66
Paracatu	1/10/67	31/12/70	1/1/71	31/12/75
Urucuia	1/1/67	23/7/70	24/7/70	31/12/75
Pajeú: Sub-bacias	1/1/65	31/12/67	1/1/68	31/12/69
Pajeú em Floresta	20/3/85	31/12/85	1/1/77	19/3/85

TABELA (V.2) - PERÍODOS DE CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO

A série de evaporação utilizada para a bacia do rio Pajeú foi obtida a partir da ponderação pelas áreas de influência de três postos, no período de 1965 a 1985. Para as bacias de Minas Gerais não foi possível coletar os dados necessários. A série de evaporação utilizada para esses afluentes foi estimada como uma fração da evaporação na bacia do Pajeú igual a 2/3, aproximadamente a proporção entre as médias anuais de evaporação nas duas regiões. Foi mantida a sazonalidade, dado que a variação mensal de temperatura praticamente mantém a mesma periodicidade nessas sub-bacias .

Tendo sido usados ambos os modelos para as várias bacias, observou-se que, de modo geral, o modelo IPH II apresentou melhores resultados, razão pela qual não se apresentam aqui as simulações feitas com o modelo de 11 parâmetros. Como exemplificação, na figura (V.11) compara-se as vazões obtidas com o uso dos dois modelos para a bacia do Rio das Velhas.

FIG. (V.11)–SIMULAÇÃO P/RIO DAS VELHAS



Para permitir a inversão do pluviograma, as precipitações aparecem como negativas em alguns gráficos.

Os parâmetros do modelo IPH II para as quatro bacias e o tempo de concentração estimado (t_c) encontram-se indicados na tabela (V.3).

BACIA	Infiltração (Horton)			Reserv.Linear		R_{MAX}	t_c
				Superf.	Subter		
	I_o(mm/h)	I_b(mm/h)	$h=e^{-K}$	k_s(dia^{-1})	k_b(h^{-1})	(mm)	dia
Rio das Velhas	69,00	0,213	0,640	7,7	373,2	0,08	3
Paracatu	61,70	0,034	0,677	20,0	369,0	12,8	3
Urucuia	90,02	0,057	0,660	12,0	245,0	0,84	3
Pajeú	5,34	0,287	0,779	3,0	-	63,5	2

TABELA (V.3) - PARÂMETROS DO MODELO IPH II

As figuras (V.12) a (V.15) apresentam os resultados obtidos com o modelo IPH II em diferentes eventos, durante o período de verificação, para as três bacias de Minas Gerais. Os ajustes das vazões simuladas às medidas foram satisfatórios, apresentando normalmente coeficientes de determinação entre 0,80 e 0,91. O cálculo da vazão nos períodos completos de calibração e verificação do modelo é apresentado no Apêndice A.

No caso particular da determinação de vazões no Pajeú, um rio temporário onde se formam picos repentinos de vazão durante a ocorrência de chuvas mais intensas e o escoamento cessa logo a seguir, optou-se por considerar a infiltração no modelo como perda, não havendo portanto escoamento básico, o que parece acontecer quando se observa as vazões registradas nos diversos postos fluviométricos.

FIG. (V.12)–SIMULAÇÃO P/RIO DAS VELHAS

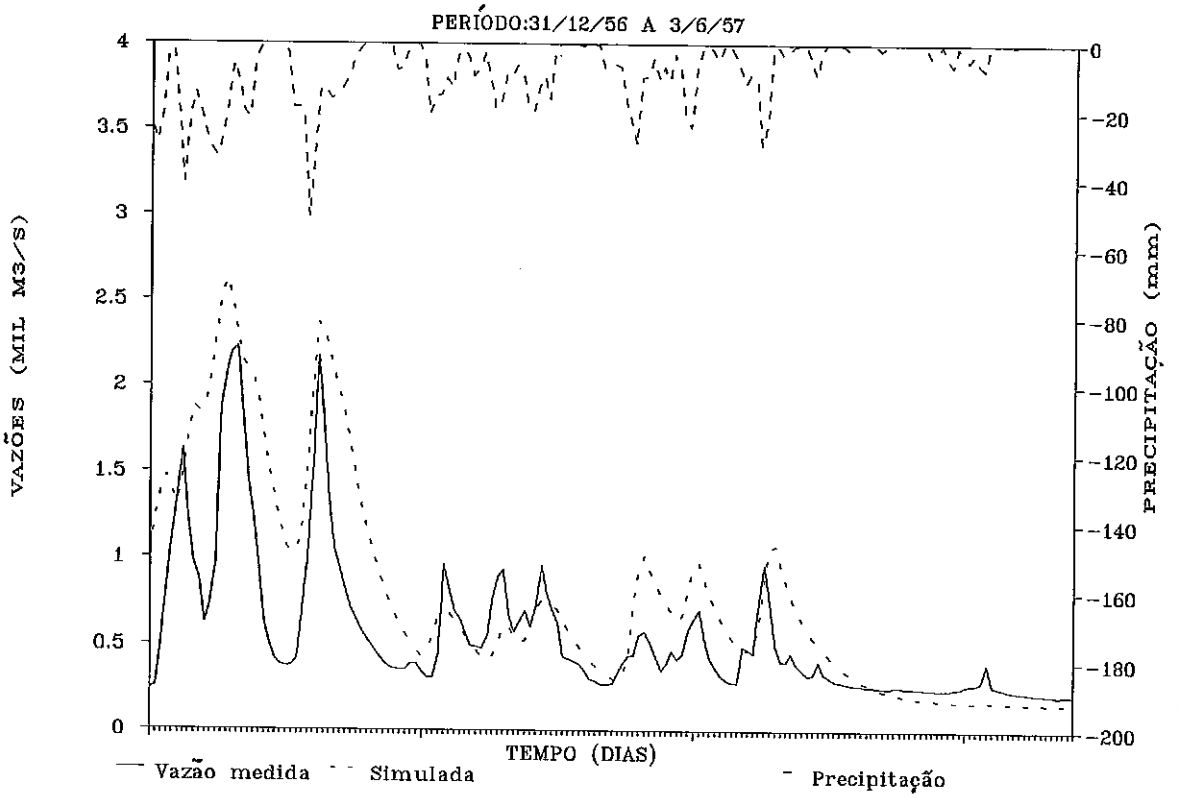


FIG. (V.13)–SIMULAÇÃO P/RIO DAS VELHAS

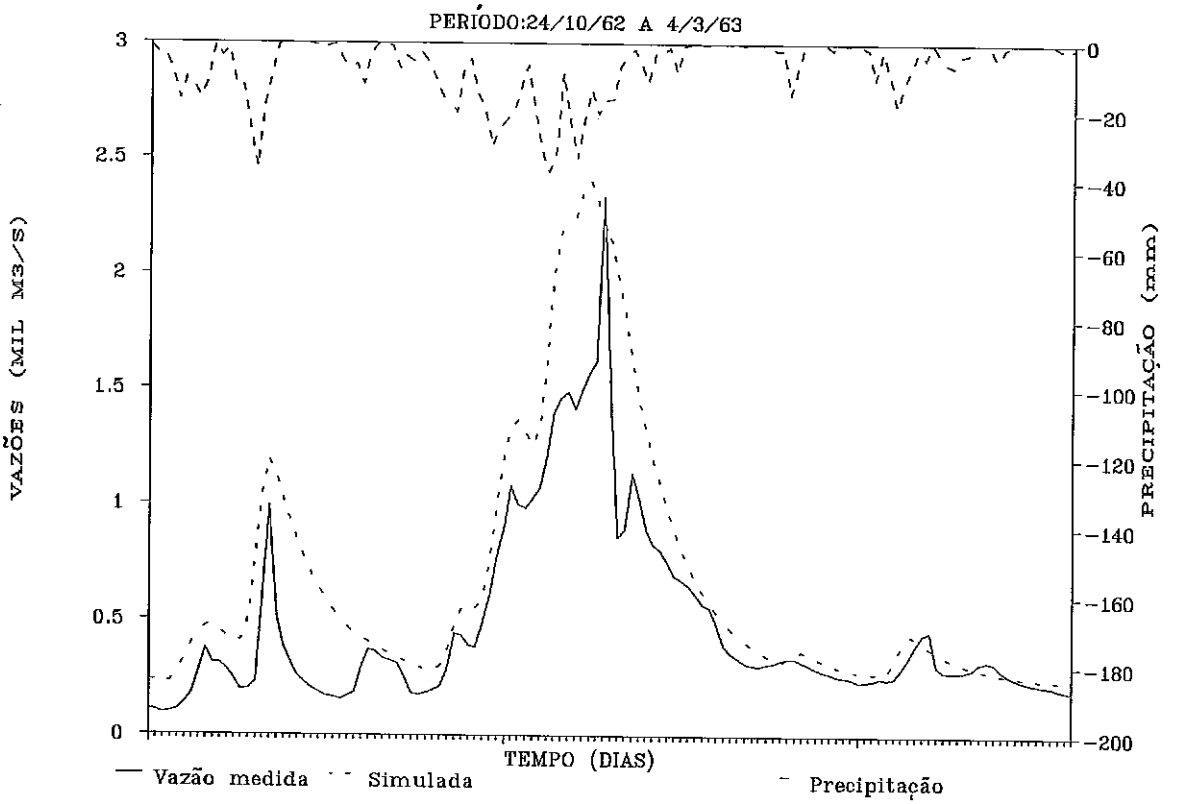


FIG. (V.14)–SIMULAÇÃO P/RIO PARACATU

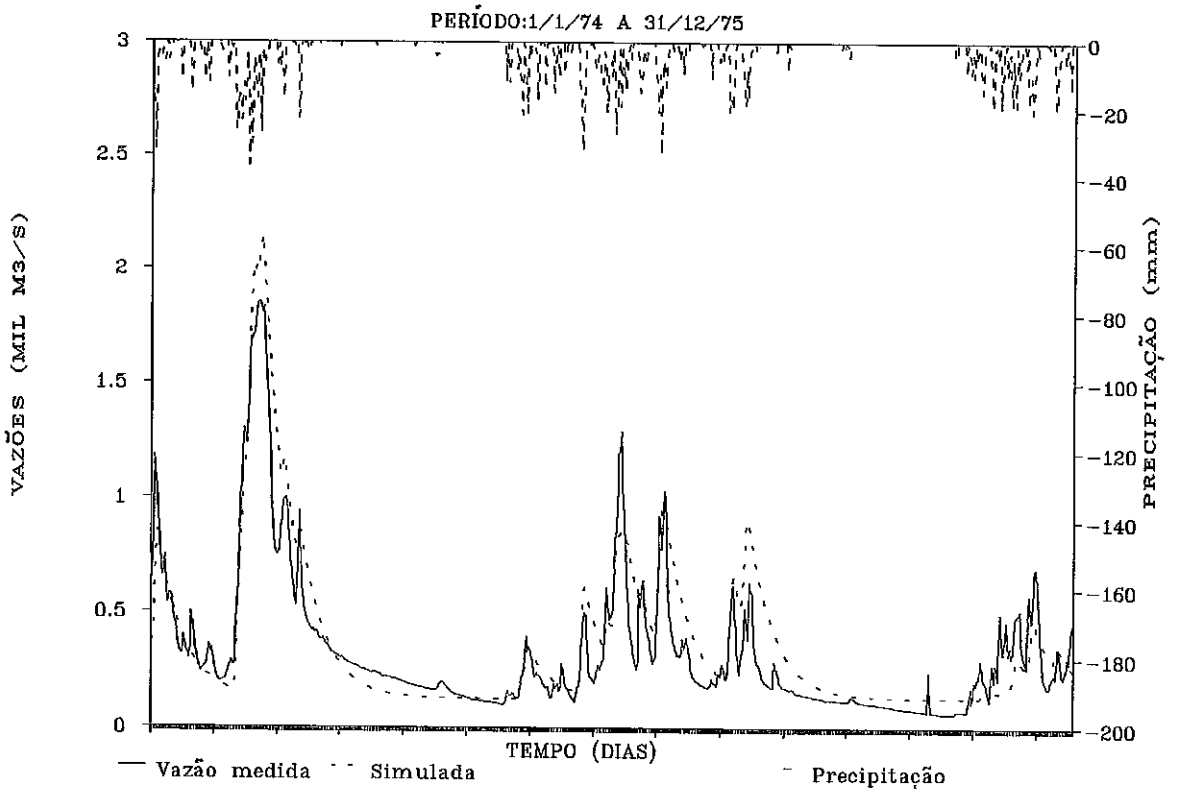


FIG. (V.15)–SIMULAÇÃO P/RIO URUCUIA

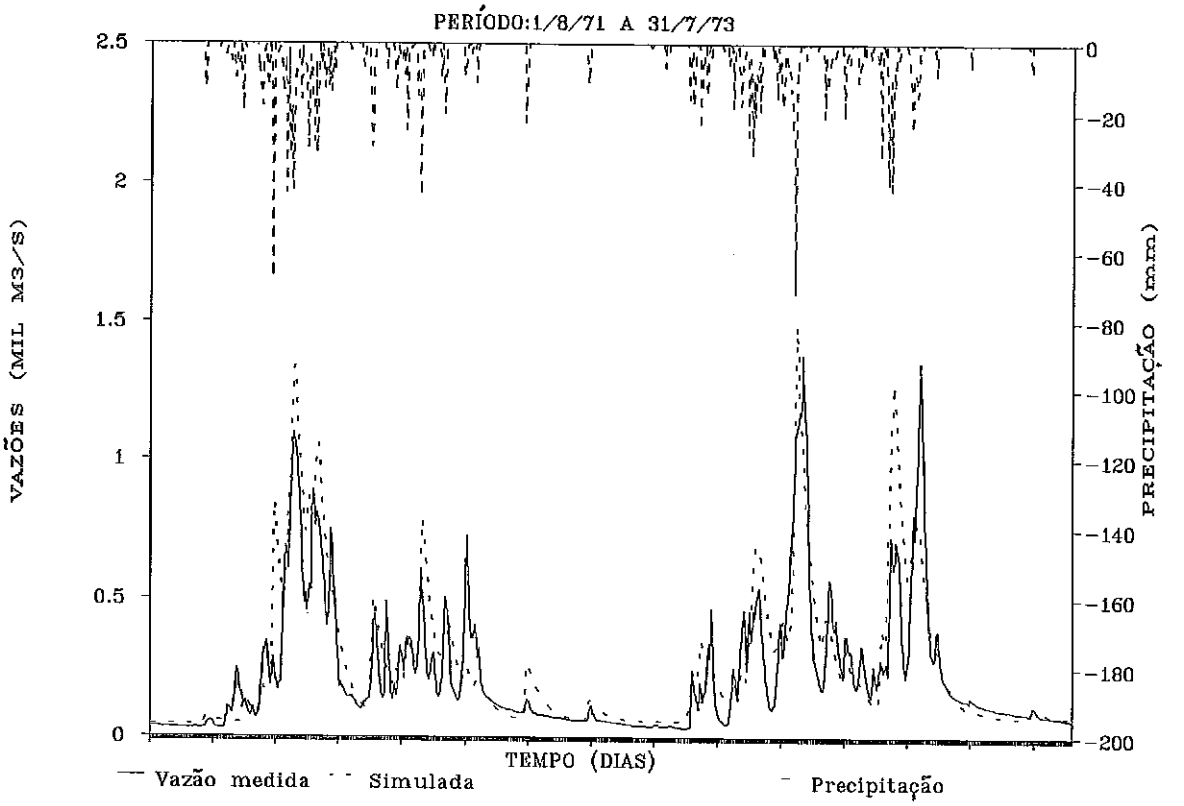
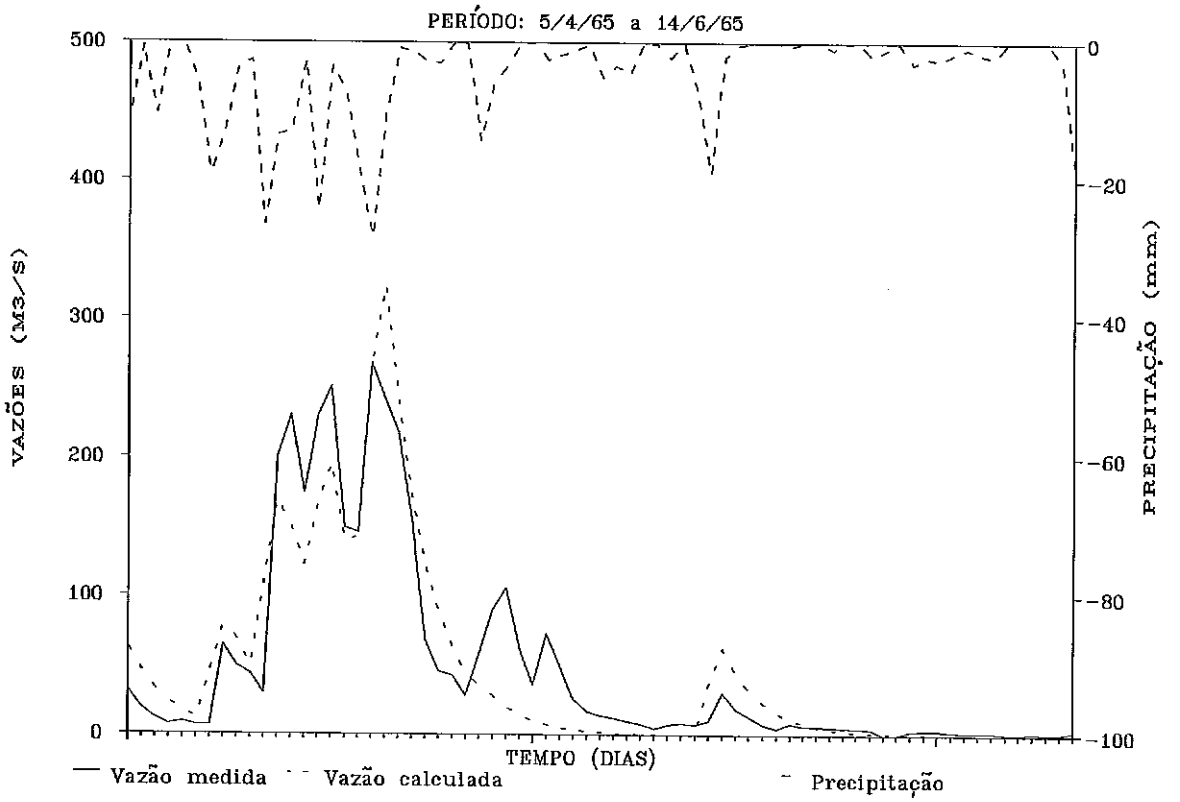


FIG (V.16)–PAJEÚ EM FLORES



A fig. (V.16) compara a vazão registrada em um posto que controla 4980 km^2 de área de drenagem da bacia do Pajeú com a vazão simulada correspondente, durante o ano de 1965.

Em sequência, apresenta-se as vazões simuladas para o período 1978/1982, no qual ocorreram três grandes enchentes em 1979, 1980 e 1982. Nesse período, não se dispunha nos registros do DNAEE das vazões e níveis. As figuras (V.17a) a (V.17c) mostram essa simulação para o rio das Velhas, Paracatu e Urucuia.

A partir da simulação nos grandes tributários e da vazão efluente em Três Marias, procedeu-se à composição da vazão no São Francisco nestes cinco anos. Essa composição foi feita admitindo-se desprezíveis os efeitos de amortecimento e adicionando-se os sucessivos hidrogramas, transladados de acordo com os tempos médios de viagem estimados da seguinte forma:

Três Marias-foz do Abaeté : 1/2 dia
Foz do do Abaeté-foz do rio das Velhas : 1 dia
Foz do rio das Velhas-foz do Paracatu : 1 dia
Foz do Paracatu-São Romão : 1/2 dia
São Romão-foz do Urucuia : 1/2 dia
Foz do Urucuia-São Francisco : 1/2 dia

Das vazões incrementais sucessivamente acrescidas à defluência de Três Marias nesse período de grandes cheias, apenas as vazões do Abaeté não foram simuladas, utilizando-se o registro histórico. Isso ocorreu porque, dos 267 postos pluviométricos cujos dados foram coletados junto ao DNAEE, não foi possível extrair uma série consistente de precipitação nessa bacia. Sua contribuição ao deflúvio do São Francisco é muito inferior à das outras bacias consideradas, dada sua área de pouco mais de 6000 km^2.

As vazões resultantes desse processo no período 1978 / 1982 para os postos de São Romão e São Francisco encontram-se indicadas nas figuras (V.18) e (V.19) e apresentam vazões simuladas bastante próximas às vazões registradas (R^2=0,915 e 0,945 respectivamente).

FIG. (V.17a)–SIMULAÇÃO: RIO DAS VELHAS

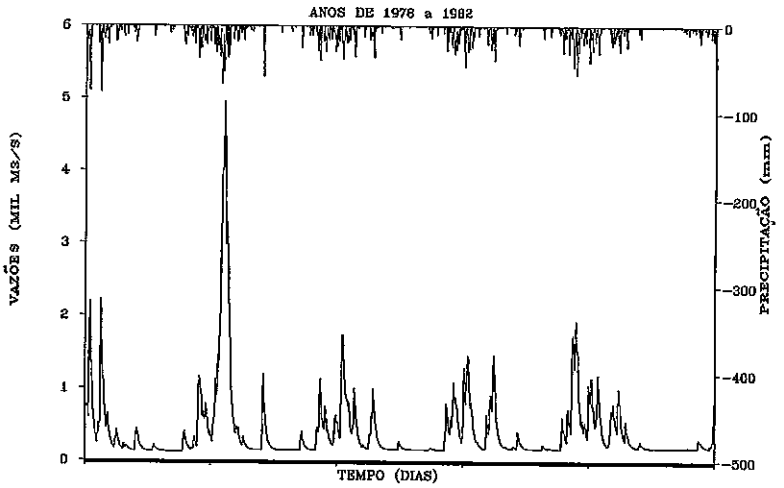


FIG. (V.17b)–SIMULAÇÃO: RIO PARACATU

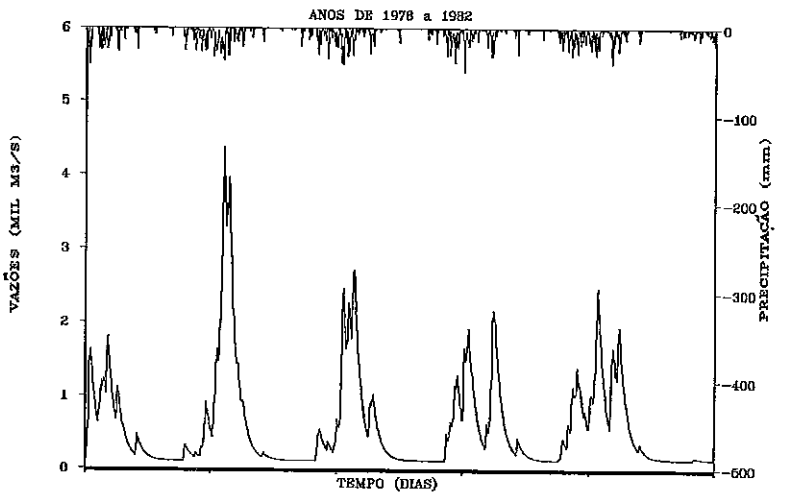


FIG. (V.17c)–SIMULAÇÃO: RIO URUCUIA

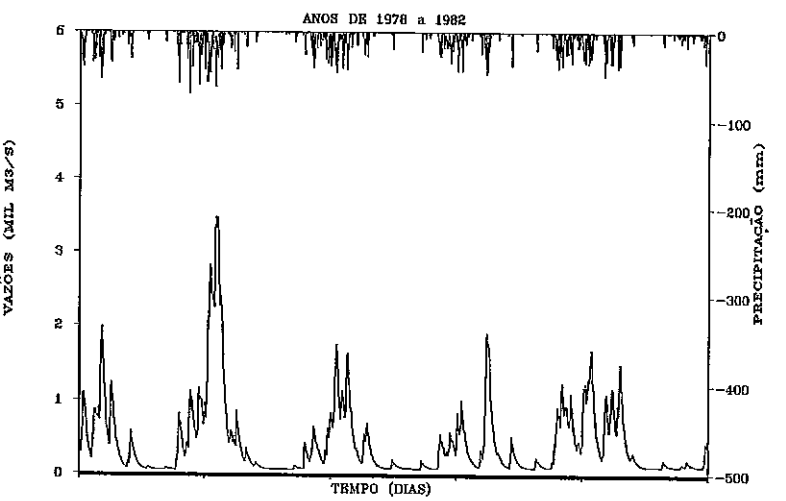


FIG. (V.17a) A (V.17c) - VAZÃO SIMULADA PARA AFLUENTES DO SÃO FRANCISCO - PERÍODO 1978/1982.

FIG. (V.18)–HIDROGRAMAS EM SÃO ROMÃO

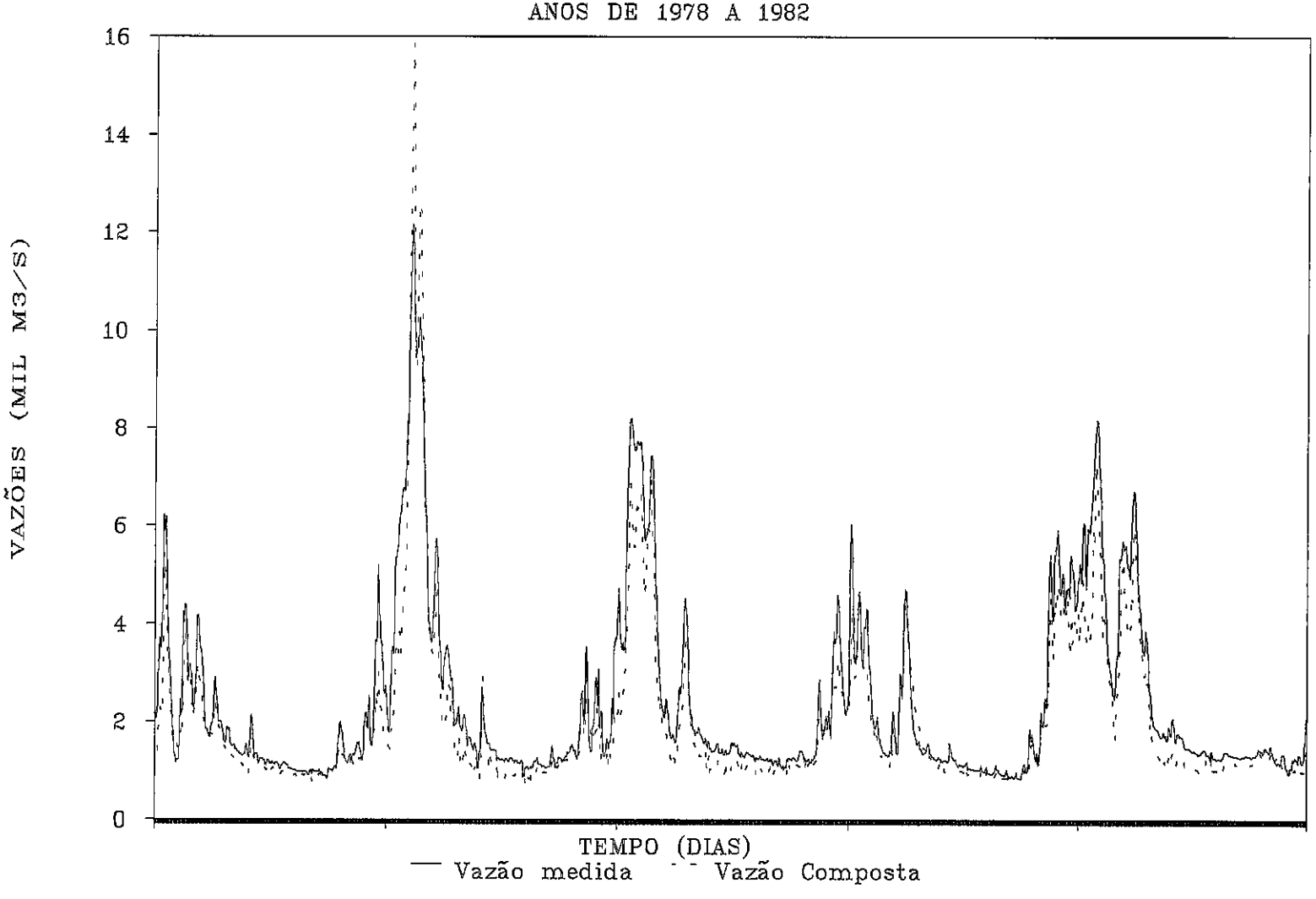
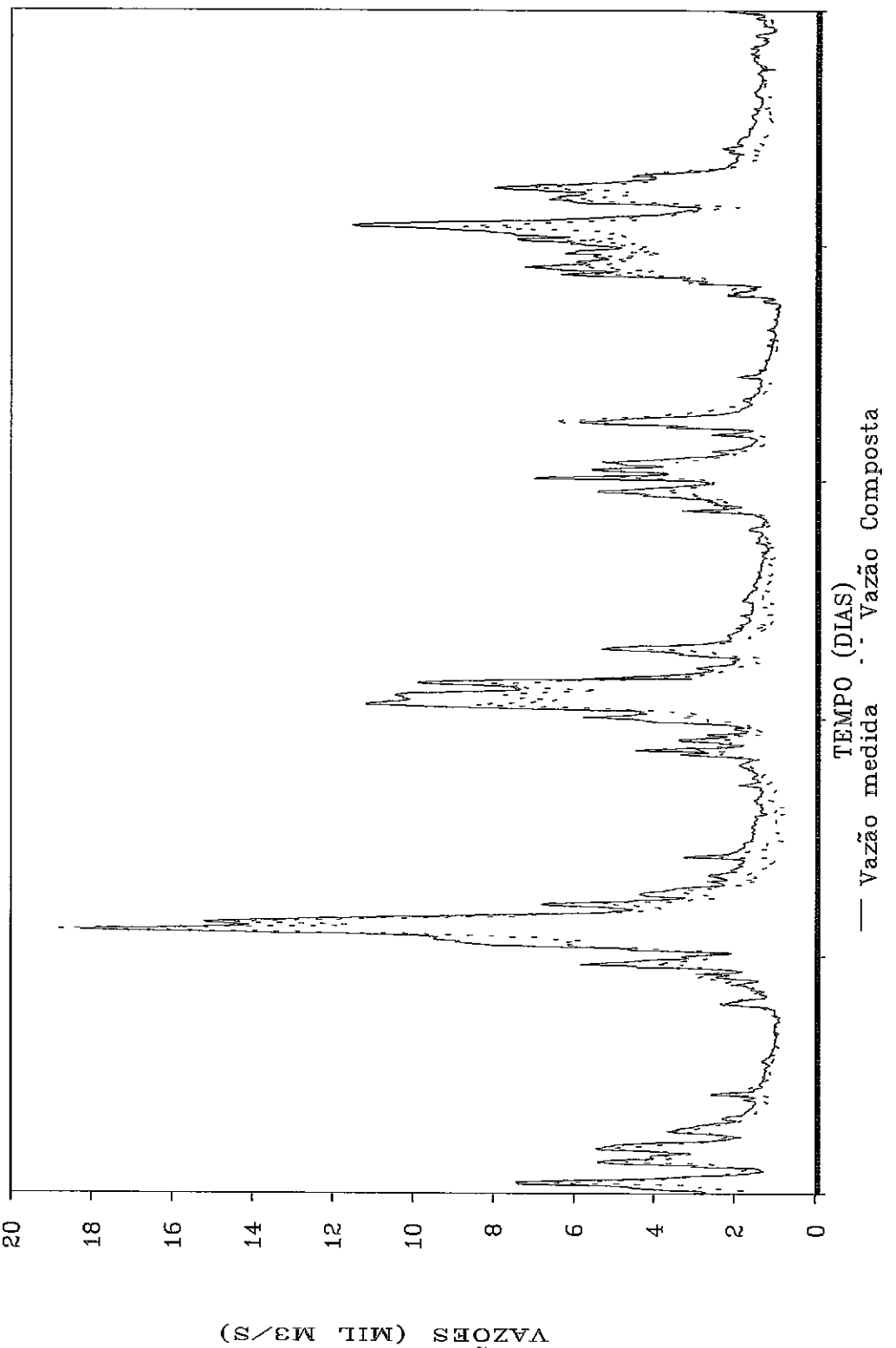


FIG. (V.19)—HIDROGRAMAS EM S. FRANCISCO



VI -APLICAÇÃO DE MÉTODOS HIDROLÓGICOS À SIMULAÇÃO DE ENCHENTES

6.1- PROPAGAÇÃO NA CALHA FLUVIAL

Com o propósito de analisar a precisão da resposta de modelos simplificados no processo de propagação de cheias ao longo do curso do São Francisco, foi aplicado o modelo Muskingum à simulação de vazões nos diferentes trechos do rio. Esse modelo, desenvolvido por McCARTHY em 1939, baseia-se na equação da continuidade e em equação de armazenamento que pondera os efeitos das vazões de entrada e saída do trecho. A equação básica do processo é

$$Q_{t+1} = C_1 \cdot I_{t+1} + C_2 \cdot I_t + C_3 \cdot Q_t \qquad \text{(VI.1)}$$

onde I e Q indicam as vazões de entrada e saída do trecho de rio, nessa ordem, enquanto que o subscrito Δt relaciona-se aos instantes sucessivos de cálculo. Os coeficientes C_1, C_2 e C_3 são calculados através das seguintes expressões:

$$C_1 = \frac{-KX + \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \qquad \text{(VI.2)}$$

$$C_2 = \frac{KX + \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \qquad \text{(VI.3)}$$

$$C_3 = \frac{K(1-X) - \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \qquad \text{(VI.4)}$$

Δt indica o intervalo de discretização do tempo, X o peso de integração da vazão no espaço e K é outra constante de proporcionalidade do método que pode ser interpretada como o tempo médio de deslocamento da onda de cheia. Maiores detalhes sobre o método Muskingum podem ser obtidos na ampla literatura existente sobre o assunto, como por exemplo em TUCCI (1986) e CANEDO (1989).

Para a calibração dos parâmetros, feita através do método dos mínimos quadrados, foram utilizados os hidrogramas de vazões da enchente de 1979. Os

valores dos parâmetros decorrentes dessa calibração encontram-se indicados na tabela (VI.1).

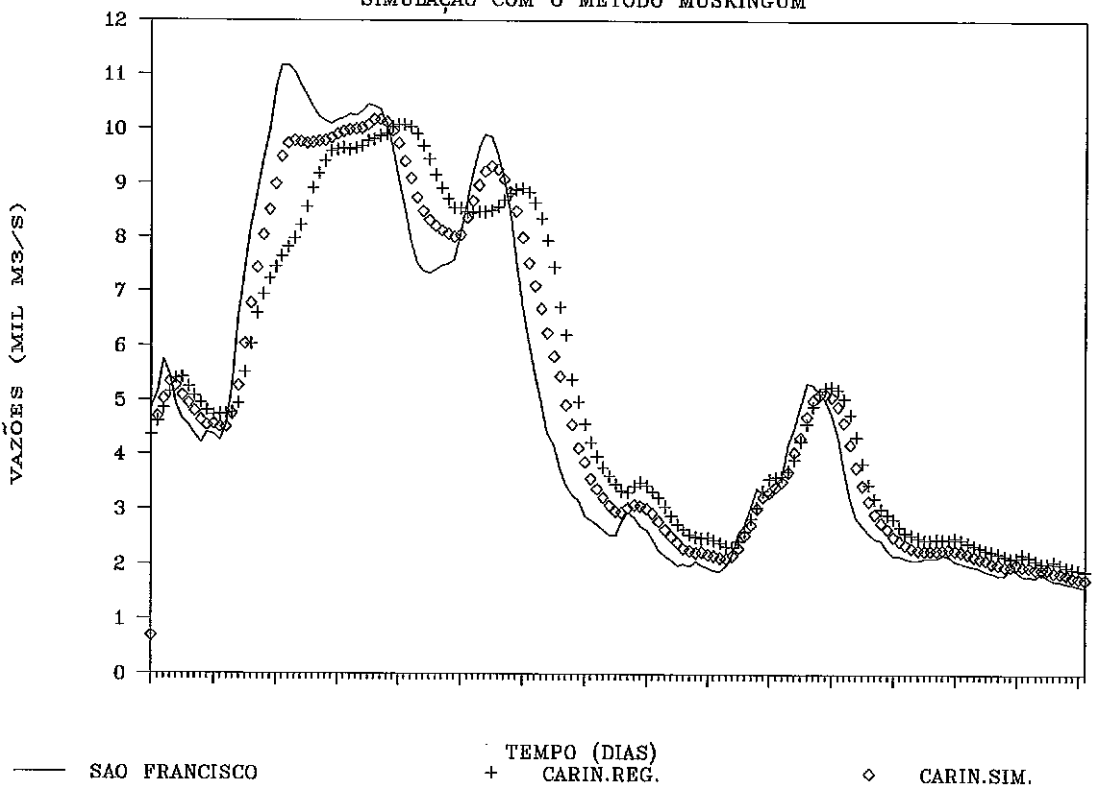
PARÂMETRO / TRECHO	K	X	C_1	C_2	C_3	R^2
SÃO FRANCISCO--CARINHANHA	4.35	0.18	0.142	0.450	0.408	0.983
CARINHANHA--BOM JESUS	2.79	0.30	0.191	0.679	0.130	0.985
BOM JESUS--MORPARÁ	4.27	0.18	0.143	0.459	0.398	0.983
MORPARÁ--XIQUE-XIQUE	2.70	0.22	0.131	0.513	0.356	0.986
JUAZEIRO--IBÓ	1.50	0.20	0.118	0.471	0.412	0.991
PIRANHAS--TRAIPÚ	1.50	0.20	0.118	0.471	0.412	0.997

TABELA (VI.1)- PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO DO MODELO MUSKINGUM

Foram feitas diversas simulações com esse modelo, para todas as cheias observadas a partir de 1942 nos diferentes trechos do São Francisco. As figuras (VI.1) a (VI.4) apresentam, para cada trecho em estudo e diferentes cheias, o hidrograma de montante e as vazões do registro histórico juntamente com o resultado da simulação, relativos à seção de jusante. Observe-se que as vazões simuladas não apresentam o devido retardamento consequente do armazenamento que se processa na planície de inundação. Mesmo a calibração dos parâmetros do modelo por faixas de vazão não melhorou os resultados de forma sensível. No baixo curso, trecho Piranhas - Propriá, onde não há um efeito muito significativo de amortecimento, o método apresentou bons resultados.

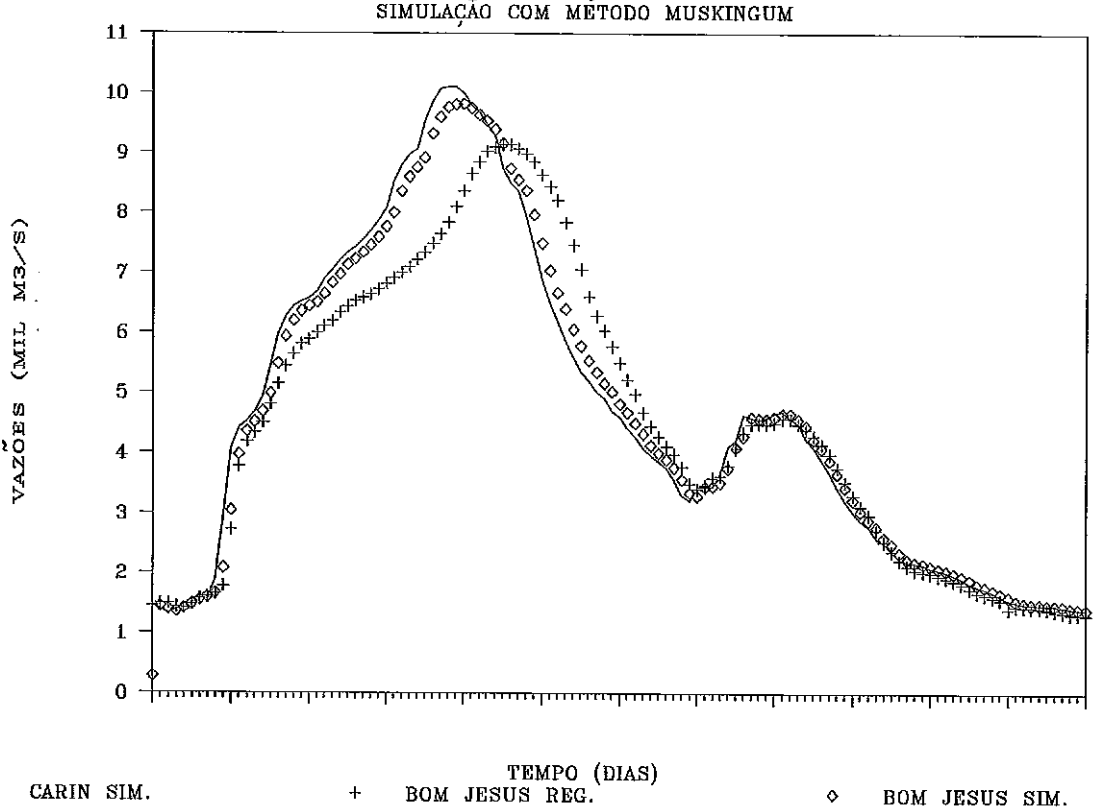
FIG(VI.1) SÃO FRANCISCO–CARINHANHA 1980

SIMULAÇÃO COM O MÉTODO MUSKINGUM



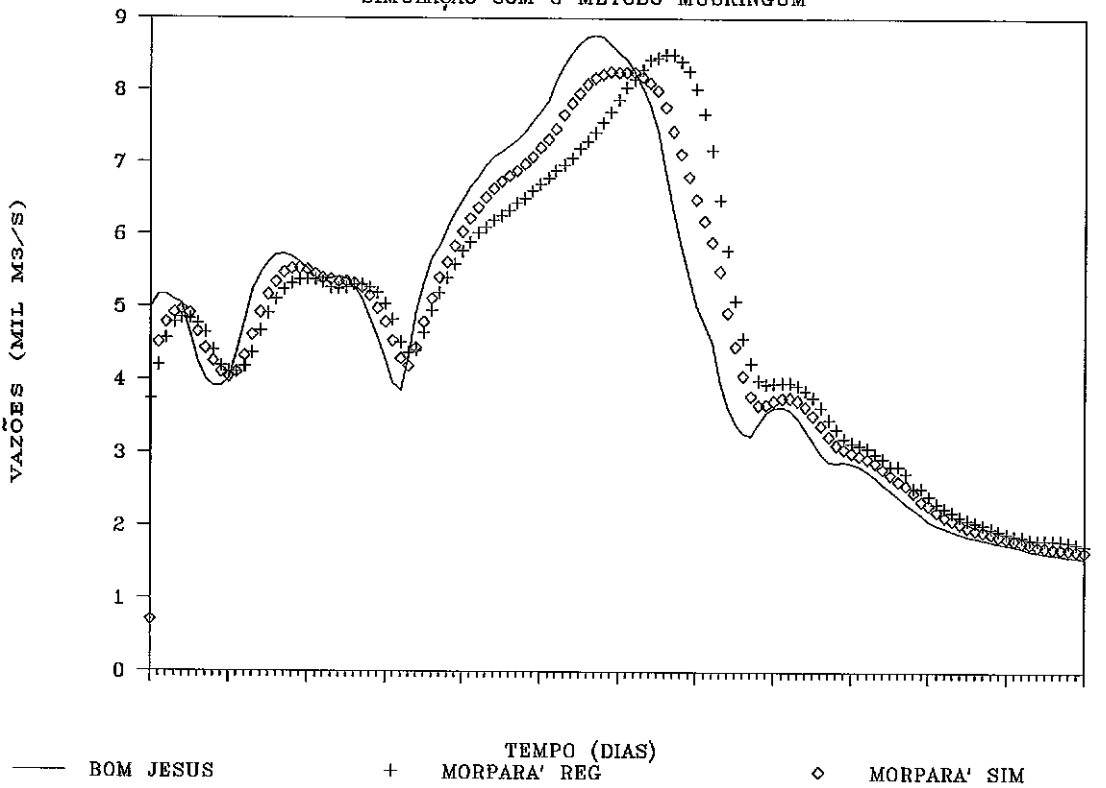
FIG(VI.2) CARINHANHA–BOM JESUS 1963

SIMULAÇÃO COM MÉTODO MUSKINGUM



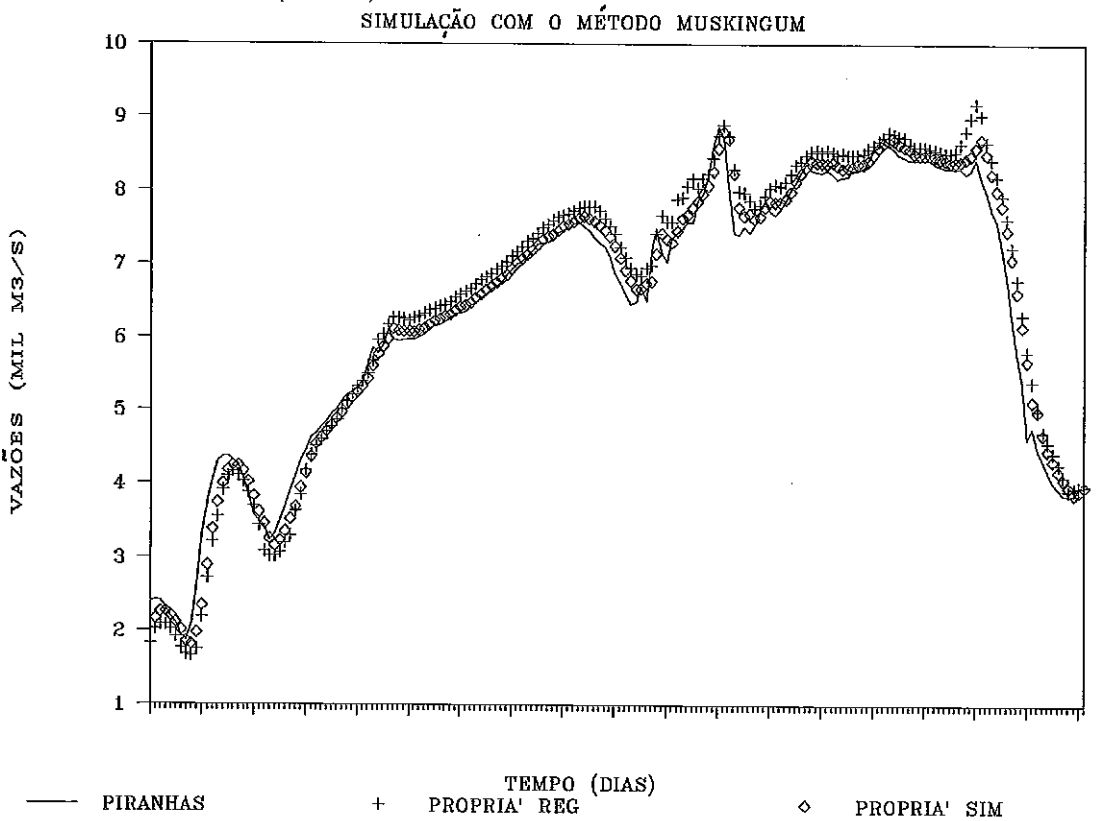
FIG(VI.3) BOM JESUS-MORPARA' 1952

SIMULAÇÃO COM O MÉTODO MUSKINGUM



FIG(VI.4) PIRANHAS-PROPRIA' 1957

SIMULAÇÃO COM O MÉTODO MUSKINGUM



6.2- AMORTECIMENTO NO LAGO DE SOBRADINHO

O modelo simplicado que geralmente se utiliza para simular a propagação em reservatório é o desenvolvido por Pulz, a partir da discretização da equação da continuidade. Esse tipo de modelo é válido à medida em que os efeitos dinâmicos no lago não são significativos, de modo que a superfície da água no reservatório aproxima-se de um plano horizontal.

A equação da continuidade pode ser escrita como:

$$\frac{dS}{dt} = I - O \qquad \text{(VI.5)}$$

onde o 1^{o} termo representa a variação no tempo do volume armazenado, I a entrada de água no sistema e O a saída, expressas em termos de vazão. Considerando-se como entrada a vazão afluente Q_S e a precipitação P e como saídas a vazão efluente Q_E(turbinada + vertida) juntamente com a evaporação, tem-se:

$$I = Q_S + C_1 \cdot P \cdot A \qquad \text{(VI.6)}$$

$$O = Q_E + C_1 \cdot E \cdot A \qquad \text{(VI.7)}$$

onde A é a área do espelho d'água e C_1 um coeficiente de compatibilização de unidades. Substituindo-se as eq. (VI.6) e (VI.7) em (VI.5) e a seguir procedendo-se a discretização por diferenças finitas, chega-se a

$$S_{i+1} + C\left(\frac{E_{i+1}+E_i}{2} - \frac{P_{i+1}+P_i}{2}\right)A_{i+1} = \left(\frac{Q_a^{i+1}+Q_a^i}{2} - \frac{Q_E^{i+1}+Q_E^i}{2}\right)\Delta t$$

$$-C\left(\frac{E_{i+1}+E_i}{2} - \frac{P_{i+1}+P_i}{2}\right)A_i + S_i \qquad \text{(VI.8)}$$

onde $C = C_1/2$.

As incógnitas relacionadas ao volume armazenado e à área ocupada pela superfície da água podem ser relacionadas com a cota do nível d'água, a partir da premissa de espelho d'água horizontal, por relações do tipo

$$V = d_1(Z - Z_1)^{b1} \qquad \text{(VI.9)}$$

para a curva cota-volume, e

$$A = d_2(Z - Z_2)^{b2} \qquad \text{(VI.10)}$$

para a curva cota-área.

Uma vez conhecidos todos os valores no instante de cálculo i das diferentes grandezas que compõem a eq. (VI.8) e a partir de valores conhecidos ou estimados para as vazões, taxas de evaporação e de precipitação no tempo *i+1*, pode-se calcular, utilizando-se as equações (VI.8) a (VI.10), a cota do nível d'água no instante *i+1*, com o auxílio de processo iterativo como o de Newton-Raphson.

As curvas cota-área e cota-volume do reservatório de Sobradinho, obtidas junto à CHESF, são apresentadas nas figuras (VI.5) e (VI.6), juntamente com as respectivas funções matemáticas ajustadas. Para cada curva foram ajustados três conjuntos de parâmetros, em função da cota, cujos valores são indicados na tabela (VI.2) para áreas em Km^2 e volumes em hm^3.

Cotas (m)	d_1	Z_1	b_1	d_2	Z_2	b_2
370 a 380	194,2396	370	1,2902	12,5005	368,10	1,7481
380 a 390	23,9039	370	2,3200	5,7199	368,10	2,0492
Acima de 390	6,0307	370	2,7900	1,4717	368,10	2,4927

TABELA (VI.2)- VALORES DOS PARÂMETROS DE AJUSTE DAS CURVAS COTA-VOLUME E COTA-ÁREA DO RESERVATÓRIO DE SOBRADINHO.

A simulação dos níveis foi feita para o período de 7 de dezembro de 1978 a 31 de dezembro de 1981, utilizando-se como afluência ao lago as vazões propagadas até o posto de Fazenda das Pedras. As séries de vazões efluentes, precipitação e evaporação no período foram obtidas junto à CHESF. Na fig. (VI.7) são apresentadas a precipitação média mensal de dez postos e a evaporação medida em tanque classe A em Remanso, interior do lago, de 1979

FIG(VI.5):CURVA COTA–ÁREA DE SOBRADINHO

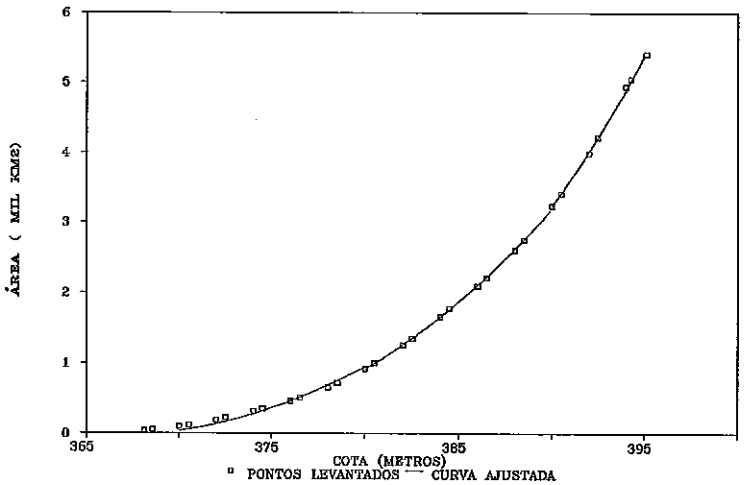
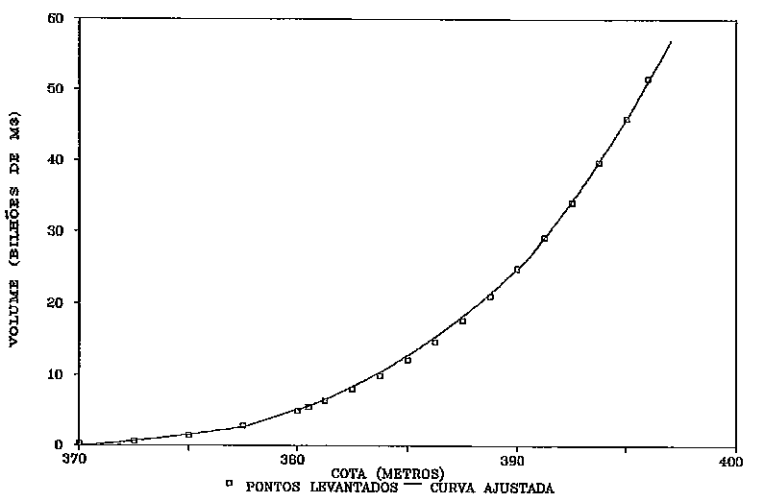
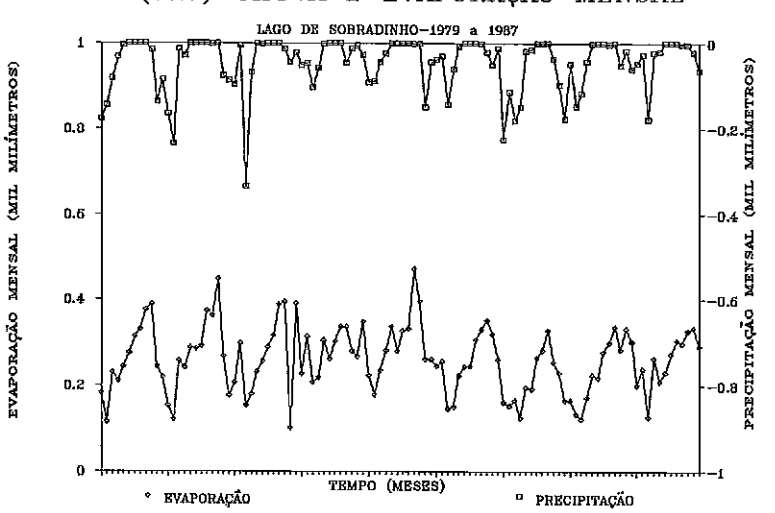


FIG.(VI.6) : COTA–VOLUME DE SOBRADINHO



FIG(VI.7)–CHUVA E EVAPORAÇÃO MENSAL



a 1987 (CHESF/DOCH, 1988b).

As figuras (VI.8a) e (VI.8b) mostram a comparação dos níveis simulados em relação aos registrados na barragem de Sobradinho em dois períodos distintos. O desvio entre os níveis medidos e simulados foi muito significativo. Esse erro deve-se basicamente à hipótese simplificadora de se considerar como plana a superfície do lago, que apresenta desníveis apreciáveis, conforme será constatado em capítulo posterior.

Para melhor analisar o problema, determinou-se, através de balanço hídrico, os volumes efetivamente armazenados no reservatório, a partir das entradas e saídas conhecidas no período de 7/12/78 a 31/12/81. Conhecidos esses volumes, foram separados os períodos de ascensão e recessão, procedendo-se a ajustes de funções do tipo $V = d.(Z-Z_0)^b$ para diferentes cotas. A curva relativa aos níveis ascendentes foi ajustada para a época de enchimento do reservatório; a outra reflete a tendência média de diferentes períodos de recessão.

A fig. (VI.9) apresenta as duas relações estimadas para a variação do volume com a cota em Sobradinho, juntamente com a curva cota-volume conhecida e uma curva interpolada entre a ascensão e a recessão no lago. Observe-se que essa curva interpolada ficou muito próxima à curva cota-volume conhecida.

Os parâmetros das curvas cota-volume ajustadas são indicados na tabela (VI.3).

Cotas (m)	ascensão		recessão		Z_o
	d	b	d x 10^3	b	
370 a 380	127,1400	1,4693	7,8562	4,8577	370
380 a 390	11,9910	2,6546	46,9859	4,2817	370
Acima de 390	77,5190	2,0207	3690	2,7864	370

TABELA (VI.3)- VALORES DOS PARÂMETROS PARA A CURVA COTA-VOLUME AJUSTADA.

No capítulo (IX) é descrita uma simulação para a cheia de 1989/90 e comparados os volumes avaliados por meio dessas curvas com os obtidos através de modelo hidrodinâmico.

FIG(VI.8a) COTAS : SOBRADINHO

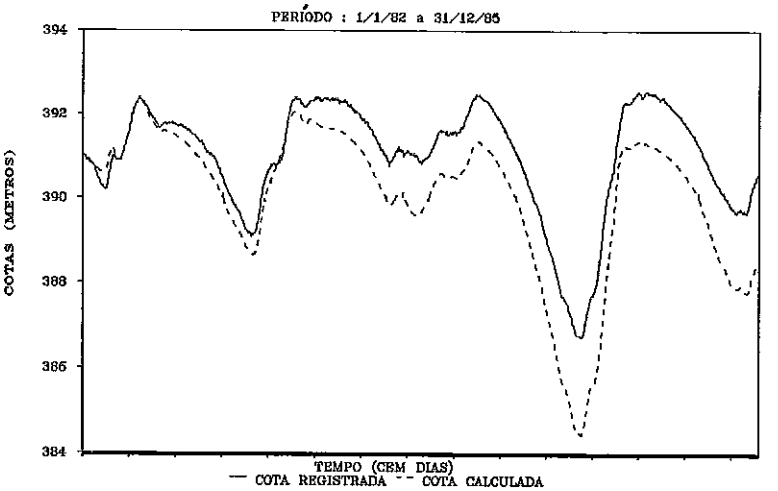


FIG.(VI.8b)-COTAS EM SOBRADINHO

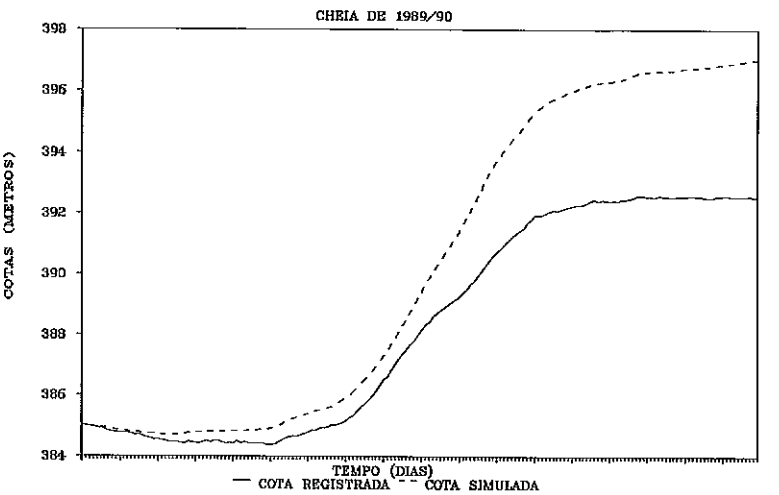
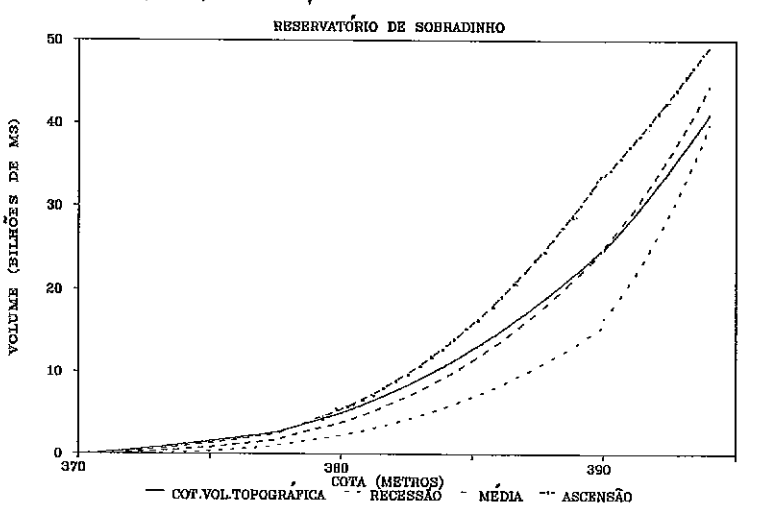


FIG.(VI.9)-RELAÇÕES COTA-VOL. DIVERSAS



VII - DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA CALHA FLUVIAL, DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO E DA REGIÃO DOS LAGOS.

7.1 - CARACTERIZAÇÃO DA CALHA FLUVIAL E DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO.

Em função do transbordamento que se verifica em quase toda a extensão do São Francisco com a elevação do nível das águas, deixando o rio a sua calha natural e se espraiando pela planície circunjacente, torna-se necessário conhecer os limites da região inundável e a evolução do processo de ocupação da planície em função do nível d'água atingido. Tais informações são importantes para que o modelo possa ser devidamente calibrado, uma vez que a planície de inundação tem forte influência sobre a forma como se propaga uma onda de cheia com ocorrência de extravasamento.

O tipo de informação ideal para se possibilitar a definição da região inundável compreenderia o levantamento da topografia detalhada, com o conhecimento de larguras superficiais, áreas e volumes para diferentes cotas ao longo da extensão do rio. Tais informações podem ser obtidas em cartas topográficas detalhadas com intervalos entre curvas de nível que permitam precisão razoável.

O mapeamento da bacia do São Francisco existente, realizado pelo IBGE, pela divisão de levantamentos do Exército e pela SUDENE, produziu cartas e imagens de radar, cujo maior detalhamento é apresentado em escala 1:100.000, onde as curvas de nível são espaçadas a intervalos de 40 ou 50 metros. Dessa forma, torna-se impossível definir a planície de inundação.

Uma forma de se levantar as informações necessárias consiste na utilização de imagens de satélite.

O satélite LANDSAT 5 fornece imagens de um mesmo ponto em sua órbita a cada 16 dias. A sequência das passagens do satélite permite o acompanhamento razoável do processo de inundação da planície em bacias hidrográficas onde a evolução das cheias é lenta, como acontece no São Francisco. Levantamento, interpretação e composição de imagens ao longo do rio foram realizados por VIEIRA, PINTO e PEREIRA (1989), para a calibração dos modelos matemáticos utilizados nesse trabalho. A partir da análise interpretativa das imagens tem

sido obtidos elementos como a delimitação da planície inundada, separação do canal principal e das zonas de acumulação, identificação de canais secundários e lagunas na planície, ocorrência de terraços não inundados e singularidades.

Na figura (VII.1) é esquematizado o recobrimento da superfície do território brasileiro pelos satélites da série LANDSAT e na fig. (VII.2) as órbitas do LANDSAT 5 sobre a bacia do rio São Francisco.

Foram analisadas imagens do satélite na cheia de 1979, a de maior amplitude registrada nesse século, juntamente com as ocorridas em 1983 e 1985, por apresentarem dados de melhor qualidade. As enchentes de 1983 e 1985 foram de mesma magnitude.

Quando disponíveis, imagens diferentes de uma mesma cheia foram combinadas para acompanhar o espalhamento na planície e daí chegar-se à delimitação da zona inundável. O recobrimento foi realizado desde São Romão até Morpará, estendendo-se por praticamente todo o curso médio do rio, que corresponde à região não controlada onde ocorrem as grandes inundações.

A relação das imagens utilizadas encontra-se na tabela (VII.1). Maiores detalhes sobre o seu processamento podem ser encontrados no trabalho de VIEIRA et alli (1989).

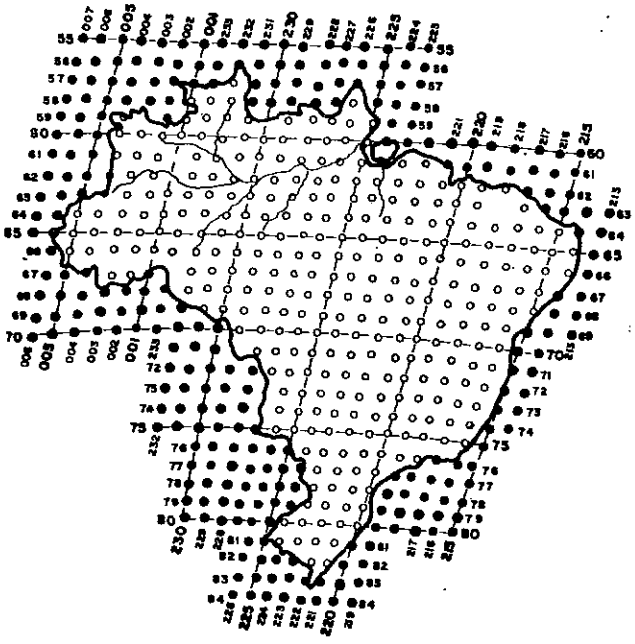


FIG. (VII.1) - RECOBRIMENTO DA SUPERFÍCIE DO TERRITÓRIO BRASILEIRO PELOS SATÉLITES DA SÉRIE LANDSAT.

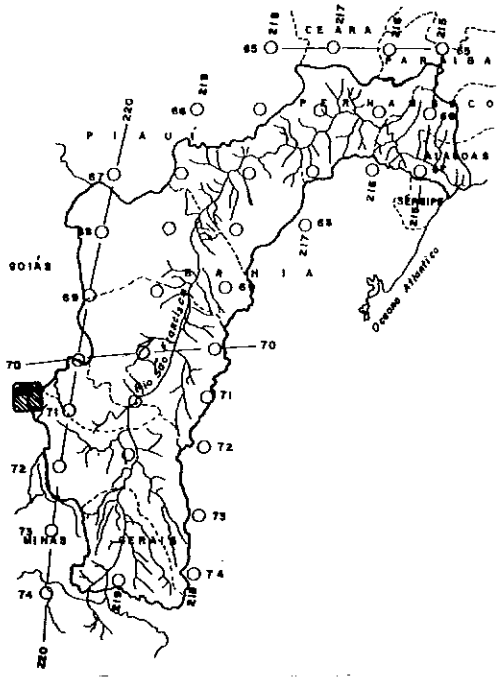


FIG. (VII.2) - RECOBRIMENTO DA ÁREA DE ESTUDO PELO SATÉLITE LANDSAT 5.

PRODUTO LANDSAT	ÓRBITA/PONTO	DATA DA PASSAGEM	SENSOR
tranparência Positiva	235/69	23/FEV/79	MSS
tranparência Positiva	219/69	27/FEV/83	MSS
tranparência Positiva	219/69	27/FEV/83	MSS
tranparência Positiva	219/69	07/JAN/85	TM
tranparência Positiva	219/68	08/FEV/85	TM
tranparência Positiva	219/69	08/FEV/85	TM
tranparência Positiva	219/69	08/FEV/85	TM
tranparência Positiva	219/71	08/FEV/85	TM
tranparência Positiva	218/69	21/MAR/85	TM
tranparência Positiva	219/69	28/MAR/85	TM
tranparência Positiva	218/69	22/ABR/85	TM
tranparência Positiva	219/69	29/ABR/85	TM
CCT	234/69	12/MAR/79	MSS
CCT	235/69	15/MAI/79	MSS

CCT : Fitas compatíveis com computador.

MSS: Sistema de varredura multiespectral.

TM: Mapeador temático.

TABELA (VII.1) - RELAÇÃO DOS DADOS LANDSAT UTILIZADOS.

A delimitação da calha fluvial e da planície de inundação, mapeada originalmente na escala 1:100.000 no INPE, foi implantada em computador com uma mesa digitalizadora e é apresentada nas figuras (VII.3) a (VII.8).

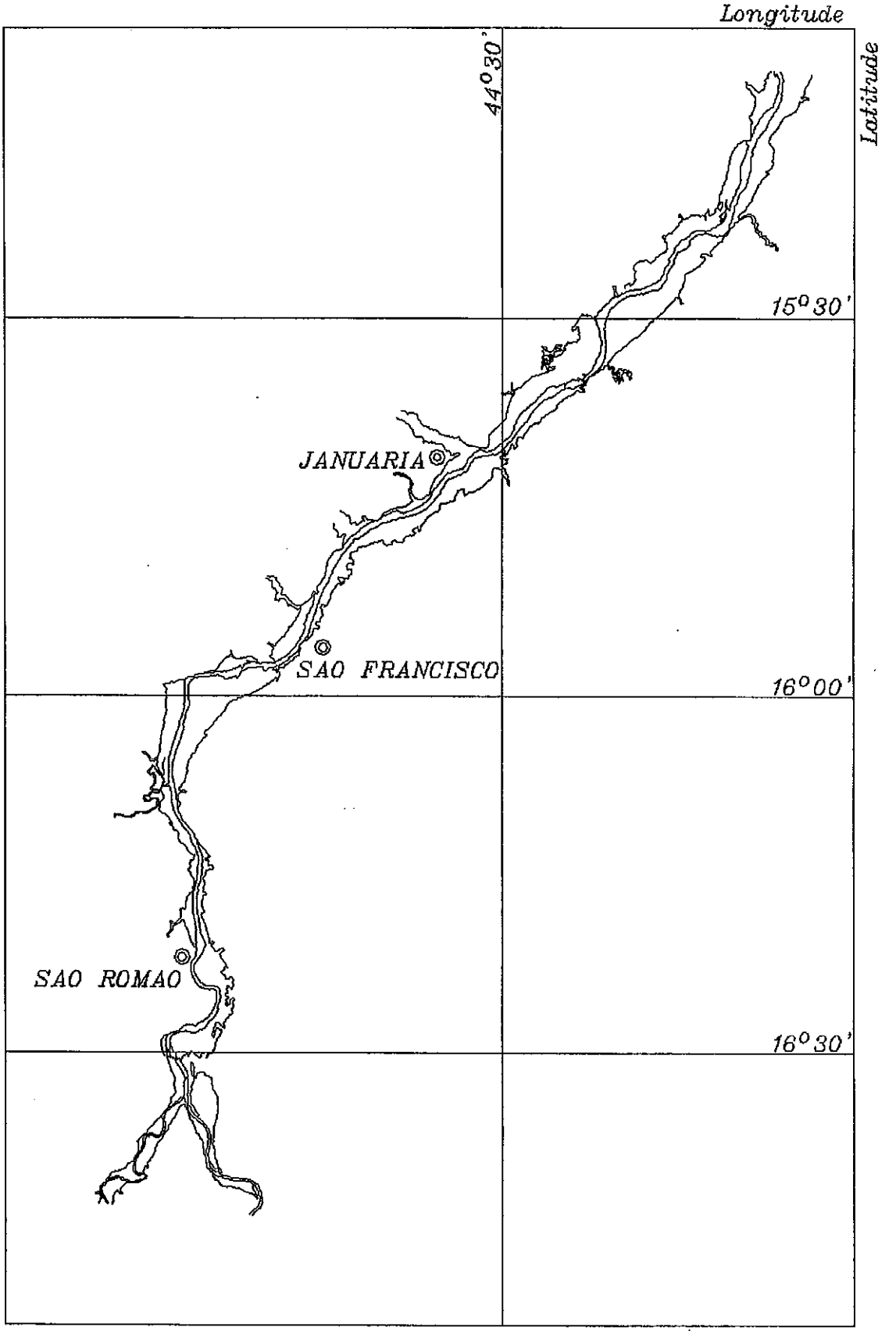


FIG. (VII.3) - COMPOSIÇÃO DE IMAGENS SUCESSIVAS DE TRECHO DO ALTO SÃO FRANCISCO EM 8/2/85.

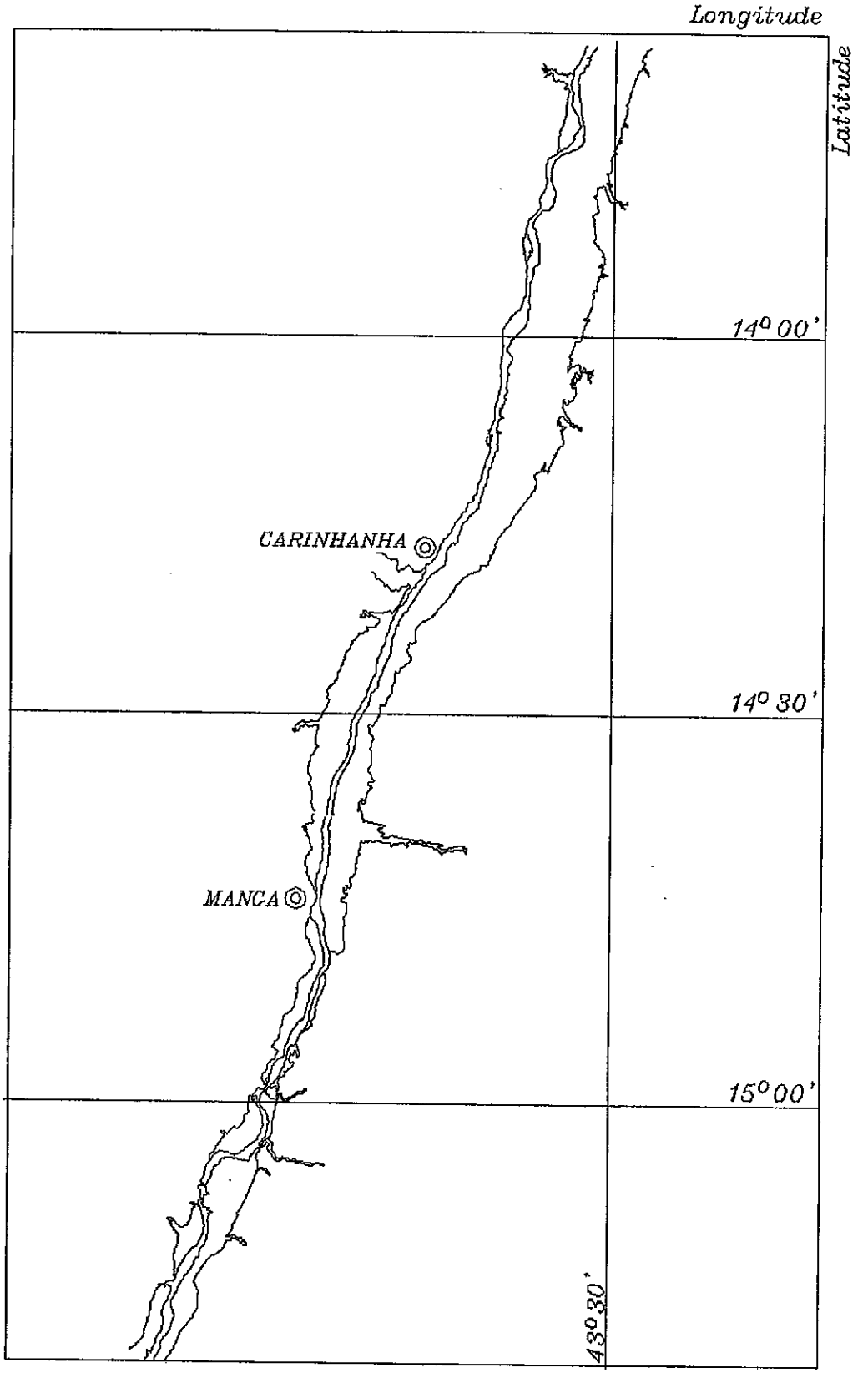


FIG. (VII.4) - IMAGENS DO MÉDIO SÃO FRANCISCO EM 27/2/83.

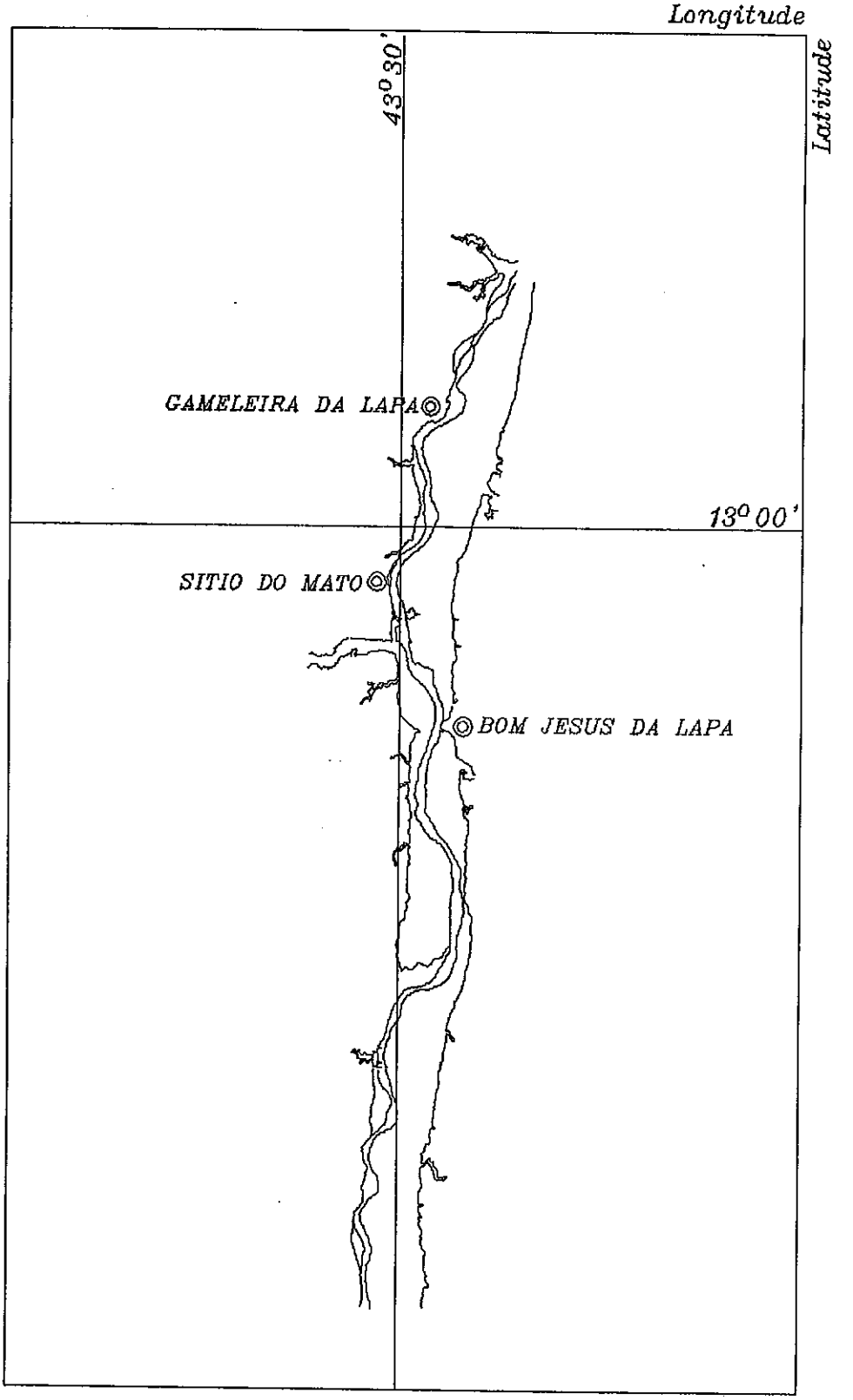


FIG. (VII.5) - MÉDIO SÃO FRANCISCO, IMAGENS DE 8/2/85.

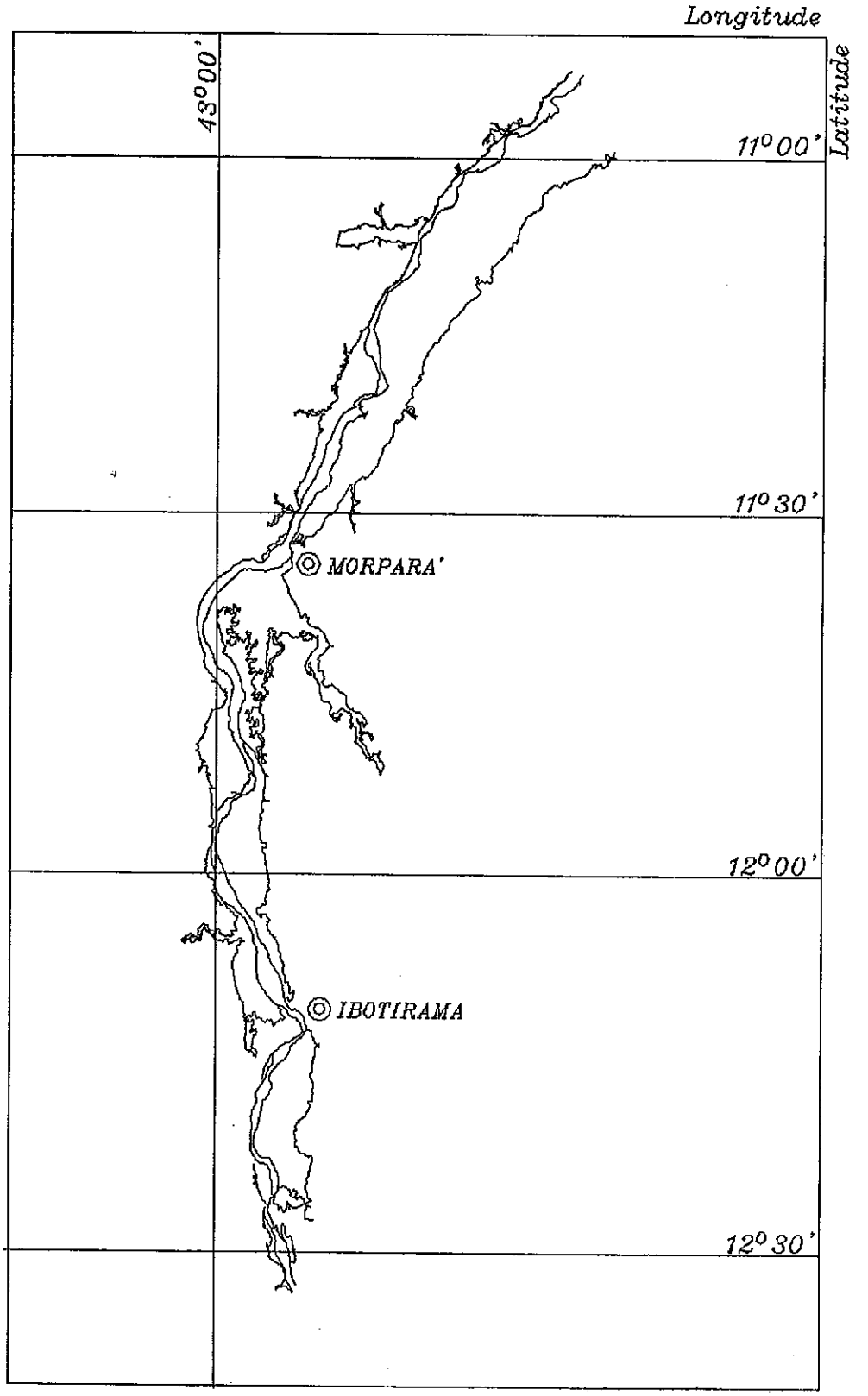


FIG. (VII.6) - MÉDIO SÃO FRANCISCO, 8/2/85.

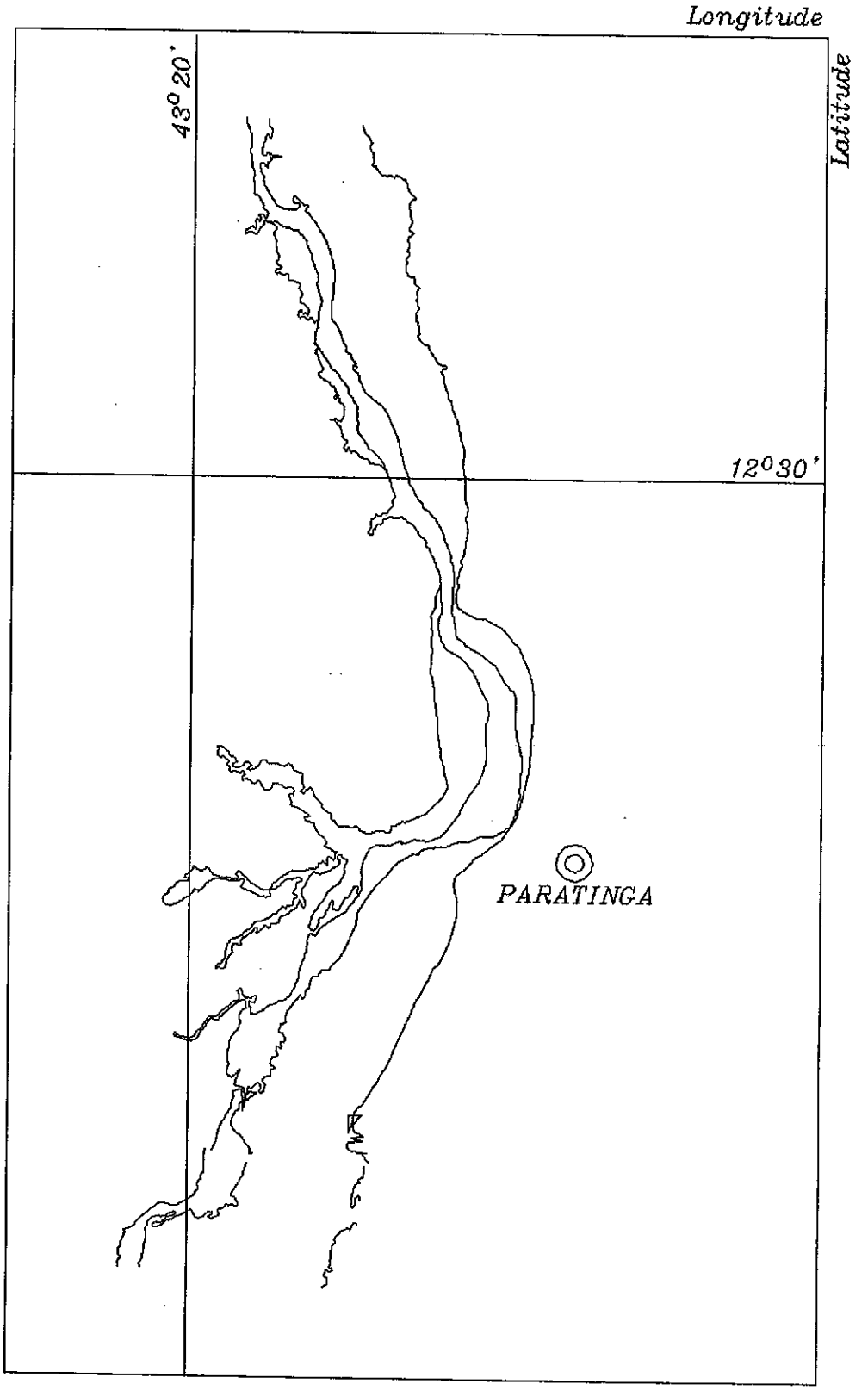


FIG. (VII.7) - IMAGENS DO DIA 27/2/83 NAS IMEDIAÇÕES DE PARATINGA, BAHIA.

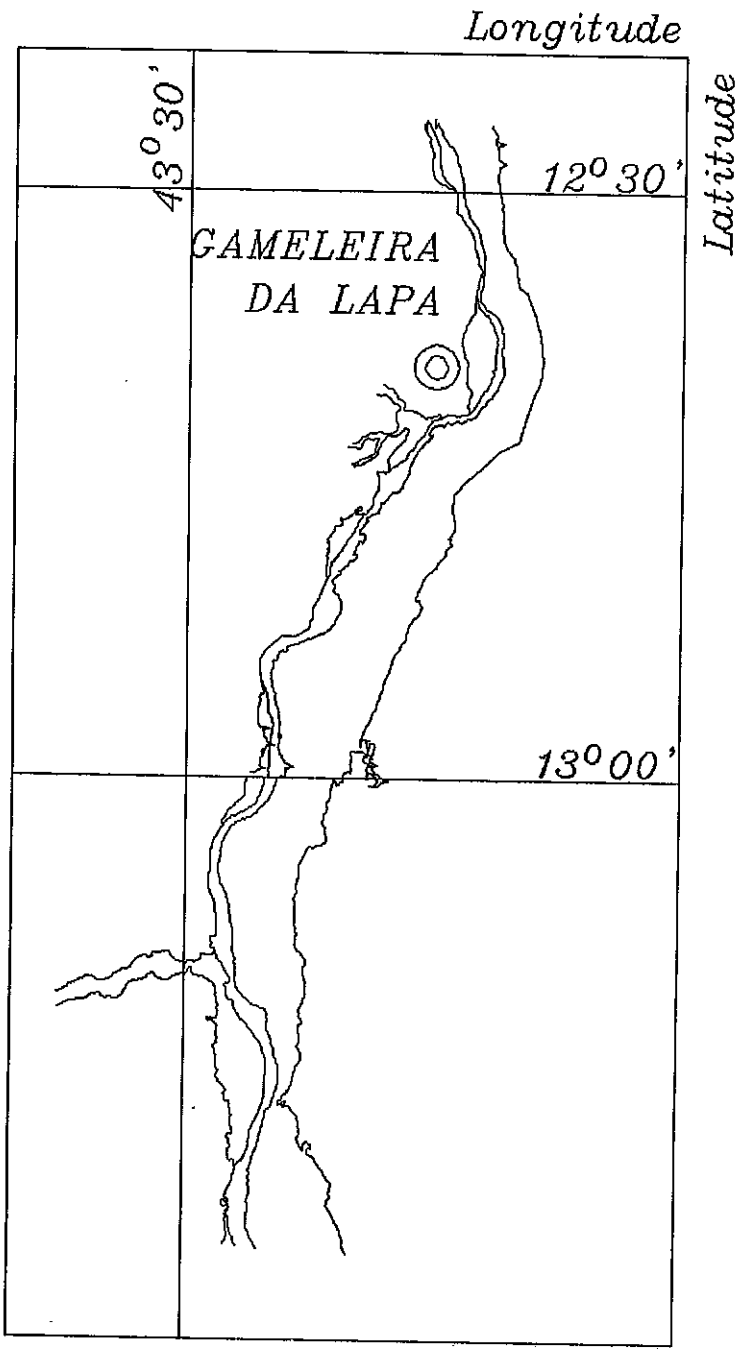


FIG. (VII.8) - IMAGENS DO DIA 23/2/79 NA REGIÃO DE GAMELEIRA, BAHIA.

Cada figura é o resultado da união de imagens consecutivas ao longo do rio. Nelas se mostra o contorno superficial do canal de escoamento e a interface terra-água na planície inundada. Observe-se que, de Carinhanha para jusante, a inundação ocorre quase sempre na margem direita, devido à diferença de relevo entre as margens.

Para extrair das imagens larguras do canal de escoamento e da região inundada, foram levantadas as coordenadas dos contornos a intervalos regulares e daí calculadas as larguras normais ao curso do rio.

7.2 - DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DOS LAGOS

No propósito de suprir os modelos de simulação com a caracterização geométrica das regiões de escoamento e acumulação mantendo a maior fidelidade possível, realizou-se uma coleta das informações disponíveis sobre levantamentos aerofotogramétricos, topográficos e batimétricos das áreas onde se localizam os lagos de Sobradinho e Itaparica.

A topografia da região inundada pelo lago de Itaparica foi bem definida na fase de projeto, através do levantamento de 58 seções transversais com cotas devidamente relacionadas ao referencial do IBGE e seções espaçadas em média a cada 3 Km. A partir de selecionamento realizado pela CHESF foram escolhidas para utilização nesse trabalho as 25 seções mais representativas e confiáveis. Essas seções encontram-se representadas graficamente no Apêndice B

Sobre a região do lago de Sobradinho, existe um levantamento aerofotogramétrico em escala 1:5.000 realizado pela Cruzeiro do Sul, com curvas de nível a cada 4 metros. A partir desse trabalho foram obtidas junto à CHESF três isolinhas relativas às cotas 385, 392,50 e 400 metros, indicadas nas figuras (VII.9) a (VII.11). No que se refere a seções transversais, a CHESF, através da sua equipe de hidrometria, realizou, após o enchimento do lago, levantamento topobatimétrico de 15 seções entre Xique-Xique e a barragem de Sobradinho, das quais 7 foram levantadas na região do lago e as demais ao longo de 57 Km do trecho do rio São Francisco imediatamente a montante.

As três isolinhas juntas encontram-se representadas na fig. (VII.12) e as seções transversais no Apêndice B.

FIG.(VII.9) - SOBRADINHO - ISOLINHA 385

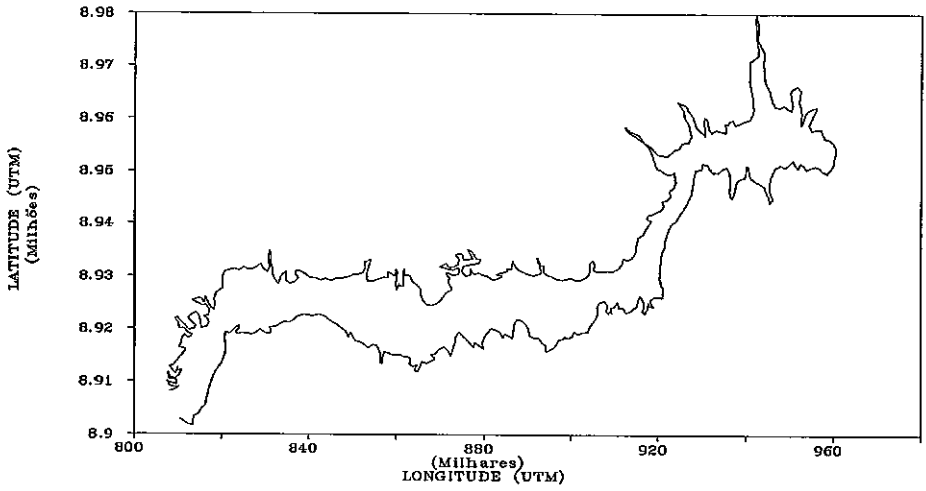


FIG.(VII.10) - SOBRADINHO - ISOLINHA 392,50

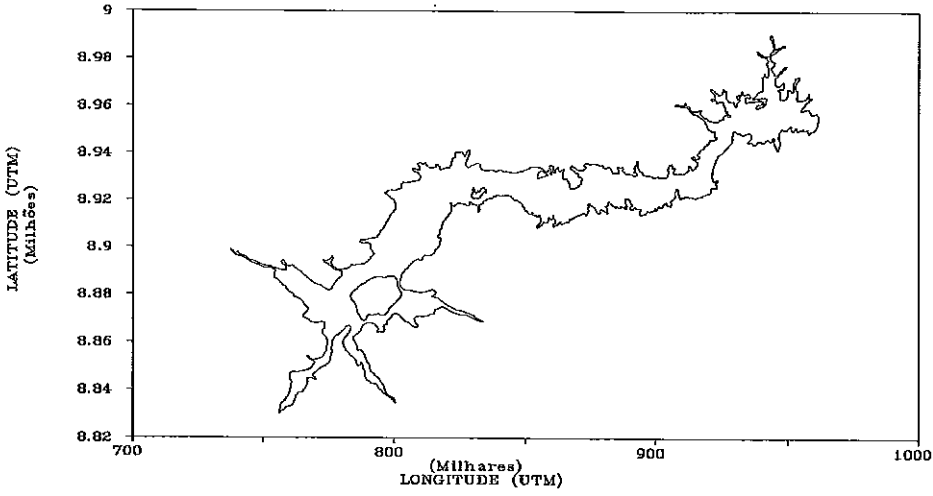


FIG.(VII.11) - SOBRADINHO - ISOLINHA 400

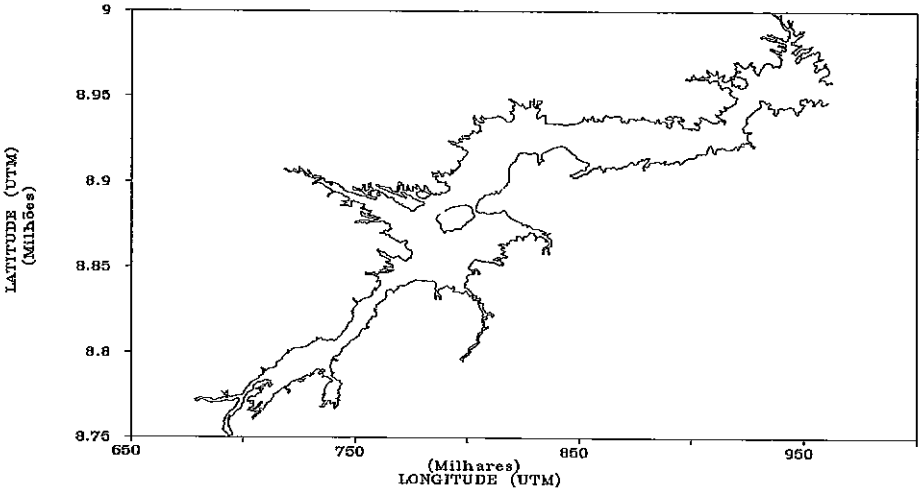
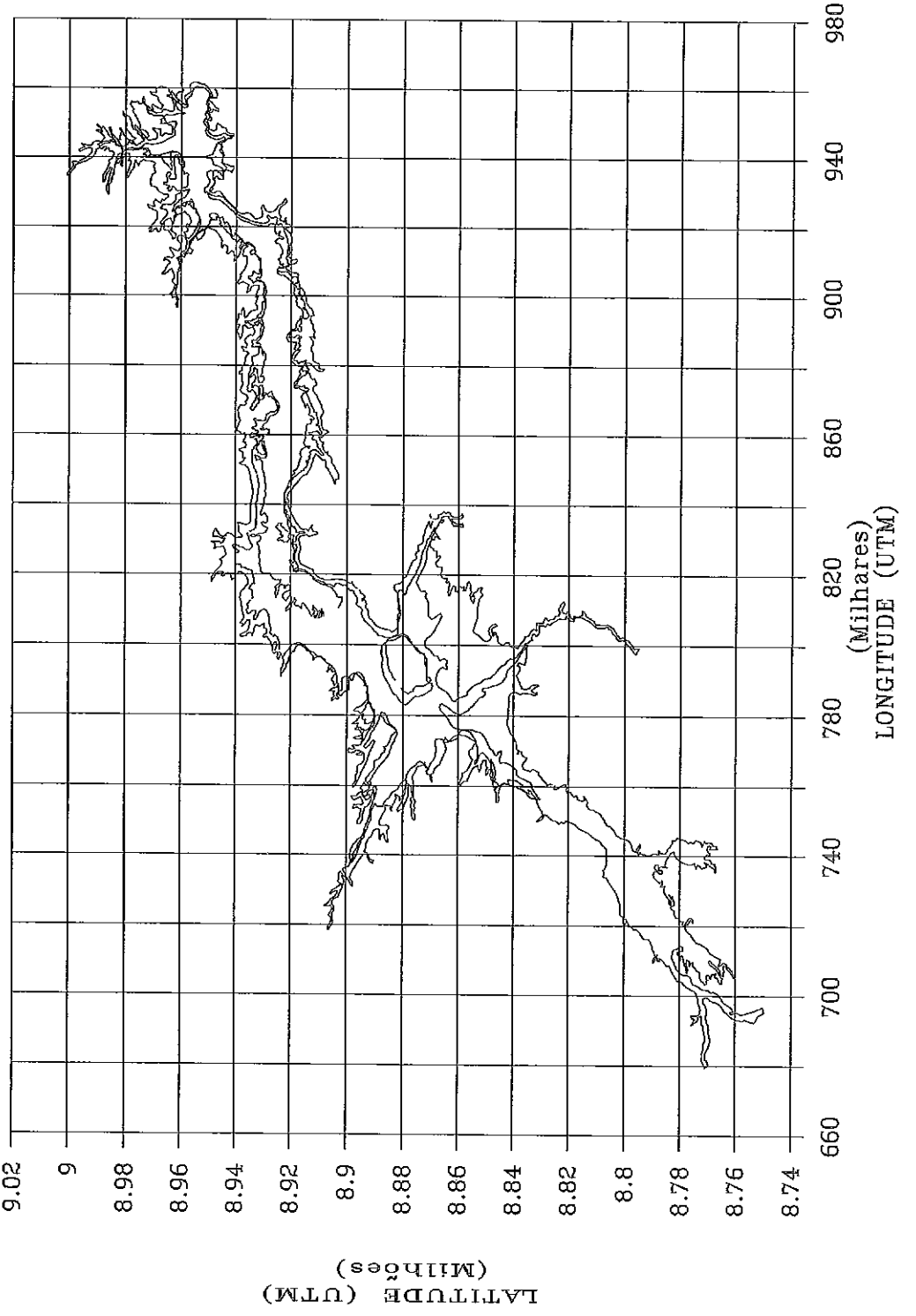


FIG. (VII.12) - ISOLINHAS DE SOBRADINHO



De Fazenda das Pedras à barragem de Sobradinho, a extensão do lago, medida ao longo do curso original do rio, é 324 Km. As seções levantadas não são suficientes para permitir uma discretização adequada da região de armazenamento do lago, o que foi confirmado na simulação com o modelo hidrodinâmico. Desta forma, partiu-se para um processo que permitisse definir uma conformação geométrica da região em estudo, combinando-se todas as informações disponíveis. Para tanto, foram utilizados cerca de nove mil pontos coordenados (latitude, longitude e altitude) obtidos das seguintes fontes:

-cartas topográficas da região anteriores à formação do lago;
-seções topobatimétricas levantadas pela CHESF;
-as três isolinhas definidas a partir do levantamento aerofotogramétrico.

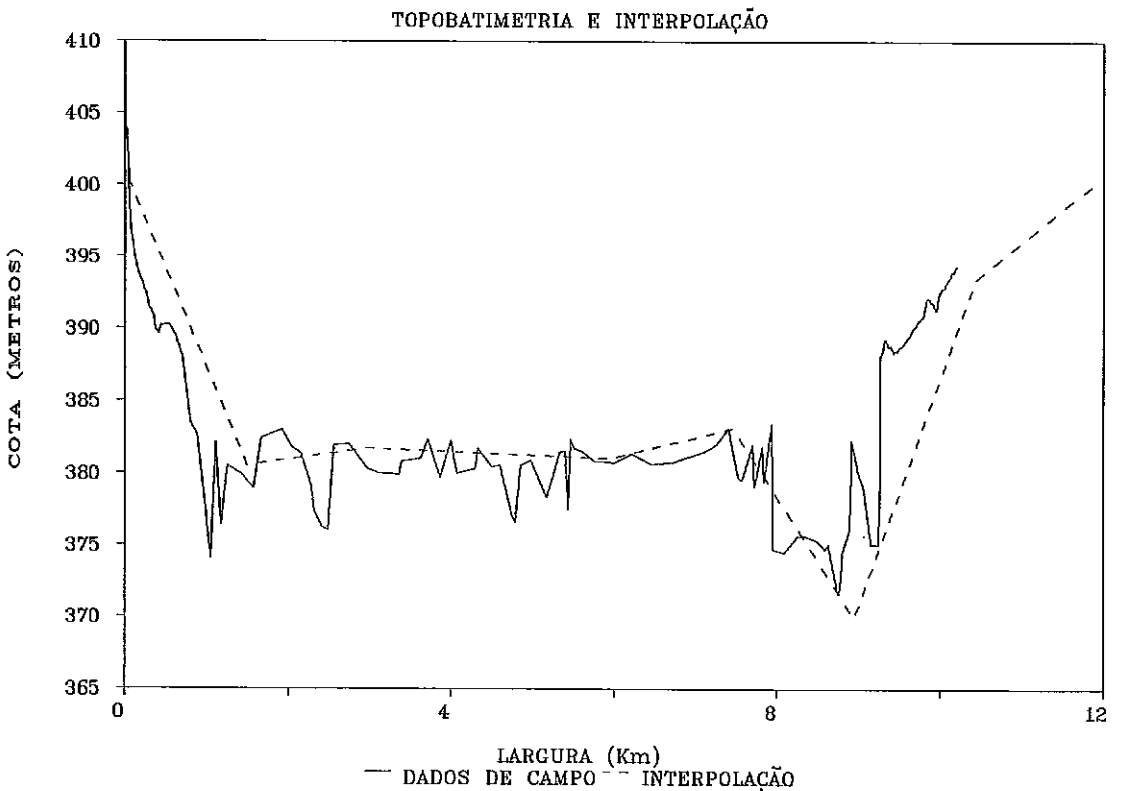
As coordenadas dos pontos que compõem as isolinhas foram obtidas com o auxílio de uma mesa digitalizadora. Após as devidas correções para associar todas as coordenadas a um referencial único, realizou-se um processo de interpolação para calcular as coordenadas de pontos distribuídos em uma malha retangular, espaçados de aproximadamente 2 Km entre si. Nesse processo de interpolação utilizou-se a princípio o método do inverso do quadrado das distâncias, que apresentou resultados com algumas distorções localizadas. Partiu-se então para a interpolação utilizando algoritmo desenvolvido por Kriging, usualmente chamado Krigagem. Trata-se de processo estatístico para interpolação de variáveis regionais. No caso de dados topográficos, o método tem sido recomendado para contornos irregulares e apresentou resultados mais coerentes.

Maiores informações sobre os métodos podem ser obtidas em RIPLEY (1980).

Uma vez definidas as coordenadas dos pontos que compõem a malha de discretização, torna-se fácil interpolar as seções transversais desejadas. Esses resultados foram coerentes quando comparados com as isolinhas e as seções levantadas em campo. Apenas a calha fluvial não foi bem representada, o que se era de esperar, visto que a quantidade de informações implantadas sobre o curso do rio referiam-se a seções muito espaçadas.

A figura (VII.13) mostra a seção topobatimétrica levantada no interior do lago de Sobradinho, na localidade de Sento Sé e a seção interpolada correspondente.

FIG(VII.13) - SOBRADINHO EM SENTO SE'



A partir da malha de discretização obtida foram calculadas as coordenadas de 27 seções transversais escolhidas de forma a representar razoavelmente as características da região inundada. A seguir foram estimadas, por projeção cônica a partir das coordenadas dos pontos levantados pela CHESF, as seções da calha fluvial relativas à locação das 27 seções citadas, combinando-se então os dois conjuntos de dados de forma a se obter as seções compostas. O resultado desse trabalho encontra-se indicado sob forma gráfica no Apêndice B.

A fig.(VII.14) representa em perspectiva a região do lago de Sobradinho abaixo da cota 400.

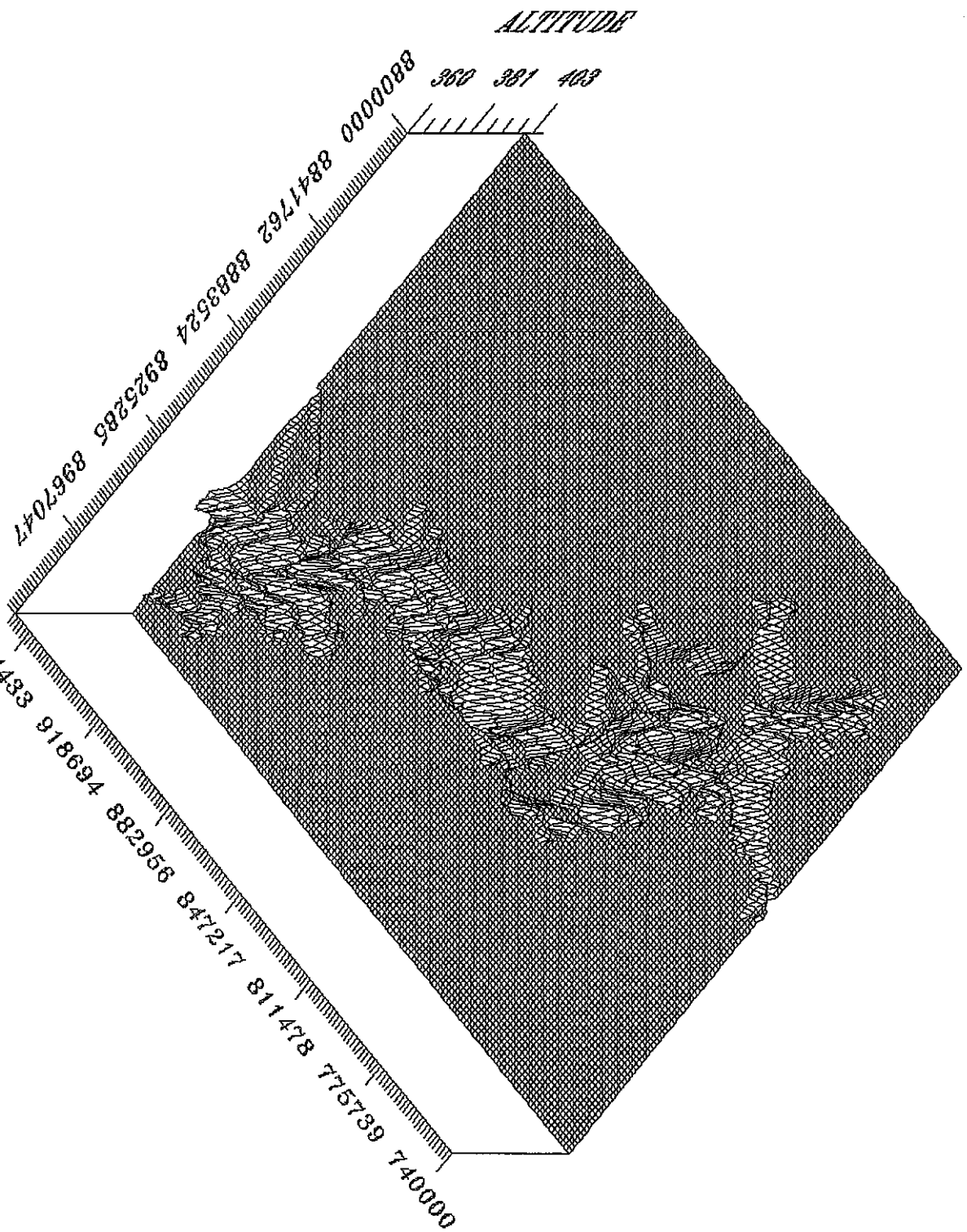


FIG. (VII.14) - *PERSPECTIVA DO LAGO DE SOBRADINHO*

VIII-APLICAÇÃO DO MODELO HIDRODINÂMICO À SIMULAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DE CHEIAS

8.1- IDEALIZAÇÃO DO PROCESSO

O processo do escoamento não-permanente em rios e canais tem sido simulado através de modelos matemáticos que buscam representar o fenômeno por meio de formulações indicativas, em diferentes níveis de precisão, dos mecanismos físicos que caracterizam o sistema. As equações de Saint-Venant completas constituem a formulação mais apropriada para se obter a precisão adequada na simulação de vazões e níveis ao longo da extensão de um curso d'água.

A qualidade das informações obtidas de um modelo é diretamente associada à qualidade e quantidade de dados a ele fornecidos. Além dos dados hidrométricos, a caracterização física do sistema a ser simulado, como o perfil do rio, seções transversais, declividade e rugosidade do leito constituem informações necessárias para a composição do modelo em desenvolvimento.

Dependendo das características da calha fluvial e da topografia da região circunjacente, uma onda de cheia que se propaga em um rio pode extravasar para o vale, dando origem a planícies de inundação. Ainda em função da topografia, podem formar-se canais de escoamento secundário, produzindo efeitos dinâmicos também na planície, ou apenas a formação de bacias de armazenamento ao longo do rio.

Quatro situações tem sido previstas na modelação matemática (CUNGE,1971):

a)o escoamento se processa através de toda a seção, composta do leito principal acrescido do leito de inundação, conforme mostrado na fig. (VIII.1);

b)apenas na calha principal e em sua projeção até à superfície ocorre o movimento longitudinal, sendo as zonas inundadas simuladas como reservatórios de acumulação, sem escoamento e em equilíbrio com o leito menor, de acordo com o indicado na fig. (VIII.2);

c)Como no caso anterior, considerando-se no entanto que os níveis nos

reservatórios de acumulação e no leito principal são diferentes entre si, sendo a ligação entre eles simulada como um vertedor (fig. VIII.3);

d)Modelo bidimensional onde todos os segmentos representativos do leito menor, bem como todas as zonas inundáveis adjacentes, são simuladas como compartimentos ligados entre si, como esquematizado na fig. (VIII.4).

Um outro procedimento que pode ser adotado é a simulação do escoamento através de formulação que considere o movimento em duas direções, o que evidentemente aumenta o grau de complexidade do problema.

Entre os quatro esquemas propostos por Cunge foi escolhido o indicado no caso (b), no qual a planície inundada funciona como reservatório de acumulação, desprezando-se nela os efeitos dinâmicos. Tal hipótese justifica-se na baixa declividade da região e pela amplitude da área inundável, que conforme descrito no ítem (1.1) chega frequentemente a 20 Km de largura, particularmente no curso médio do rio. Essa hipótese tem sido ratificada por meio de imagens de satélite, cuja coloração para a região inundada é característica de pequenas velocidades, com a água na planície praticamente em estado de estagnação, conforme estudos desenvolvidos por VIEIRA et alli (1989).

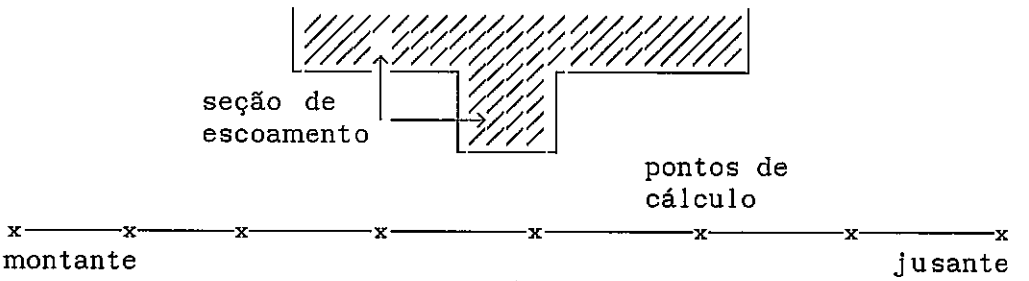


FIGURA (VIII.1)

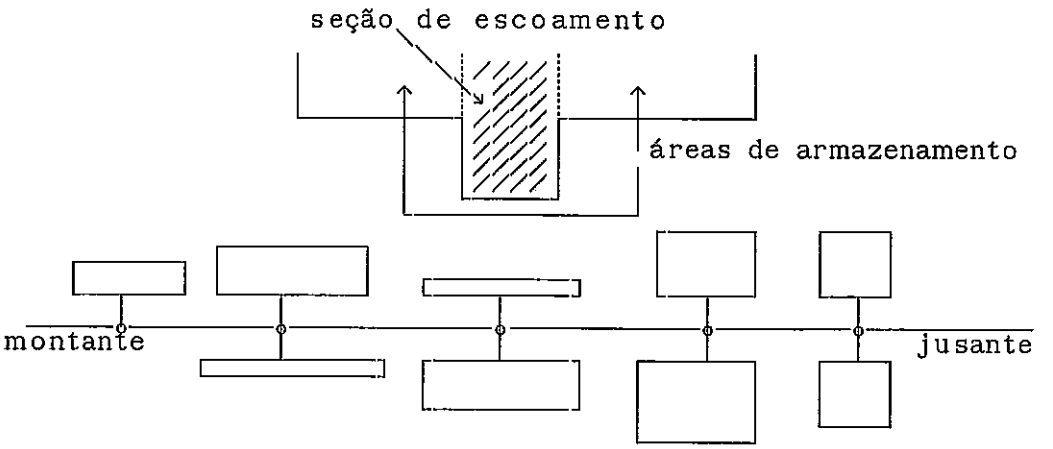


FIGURA (VIII.2)

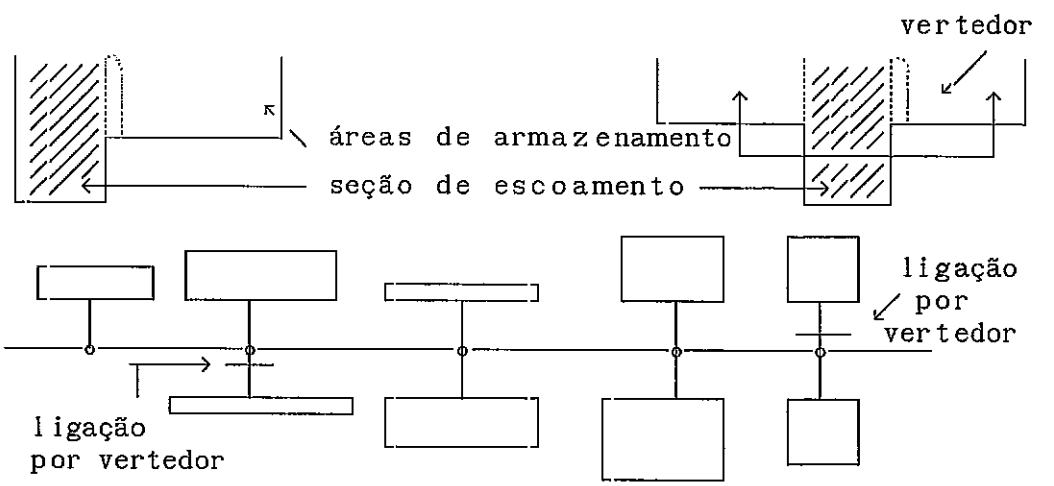


FIGURA (VIII.3)

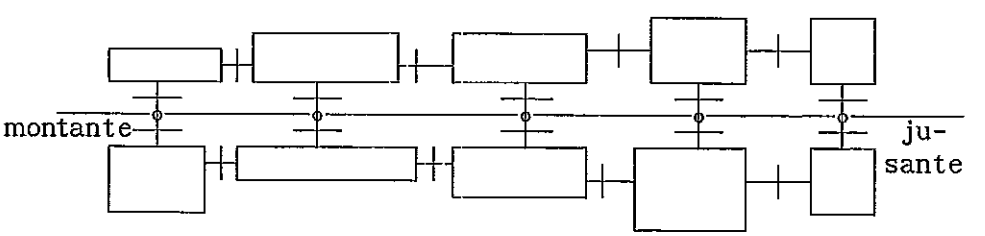


FIGURA (VIII.4)

ESQUEMAS DE MODELAÇÃO DA ZONA INUNDÁVEL

8.2-FORMULAÇÃO DO MODELO

8.2.1-Considerações sobre as equações do movimento

A representação matemática do escoamento não-permanente à superfície livre tem sido feita através das equações de Saint-Venant. Trata-se de duas equações diferenciais não lineares a derivadas parciais, sem solução analítica exceto em condições bastante simplificadas e de aplicabilidade restrita.

Uma vez que se trata de assunto amplamente estudado em farta literatura existente não se apresenta nesse texto a dedução das citadas equações, cujo desenvolvimento tem por base a preservação da massa e da quantidade de movimento. Detalhes a respeito podem ser obtidos em textos de LIGGETT e CUNGE (1975), TUCCI (1986) e CANEDO (1989), entre outros autores. As equações são mostradas no grande número de trabalhos sobre o assunto com pequenas variantes e diferindo entre si conforme as variáveis dependentes escolhidas: vazão ou velocidade de escoamento, profundidade do nível d'água ou cota da superfície livre.

Uma formulação das equações de Saint-Venant adequada ao estudo do escoamento em planície de inundação de que trata esse trabalho é a seguinte:

-Equação da continuidade:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B_s}\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{B_s} \qquad \text{(VIII.1)}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2\frac{Q}{A}\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{A^2}\frac{\partial A}{\partial x} + gA\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{Qq}{A} = gA\,(S - S_f) \qquad \text{(VIII.2)}$$

onde:

h = profundidade da lâmina d'água

Q = vazão na seção transversal

q = contribuição lateral

S = declividade média do leito

S_f = perda de carga por unidade de comprimento do canal ou declividade da linha de energia

A = área da seção transversal onde efetivamente se processa o escoamento

g = aceleração da gravidade

B_s = largura superficial

x = comprimento desenvolvido segundo o eixo do canal

t = tempo

O termo B_s, na equação da continuidade, normalmente representaria a largura de escoamento superficial em escoamento contido na calha do curso d'água. Para simular o efeito de armazenamento na planície esse termo passa a representar a largura superficial de toda a região inundada. Na equação dinâmica todos os termos relativos à seção transversal referem-se exclusivamente à região onde se processa o escoamento, visto que, por hipótese, somente aí se processam os efeitos dinâmicos.

A prática usual para determinação da área de escoamento é extrapolar a tendência dos taludes da calha fluvial, dado que deve haver transferência de quantidade de movimento em proporção razoável para a água armazenada na planície nas proximidades da corrente líquida.

Para o termo da perda de carga unitária tem sido empregadas muitas formulações, conforme atesta a literatura sobre o assunto. Entre elas, a mais utilizada para compor os modelos matemáticos de simulação com as equações de Saint-Venant é a fórmula de Manning, geralmente com algumas variações para adaptá-la ao escoamento não- permanente:

$$S_f = \frac{Q.|Q|.n^2}{A^2 R^m} \qquad \text{(VIII.3)}$$

onde R é o raio hidráulico da seção, *m* um parâmetro que é igual a 4/3 para escoamento permanente, *n* o coeficiente de atrito de Manning e o produto Q|Q| é posto para considerar inversão de escoamento, como no caso de marés e estuários.

Não obstante existam processos para estimação, em campo, do parâmetro de atrito n para trechos de rio, é procedimento usual considerá-lo, juntamente com o expoente do raio hidráulico m, como parâmetros a calibrar a partir de eventos conhecidos. Além disso, tem sido considerado o coeficiente de Manning variando com a profundidade. Trabalhos nesse sentido podem ser observados em vários textos como AMEIN e FANG (1970), CIRILO (1979) e MASCARENHAS (1980).

8.2.2- Processo de resolução

O cálculo dos níveis e vazões em diferentes seções do curso d'água ao longo do tempo é realizado através da aplicação de métodos numéricos à resolução das equações do movimento. O processo de discretização tem sido feito utilizando-se basicamente três metodologias: método das características, diferenças finitas e mais recentemente elementos finitos. Os dois primeiros processos têm sido consagrados pelo uso e muitas aplicações podem ser obtidas em referências bibliográficas.

O modelo utilizado nas aplicações de que trata esse estudo discretiza as equações de Saint-Venant por diferenças finitas através de esquema implícito ponderado de 4 pontos conforme as equações que se seguem:

$$f(x,t) \cong \frac{\theta}{2}\left(f_{i+1}^{t+1} + f_i^{t+1}\right) + \frac{1-\theta}{2}\left(f_{i+1}^{t} + f_i^{t}\right)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \cong \theta \frac{f_{i+1}^{t+1} - f_i^{t+1}}{\Delta x} + (1-\theta)\frac{f_{i+1}^{t} - f_i^{t}}{\Delta x} \qquad \text{(VIII.4)}$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \cong \frac{f_{i+1}^{t+1} - f_{i+1}^{t} + f_i^{t+1} - f_i^{t}}{2\,\Delta t}$$

Nas expressões acima, f representa uma variável genérica qualquer, que na discretização é substituída por nível, vazão, área, etc. Os índices i e $i+1$ referem-se a seções consecutivas no processo de discretização ao longo do

eixo do rio, enquanto *t* e *t+1* indicam instantes de cálculo sucessivos.

A aplicação do esquema indicado em (VIII.4) às equações de Saint-Venant dá origem a um sistema de equações algébricas não-lineares com 2N incógnitas (profundidade e vazão para cada uma das N seções em que o trecho de rio é discretizado) cujos valores só podem ser obtidos simultaneamente. A discretização dá origem a 2N-2 equações, havendo, assim, necessidade de duas equações complementares para que o sistema tenha solução única. Isso é feito acrescentando-se duas condições de contorno, como por exemplo, vazões ou níveis conhecidos na seção de montante do trecho e vazões, níveis ou uma relação entre eles, através de curva-chave, para a seção de jusante.

O problema resume-se, assim, a resolver em cada instante de cálculo t+1 um sistema de equações não-lineares da forma:

$$
\begin{cases}
F_M\,(Z_1^{t+1},\ Q_1^{t+1}) = 0 \\
X_1\,(Z_1^{t+1}, Q_1^{t+1}, Z_2^{t+1}, Q_2^{t+1}) = 0 \\
Y_1\,(Z_1^{t+1}, Q_1^{t+1}, Z_2^{t+1}, Q_2^{t+1}) = 0 \\
\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
X_i\,(Z_i^{t+1}, Q_i^{t+1}, Z_{i+1}^{t+1}, Q_{i+1}^{t+1}) = 0 \\
Y_i\,(Z_i^{t+1}, Q_i^{t+1}, Z_{i+1}^{t+1}, Q_{i+1}^{t+1}) = 0 \\
\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
X_{N-1}\,(Z_{N-1}^{t+1}, Q_{N-1}^{t+1}, Z_N^{t+1}, Q_N^{t+1}) = 0 \\
Y_{N-1}\,(Z_{N-1}^{t+1}, Q_{N-1}^{t+1}, Z_N^{t+1}, Q_N^{t+1}) = 0 \\
F_J\,(Z_N^{t+1},\ Q_N^{t+1}) = 0
\end{cases}
\qquad \text{(VIII.5)}
$$

No sistema de equações (VIII.5) F_M e F_J referem-se respectivamente às condições de contorno de montante e jusante, enquanto que X_i e Y_i indicam as equações algébricas resultantes da discretização das equações da continuidade e da conservação da quantidade de movimento, nessa ordem, para o trecho do rio limitado pelas seções *i* e *i+1*.

A solução desse sistema, como proposto por AMEIN e FANG (1970), é obtida com o auxílio do método iterativo generalizado de Newton-Raphson. Partindo-se de uma estimativa para os valores das 2N incógnitas do sistema indicado em (VII.5), são resolvidos sucessivos sistemas de equações lineares tais que

$$J (S^K) . (S^{K+1} - S^K) = - f(S^K) \qquad \text{(VIII.6)}$$

Na equação matricial acima, S é um vetor com os valores atribuídos ou calculados para as incógnitas na k-ésima iteração, $f(S^K)$ é o vetor dos resíduos do sistema (VIII.5), que seria nulo caso S^K fosse já a solução do sistema, enquanto que $J(S^K)$ é a matriz jacobiana de (VIII.5) avaliada na iteração k. O sistema de equações algébricas lineares (VIII.6) é resolvido para se obter o vetor com as novas estimativas de níveis e vazões S^{K+1}. O processo iterativo se estende até que os resíduos sejam suficientemente pequenos, segundo um critério pré-estabelecido.

Os esquemas implícitos são incondicionalmente estáveis para $\theta \geq 0,5$, sendo recomendável a utilização de $\theta \geq 0,6$ para se evitar oscilações quando o termo de rugosidade é muito pequeno.

Estudos detalhados sobre aplicação de diferentes esquemas numéricos na discretização das equações de Saint-Venant, bem como análises de estabilidade e precisão da solução, podem ser encontrados em textos de LIGGETT e CUNGE (1975) e TUCCI (1986).

8.3- CALIBRAÇÃO E SIMULAÇÕES

8.3.1- Coleta de dados e estimativa dos parâmetros

Para utilização do modelo hidrodinâmico descrito, necessita-se preliminarmente das características geométricas do corpo d'água: declividade, seções transversais, comprimento desenvolvido do seu curso, definição da planície inundável. As declividades no leito do curso médio foram definidas a partir de textos sobre a geografia da bacia como ZARUR (1946) e PIERSON

(1972). Nesse trecho as réguas limnimétricas dos postos de controle não estão relacionadas ao referencial do IBGE como ocorre nos postos do submédio e baixo São Francisco, onde foi mais imediata a estimativa das declividades. Os níveis médios a partir dos quais se inicia o extravasamento em cada trecho foram estimados a partir das seções transversais conhecidas.

A calha fluvial teve suas características geométricas (área, largura superficial e perímetro molhado) tabeladas para as seções transversais conhecidas e interpoladas para as seções de cálculo ao longo do comprimento do rio. Na situação de transbordamento, fez-se uso das informações compiladas das imagens de satélite. Os contornos da zona inundável e da região de escoamento, indicados nas figuras (VII.3) a (VII.8), foram transformados em caracteres numéricos e daí geradas tabelas das larguras de escoamento e inundação, medidas perpendicularmente à direção do rio em cada ponto de cálculo, indexadas ao nível d'água registrado na data em que foi gerada a imagem. Para outros níveis, essas larguras são calculadas no modelo por interpolação, considerando como limite inferior a calha fluvial na situação de iminente transbordamento.

O coeficiente de Manning, usado como parâmetro a calibrar, foi considerado variando linearmente em cada trecho, caindo à medida em que o nível cresce. As condições de contorno utilizadas foram os níveis na seção de montante e a curva-chave no controle de jusante.

8.3.2- Calibração e simulações

O modelo hidrodinâmico descrito foi utilizado para a simulação de todas as cheias ocorridas no Vale do São Francisco entre 1943 e 1985, desde o posto do município de São Francisco, em Minas Gerais, onde a vazão do rio no período de enchentes já se encontra praticamente constituída, até à localidade de Xique-Xique, próxima ao lago de Sobradinho, numa extensão de 719 Km; de Juazeiro, 40 Km a jusante da barragem de Sobradinho a Ibó, 212 Km abaixo. Finalmente de Piranhas, 70 Km a jusante de Paulo Afonso até Propriá, 136 Km a jusante e 74 Km da foz do rio no oceano Atlântico. A propagação nos reservatórios é tratada no próximo capítulo.

TRECHO	COMPRIMENTO (Km)	DECLIVIDADE ADOTADA (m/m)	PROCESSO DE AVALIAÇÃO DA ÁREA INUND.	NÍVEL MÉDIO DE EXTRAVASAMENTO (m)
São Francisco-Carinhanha	240	$4,20x10^{-5}$	Imagem de satélite	6,8
Carinhanha Bom Jesus da Lapa	135	$3,75x10^{-5}$	Imagem de satélite	6,0
Bom Jesus da Lapa Morpará	230	$3,04x10^{-5}$	Imagem de satélite	6,0
Morpará-Barra	59	$5,00x10^{-5}$	Imagem de satélite	6,0
Barra-Xique-Xique	53	$7,00x10^{-5}$	Imagem de radar	7,0
Juazeiro-Ibó	212	$2,30x10^{-5}$	estimativa	5,5
Piranhas-Propriá	136	$4,10x10^{-5}$	estimativa	5,5

TABELA (VIII.1)- INFORMAÇÕES SOBRE OS TRECHOS DO RIO

Para calibração do coeficiente de Manning e ajuste da largura de inundação dos trechos para os quais não se dispunha de informações originárias das imagens de satélite foram utilizados os registros das cheias de 1979 e 1982. A calibração foi realizada heuristicamente para cada segmento do rio, comparando-se as vazões calculadas pelo modelo para a seção de montante e os níveis e vazões simulados para jusante com os valores registrados correspondentes.

Em trabalho anterior (CIRILO e CANEDO,1987) foram estimadas as larguras de armazenamento para cada trecho. Essas estimativas mostraram-se razoavelmente acertadas quando comparadas às larguras levantadas a partir das imagens de satélite.

Todas as demais cheias ocorridas entre 1943 e 1990 foram simuladas e os hidrogramas correspondentes encontram-se indicados nas figuras que se seguem, sem considerar a contribuição lateral que é insignificante na maioria dos

eventos. As vazões simuladas ajustaram-se adequadamente às medidas, com desvios percentuais médios compreendidos entre 2 e 7% . Em algumas situações aconteceu alguma contribuição lateral mais significativa, o que se pode constatar comparando-se os hidrogramas de montante e jusante em cada trecho.

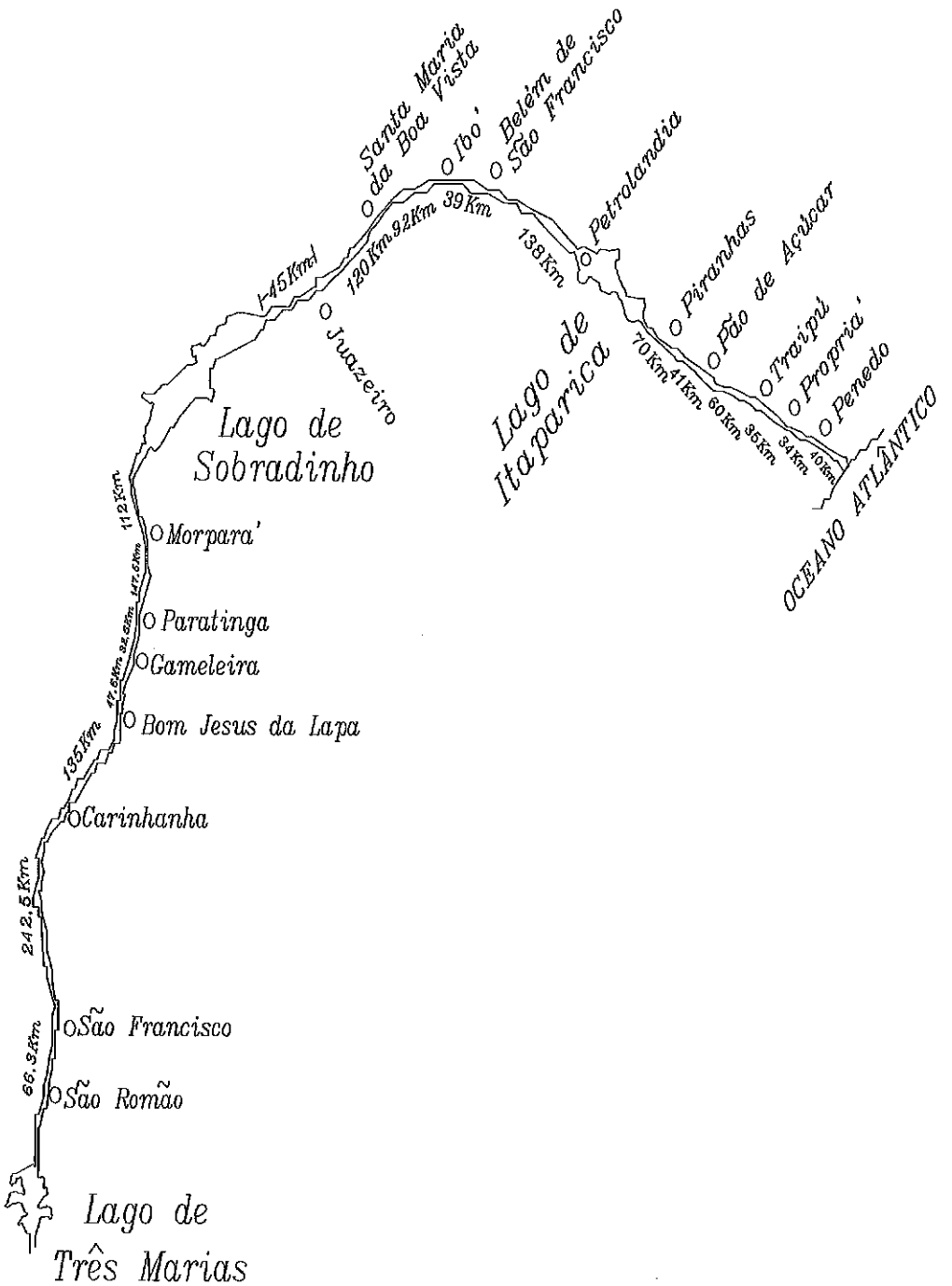


FIG.(VIII.4a) - Localização dos postos fluviométricos

FIG. (VIII.5) - SÃO FRANCISCO-CARINHANHA

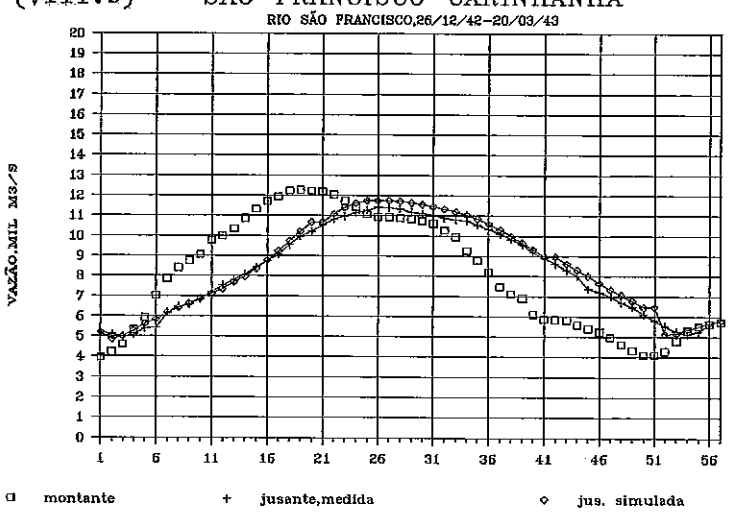


FIG. (VIII.6) - CARINHANHA-BOM JESUS DA LAPA

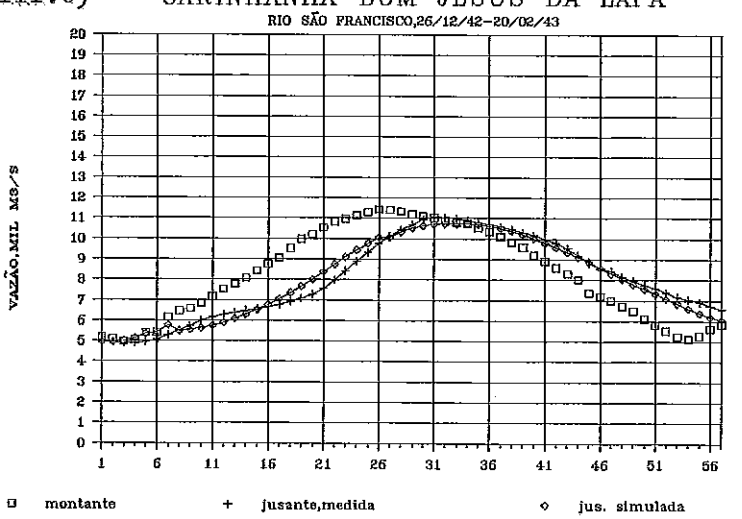


FIG. (VIII.5) E (VIII.6) - HIDROGRAMAS DA CHEIA DE 1943 NO MÉDIO SÃO FRANCISCO.

FIG. (VIII.7) - SÃO FRANCISCO-CARINHANHA

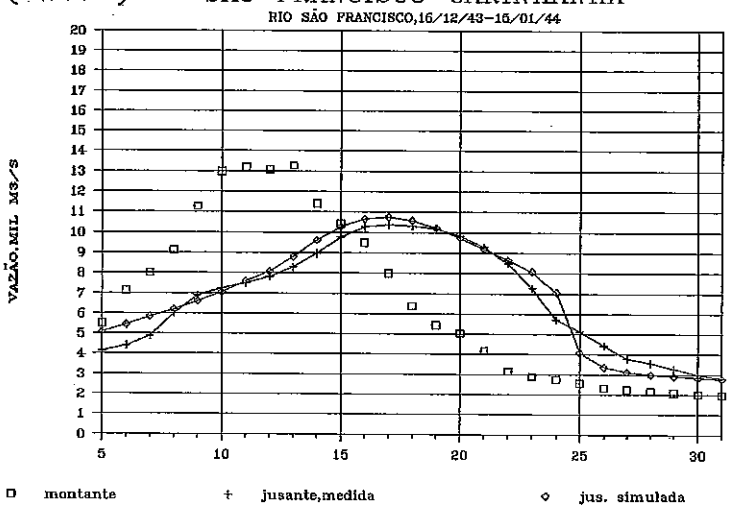


FIG. (VIII.8) - CARINHANHA-BOM JESUS DA LAPA

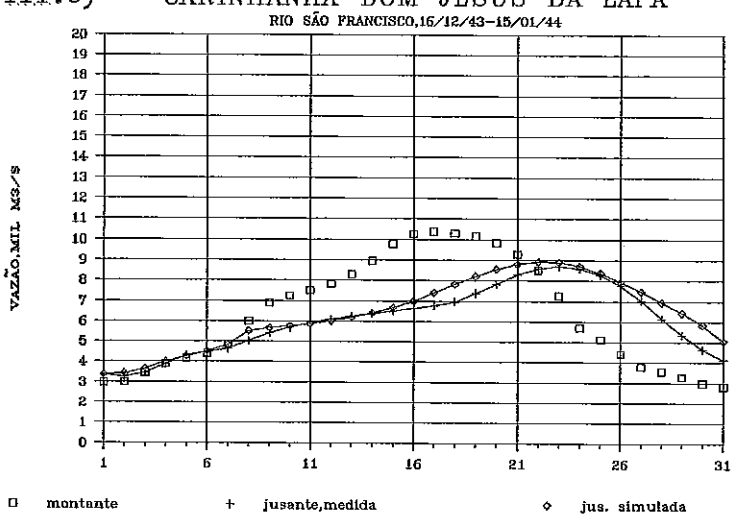


FIG. (VIII.7) E (VIII.8) - HIDROGRAMAS DA CHEIA DE 1944 NO MÉDIO SÃO FRANCISCO.

FIG. (VIII.9) - SÃO FRANCISCO-CARINHANHA

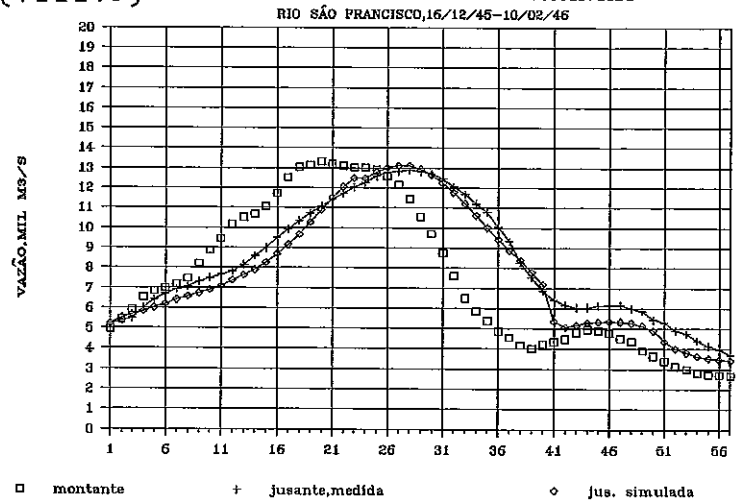


FIG. (VIII.10) - CARINHANHA-BOM JESUS DA LAPA

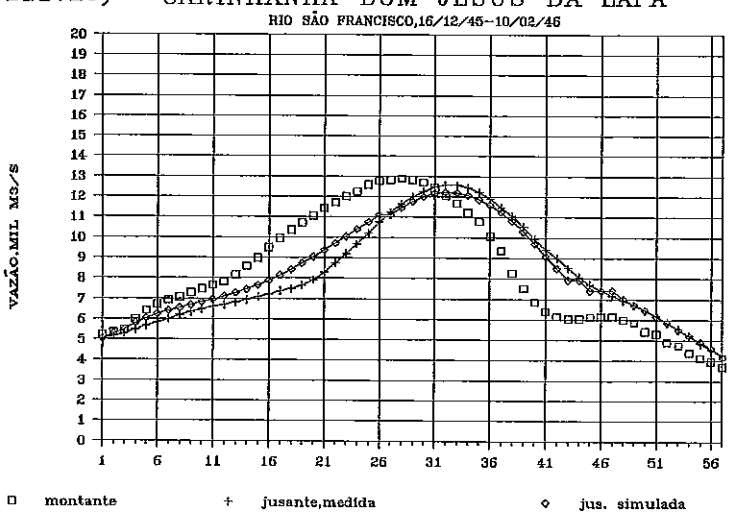


FIG. (VIII.11) - BOM JESUS DA LAPA-MORPARA'

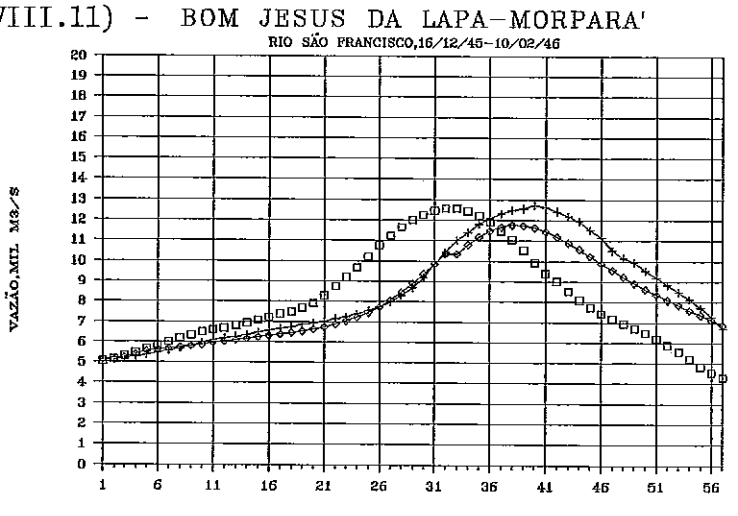


FIG. (VIII.12) - SÃO FRANCISCO-CARINHANHA

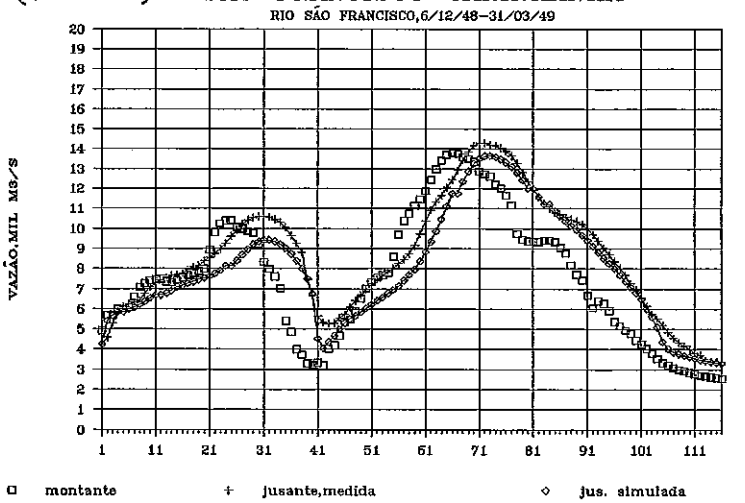


FIG. (VIII.13) - CARINHANHA-BOM JESUS DA LAPA

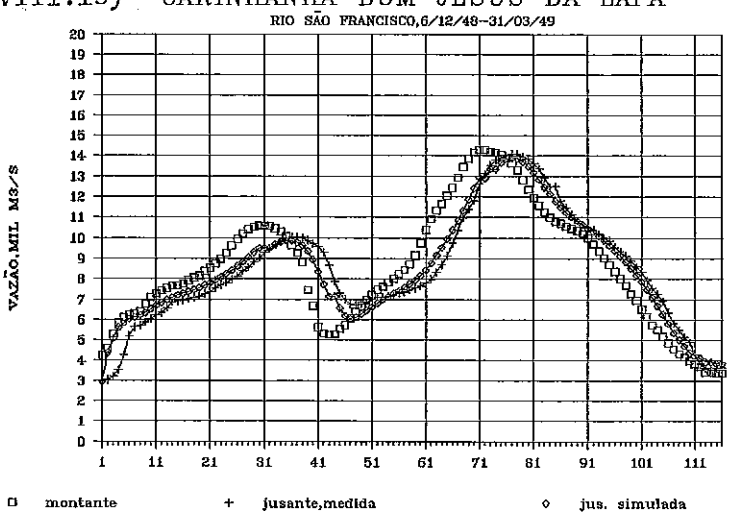


FIG. (VIII.14) - BOM JESUS DA LAPA-MORPARA'

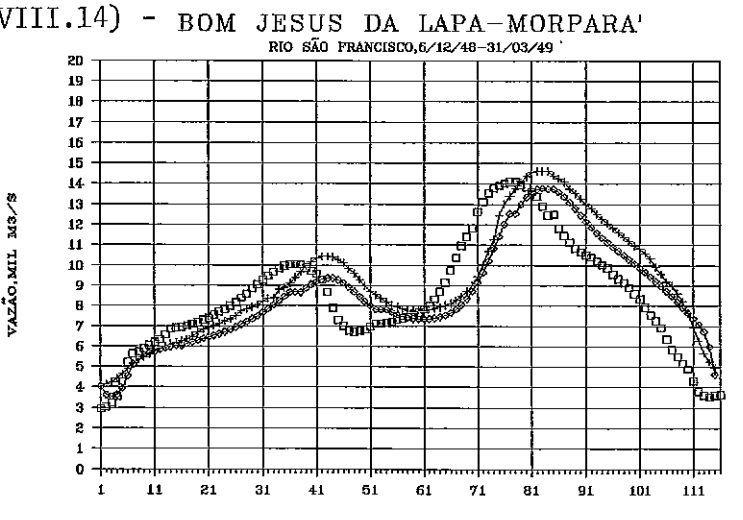


FIG. (VIII.15) - SÃO FRANCISCO–CARINHANHA

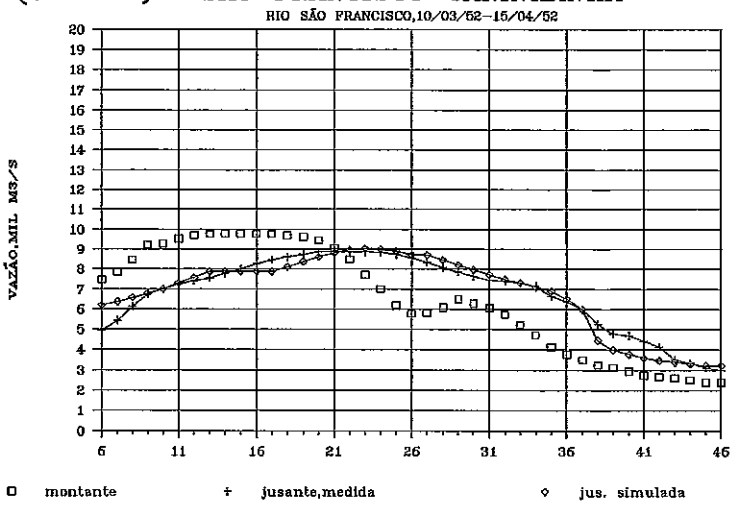


FIG. (VIII.16) - CARINHANHA–BOM JESUS DA LAPA

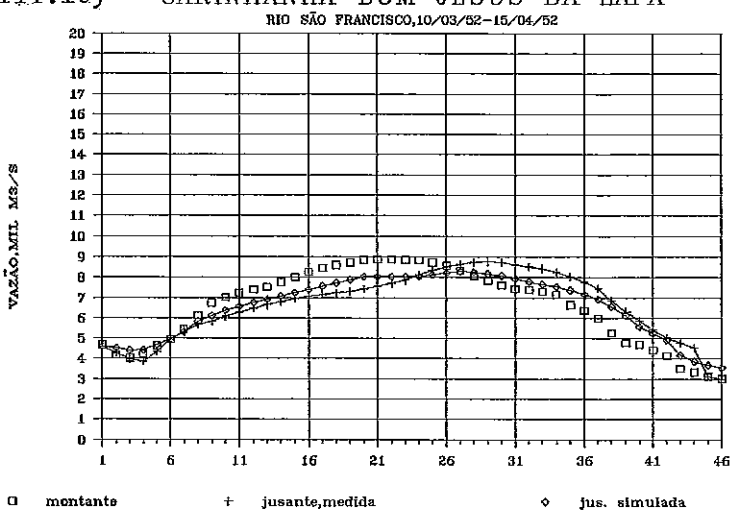


FIG. (VIII.17) - BOM JESUS DA LAPA–MORPARA'

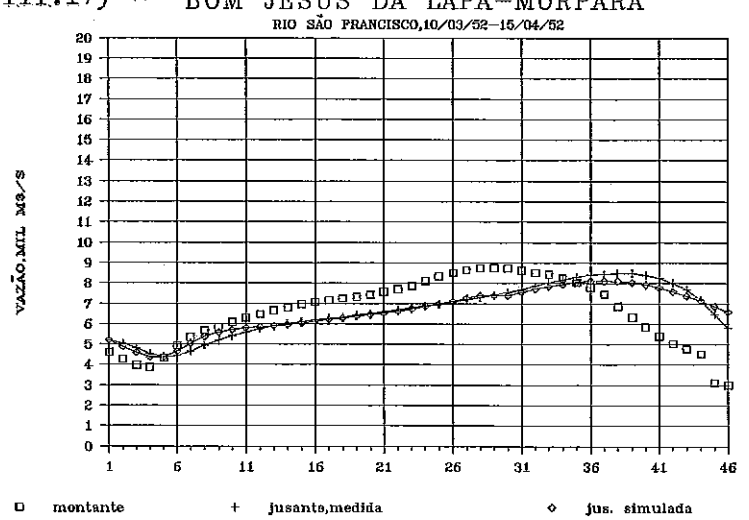


FIG. (VIII.18) - SAO FRANCISCO-CARINHANHA

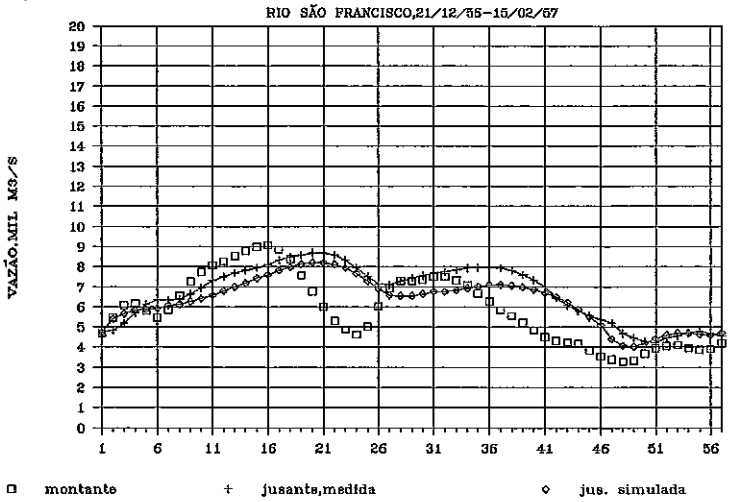


FIG. (VIII.19) - CARINHANHA-BOM JESUS DA LAPA

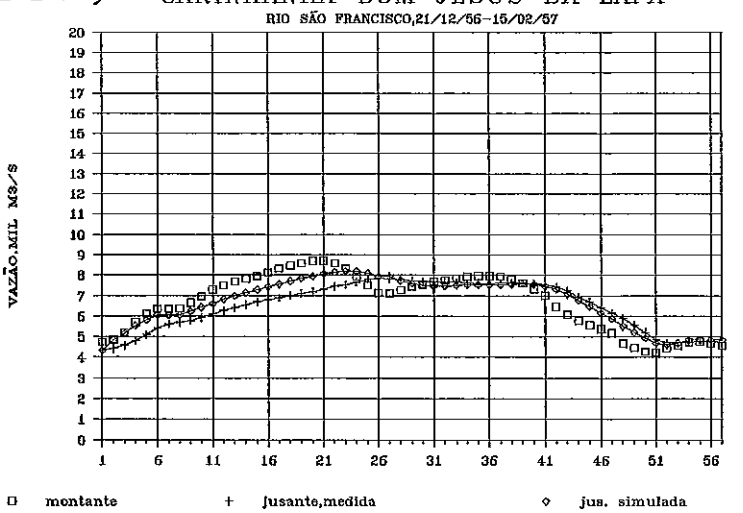


FIG. (VIII.20) - BOM JESUS DA LAPA-MORPARA'

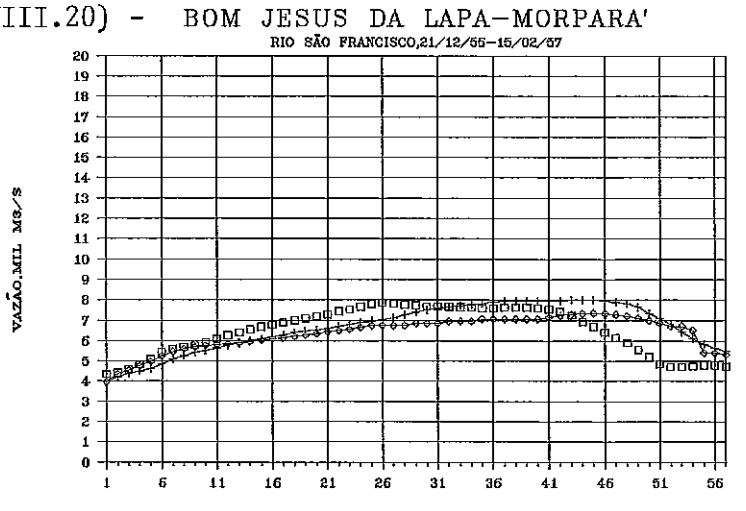


FIG. (VIII.21) - SÃO FRANCISCO–CARINHANHA

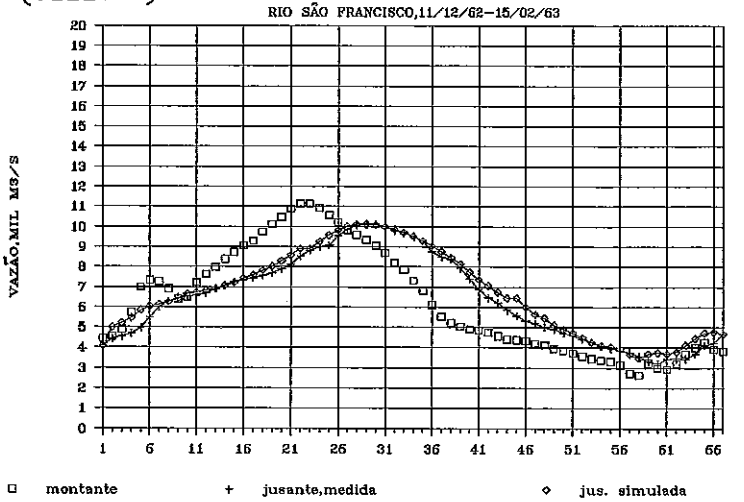


FIG. (VIII.22) - CARINHANHA–BOM JESUS DA LAPA

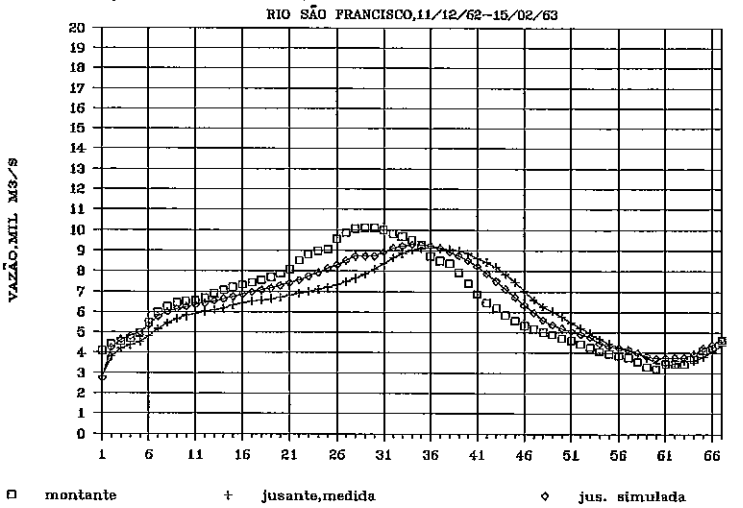


FIG. (VIII.23) - BOM JESUS DA LAPA–MORPARA'

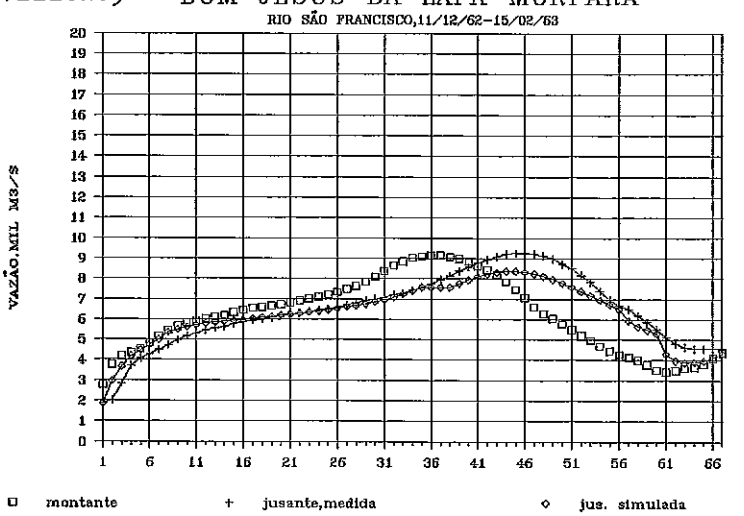
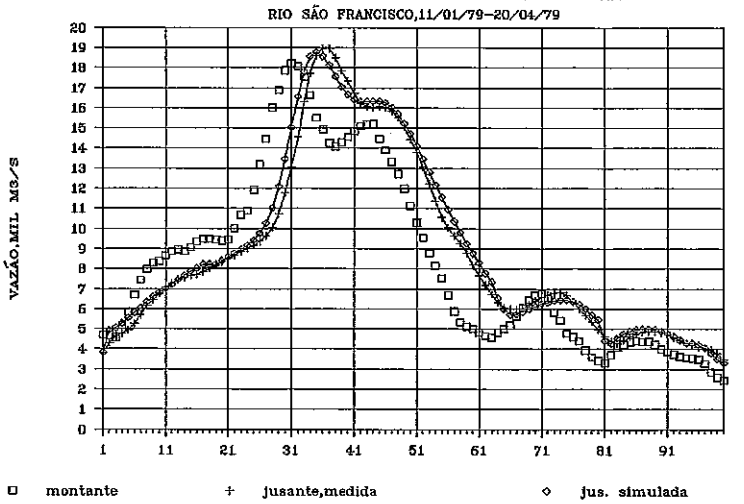
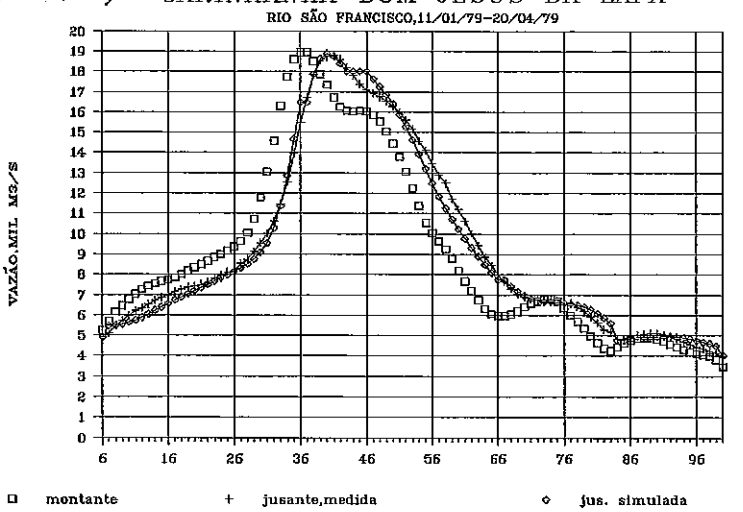


FIG. (VIII.24) - SÃO FRANCISCO-CARINHANHA



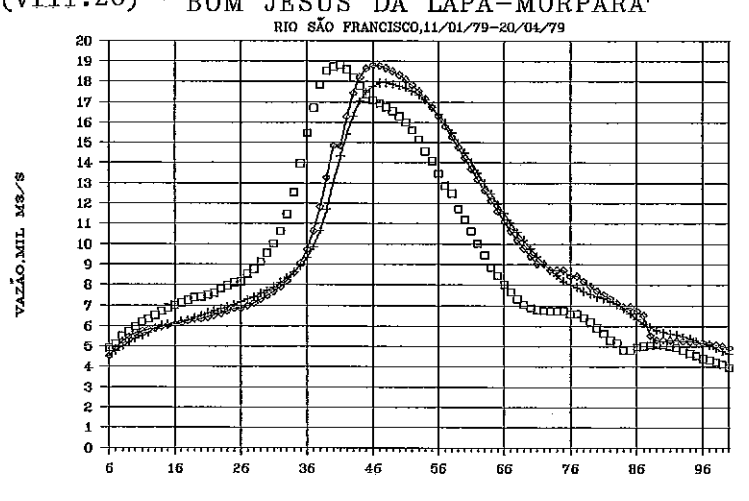
CALIBRAÇÃO

FIG. (VIII.25) - CARINHANHA-BOM JESUS DA LAPA



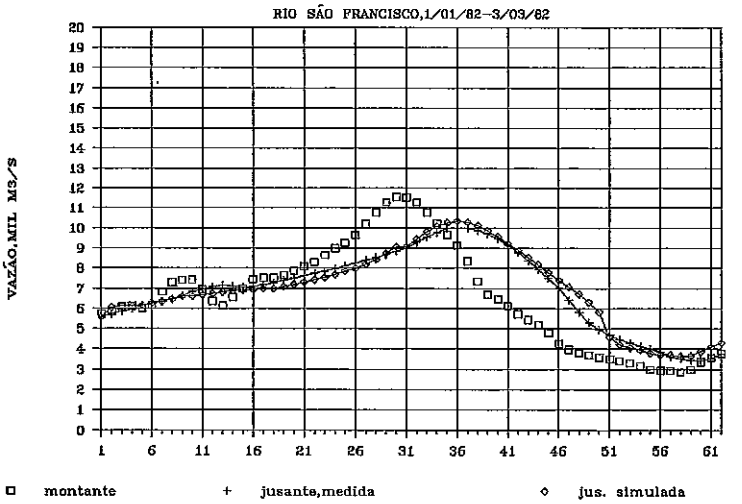
CALIBRAÇÃO

FIG. (VIII.26) - BOM JESUS DA LAPA-MORPARA'



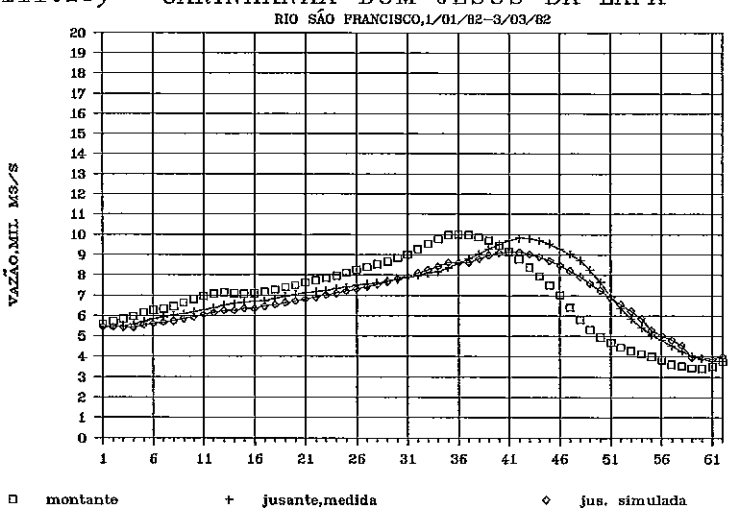
CALIBRAÇÃO

FIG. (VIII.27) - SÃO FRANCISCO-CARINHANHA



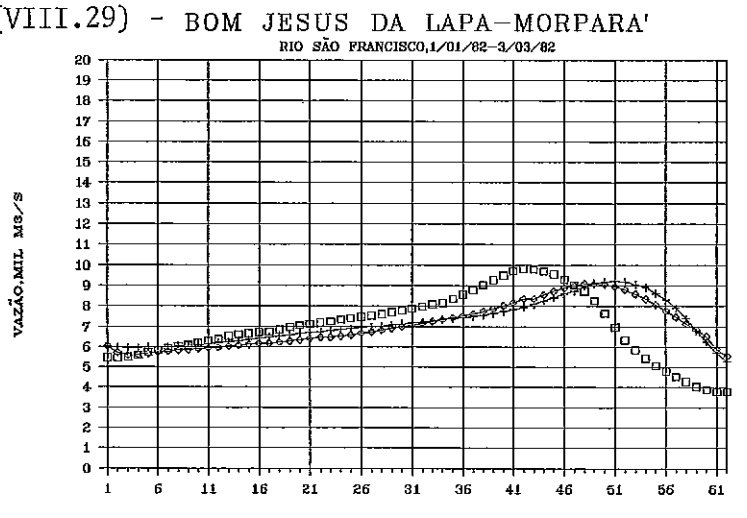
CALIBRAÇÃO

FIG. (VIII.28) - CARINHANHA-BOM JESUS DA LAPA



CALIBRAÇÃO

FIG. (VIII.29) - BOM JESUS DA LAPA-MORPARA'



CALIBRAÇÃO

FIG. (VIII. 30) - BOM JESUS DA LAPA-MORPARA'

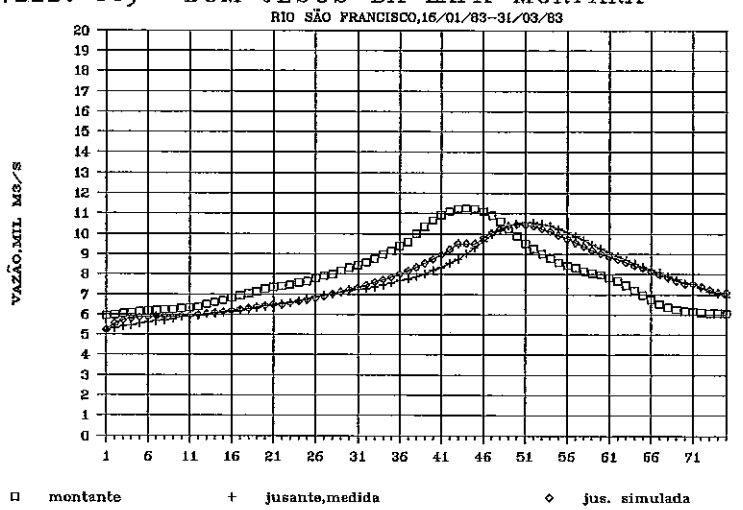


FIG. (VIII.31) - BOM JESUS DA LAPA-MORPARA'

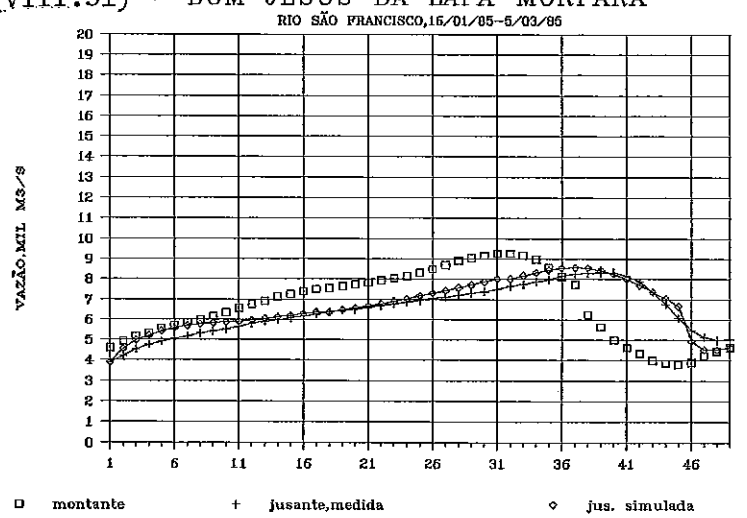


FIG. (VIII.30) A (VIII.31) - HIDROGRAMAS DA CHEIA DE 1985 NO MÉDIO SÃO FRANCISCO.

FIG. (VIII.32) - NÍVEIS EM BARRA, 1949

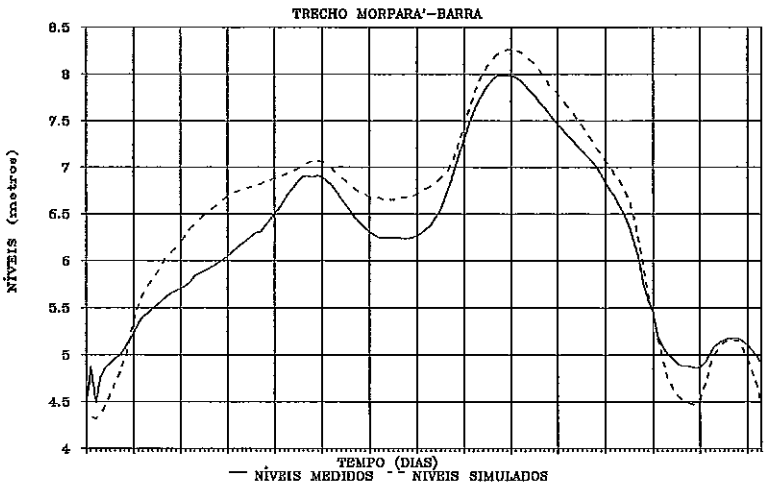


FIG. (VIII.33) - NÍVEIS EM BARRA, 1979

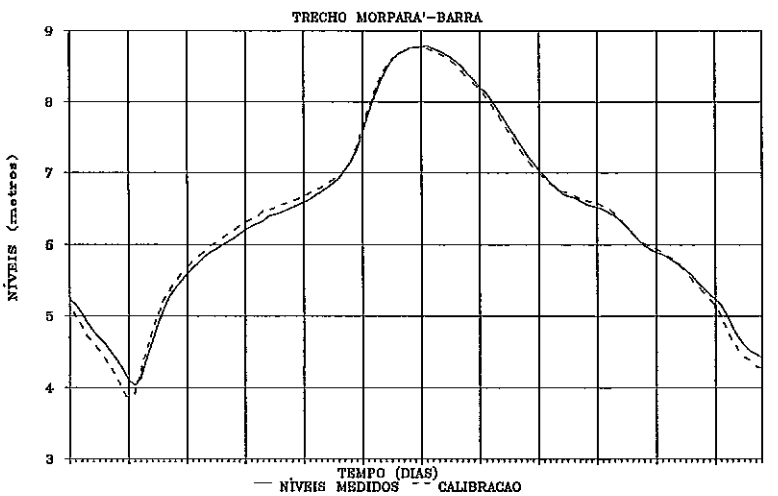


FIG. (VIII.34) - NÍVEIS EM BARRA, 1980

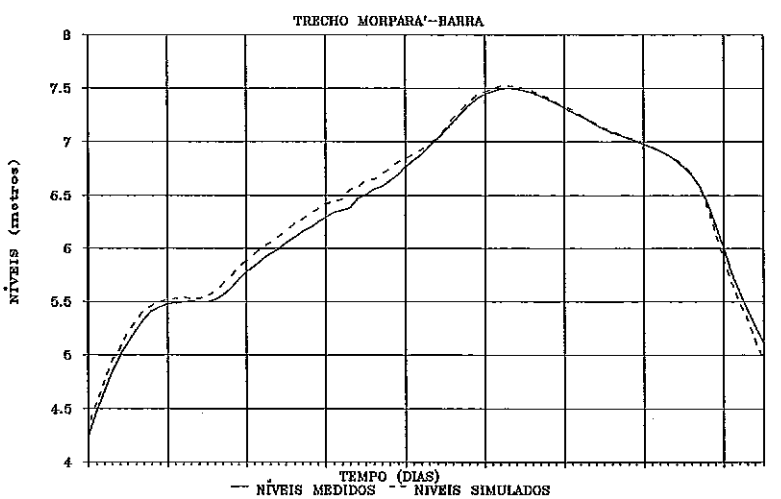


FIG. (VIII.35) - RIO SÃO FRANCISCO EM IBO',1979

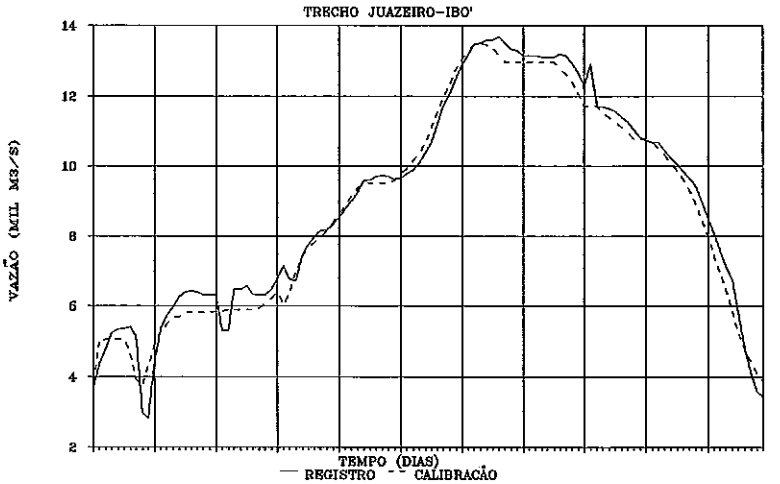


FIG. (VIII.36) - RIO SÃO FRANCISCO EM IBO',1980

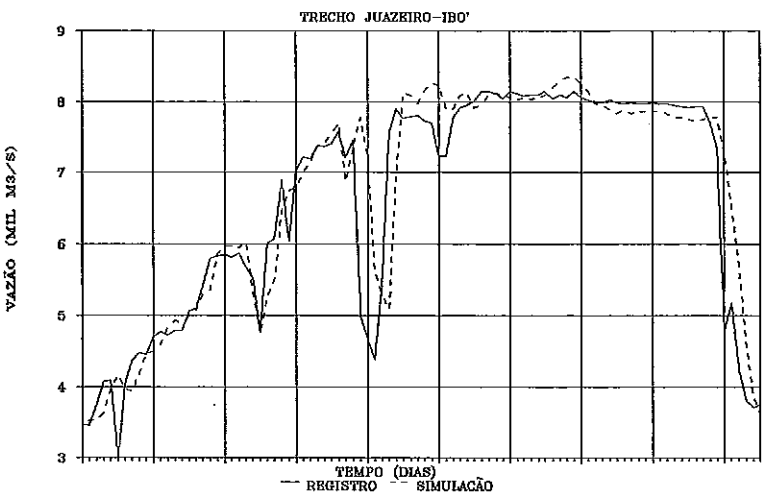


FIG. (VIII.37) - RIO SÃO FRANCISCO EM IBO',1982

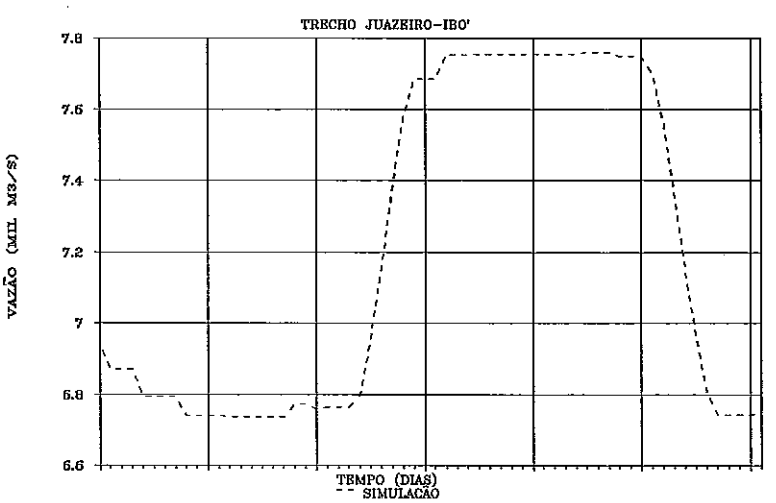


FIG. (VIII. 38) - VAZÕES EM PROPRIA',1957

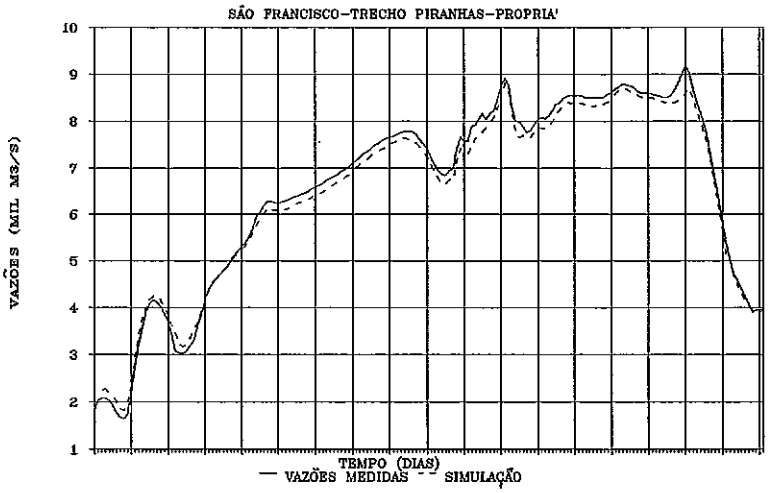


FIG. (VIII.39) - VAZÕES EM PROPRIA',1979

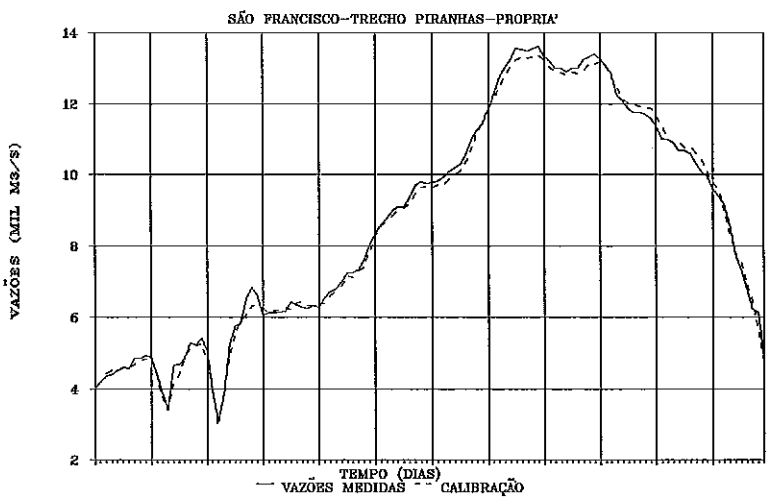
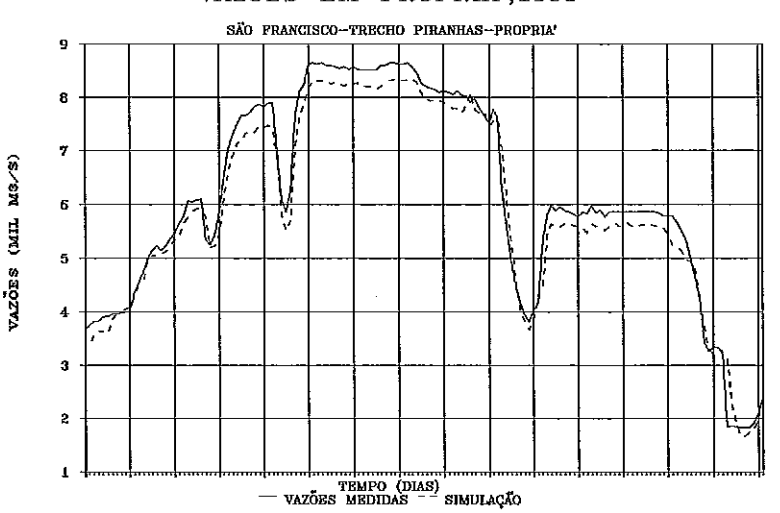


FIG. (VIII.40) - VAZÕES EM PROPRIA',1980



As figuras (VIII.41) a (VIII.45) representam a evolução da enchente de 1989/90 ao longo dos diferentes trechos do rio São Francisco até Traipú.

No capítulo (V) apresentou-se resultados obtidos com o modelo chuva-vazão para as bacias dos afluentes de Minas Gerais, resultados esses que permitiram a simulação das vazões para o período de 1978/82 no posto fluviométrico de São Francisco. As descargas simuladas por esse processo para a cheia de 1979 são aqui propagadas com o modelo hidrodinâmico até o posto de Xique-Xique, nas proximidades de Sobradinho.

Os níveis simulados para a seção de jusante em cada trecho foram utilizados como "input" para o trecho seguinte. O incremento de vazão nos diferentes trechos foi estimado com os percentuais indicados na tabela (IV.3).

Considerando-se que não foram utilizados registro de nível ou vazão em nenhum dos postos ao longo do São Francisco para a simulação, os resultados apresentados nas figuras (VIII.46) a (VIII.50) são bastante razoáveis.

Esse procedimento permite assim simular a formação e acompanhamento de cheias desde Três Marias até Sobradinho a partir da defluência de Três Marias e da contribuição dos principais tributários, gerada por meio de modelos chuva-vazão para os grandes afluentes de Minas Gerais e estimativas para os demais afluentes.

FIG. (VIII.41) - RIO SÃO FRANCISCO EM CARINHANHA,1989

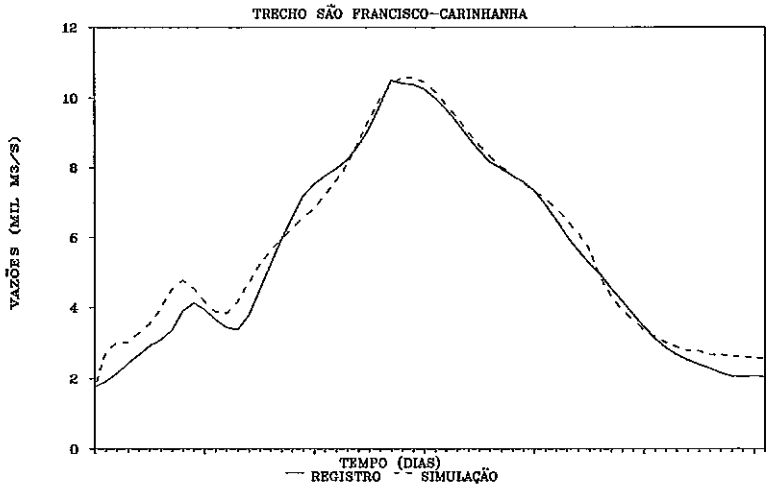


FIG. (VIII.42) - RIO SÃO FRANCISCO EM B.J.DA LAPA,1989

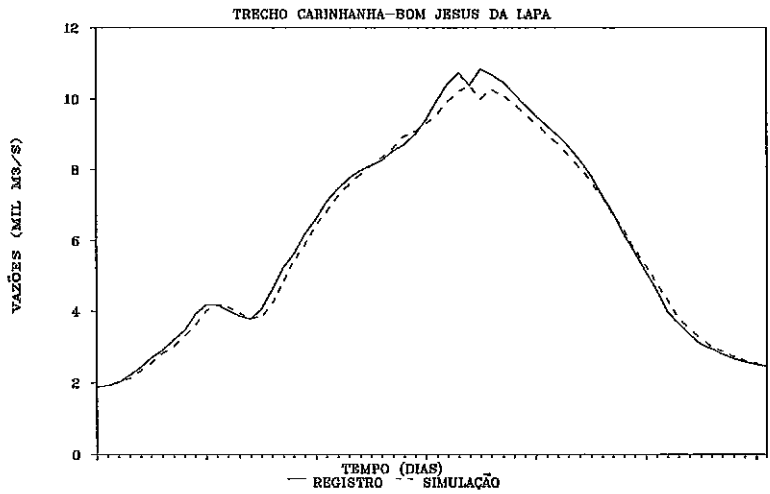


FIG. (VIII.43) - RIO SÃO FRANCISCO EM MORPARA',1989

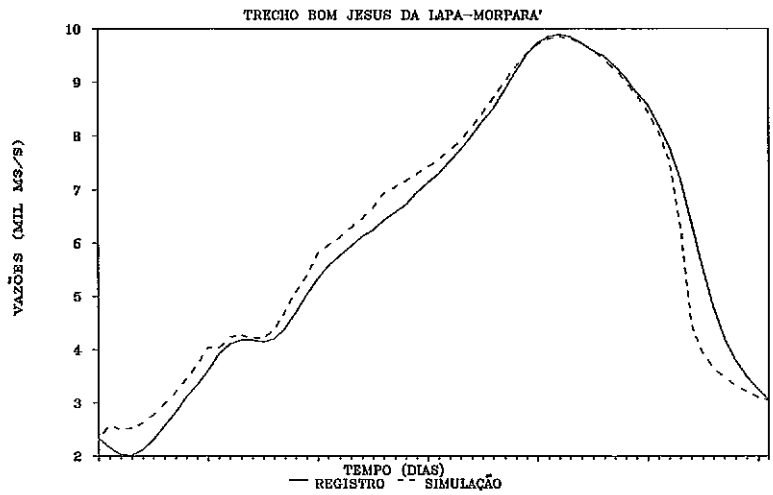


FIG. (VIII.44) - RIO SÃO FRANCISCO EM XIQUE-XIQUE,1989

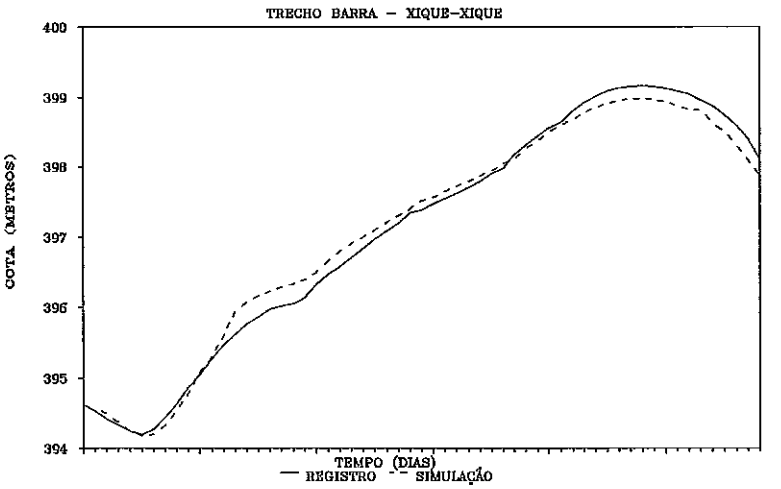


FIG. (VIII.45) - RIO SÃO FRANCISCO EM TRAIPU',1989

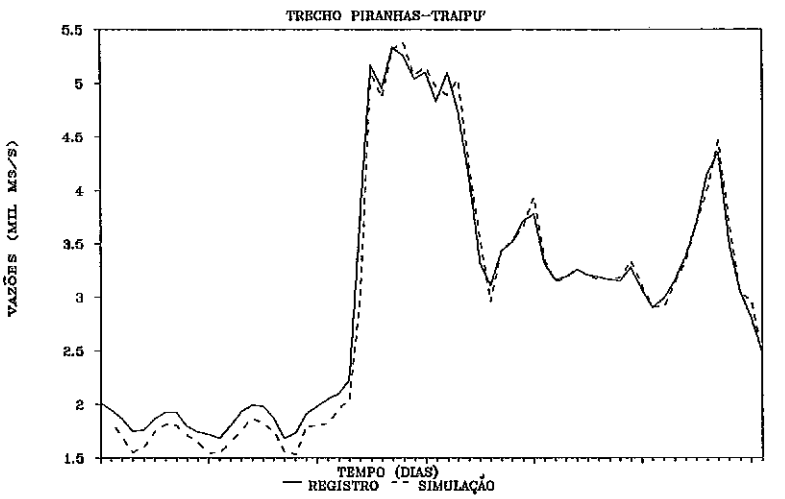


FIG. (VIII.46) - CARINHANHA,1979

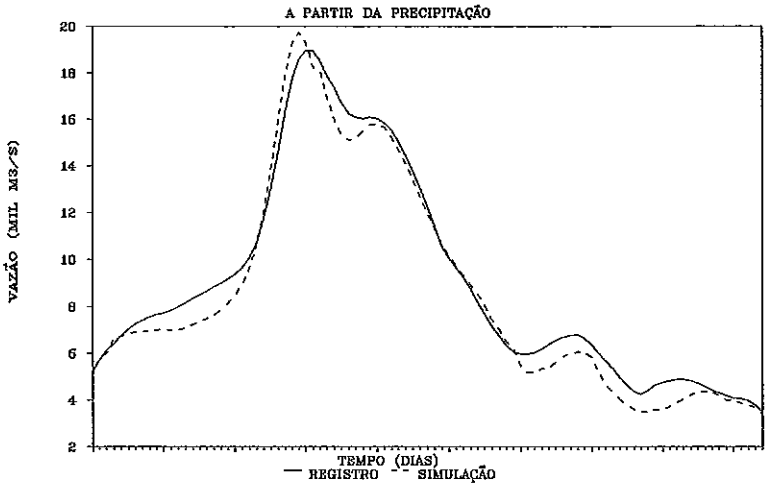


FIG. (VIII.47) - BOM JESUS DA LAPA,1979

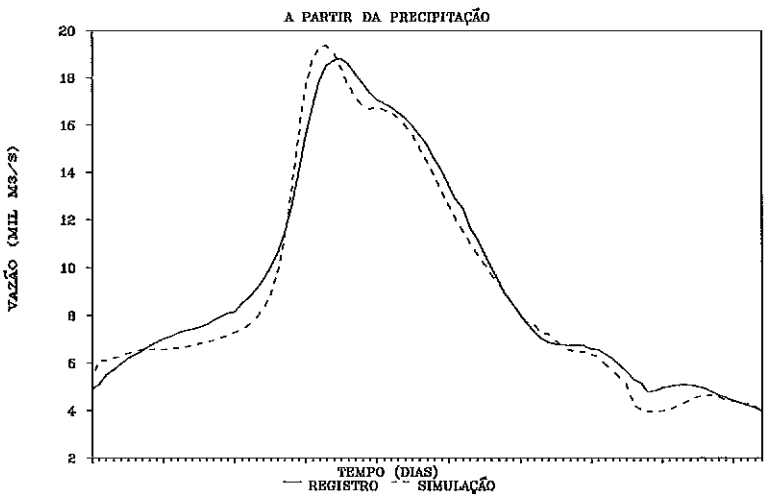


FIG. (VIII.48) - MORPARA',1979

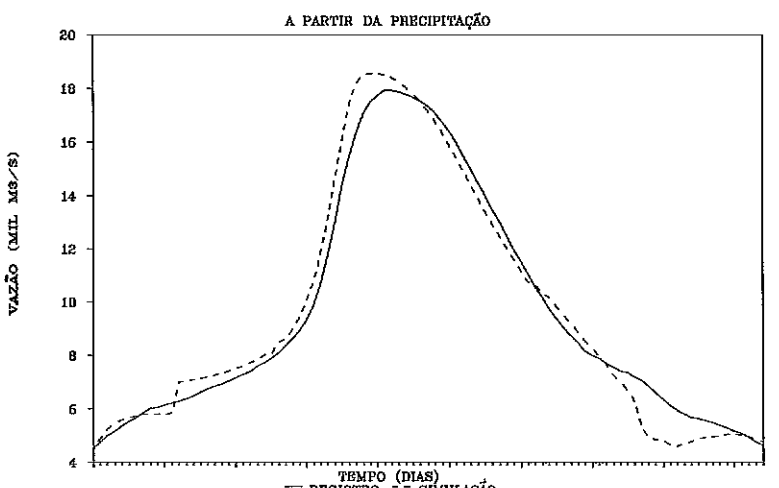


FIG. (VIII.49) - BARRA,1979

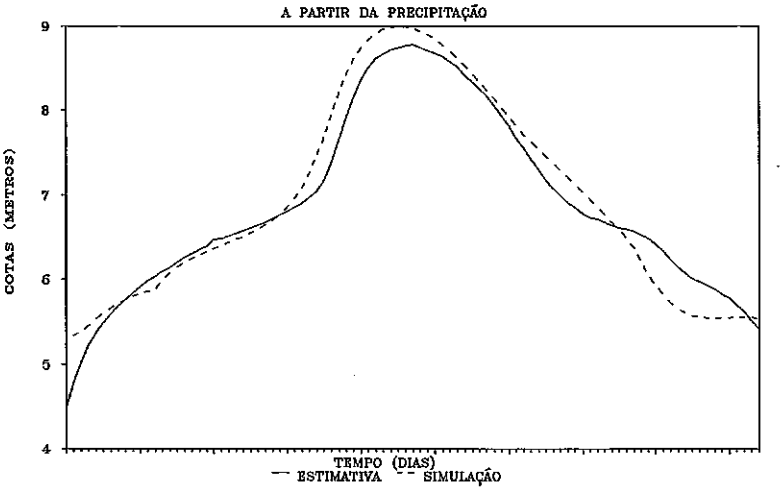
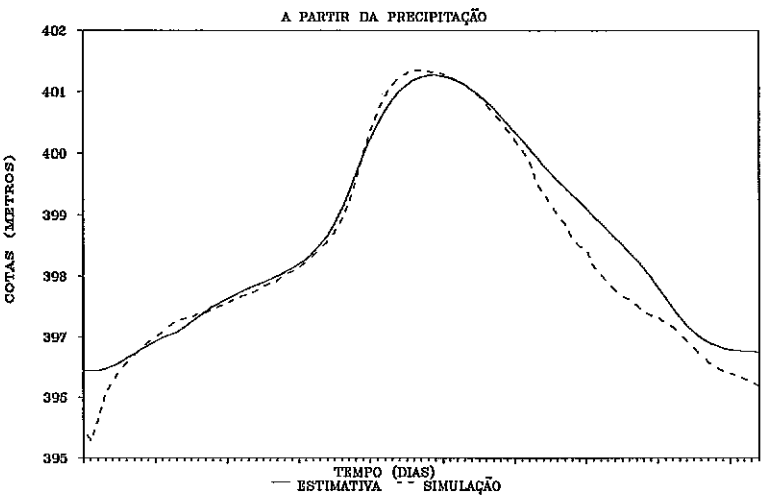


FIG. (VIII.50) - XIQUE-XIQUE,1979



8.3.3- Previsão em tempo atual

O modelo de simulação abordado nos ítens anteriores requer o conhecimento dos níveis na seção de montante, em cada instante de cálculo, para que se possa avaliar vazões e níveis nas diversas seções nesse instante. A previsão antecipada do comportamento do rio requer assim uma estimativa dos níveis na seção inicial. Essa estimativa pode ser feita, por exemplo, a partir de níveis medidos em seção localizada a montante do trecho em estudo, em instantes anteriores, ou mesmo extrapolando a tendência dos níveis na seção inicial.

Um processo simples é aqui utilizado. Consiste na utilização da tendência de variação observada nos níveis em t_v intervalos de tempo anteriores, onde t_v representa o tempo médio da viagem no trecho. Essa tendência é transposta para os níveis estimados no instante $t + \zeta$, onde ζ indica o tempo à frente para previsão ($\zeta \leq t_v$) da seguinte forma:

$$h(t+\zeta) = h(t)\ F_{t+\zeta} \qquad \text{(VIII.7)}$$

onde:

$$F_{t+\zeta} = \frac{h\ (t + \zeta - t_v)}{h\ (t - t_v)} \qquad \text{(VIII.8)}$$

Esse procedimento foi aplicado aos dados da enchente de 1949, para avaliar a precisão da resposta que seria obtida na previsão em tempo atual. Os resultados são comparados com a vazão simulada , sem antecipação, para o trecho Bom Jesus da Lapa - Morpará, conforme indicado nas figuras (VIII.51) a (VIII.53).

Embora modelos hidrodinâmicos permitam a realização de previsões em tempo atual com bons resultados, a necessidade de equipamento computacional de maior porte inibe o seu uso para esse tipo de previsão, onde se requer rapidez na obtenção da resposta. Desta forma, técnicas simplificadas são normalmente empregadas.

Um procedimento simples e imediato para previsão de vazões em tempo real, apresentado por EIGER (1983), foi aplicado por TUCCI (1986) ao trecho do São Francisco entre São Romão e Manga. O processo, justificado à luz do método do Muskingum, consiste em estabelecer durante a ocorrência de uma dada cheia uma relação do tipo

$$Q(t+\zeta) = a(\zeta) \cdot I(t) + b(\zeta) \cdot Q(t) + C(\zeta) \qquad \text{(VIII.11)}$$

em que I refere-se à vazão de entrada, Q à vazão de saída no trecho, ζ é a antecedência de previsão, *a*, *b* e *c* são parâmetros a calibrar.

Os parâmetros foram calibrados, para diferentes alcances de previsão, com as vazões nos diversos trechos de São Francisco aqui tratados durante a cheia de 1979. Os parâmetros da calibração encontram-se no Apêndice A.

As vazões previstas a jusante no trecho Bom Jesus da Lapa - Morpará com o modelo simplificado são comparadas aos resultados do modelo hidrodinâmico, para diferentes alcances de previsão, como mostram as figuras (VIII.51) a (VIII.53).

A figura (VIII.54) apresenta as vazões previstas para Morpará, ainda com os dados da cheia de 1949, calculadas porém a partir das vazões do posto de São Francisco em três trechos consecutivos: São Francisco-Carinhanha, Carinhanha- Bom Jesus e Bom Jesus-Morpará. A vazão prevista para a seção de jusante em cada trecho foi utilizada como "input" para o trecho seguinte.

FIG. (VIII.51) - VAZÕES EM MORPARA'-PREVISAO DE 1 DIA

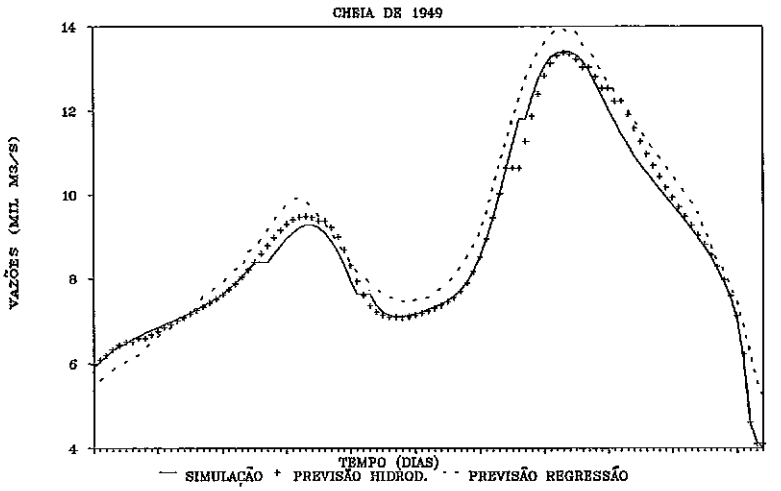


FIG. (VIII.52) - VAZÕES EM MORPARA'-PREVISÃO DE 2 DIAS

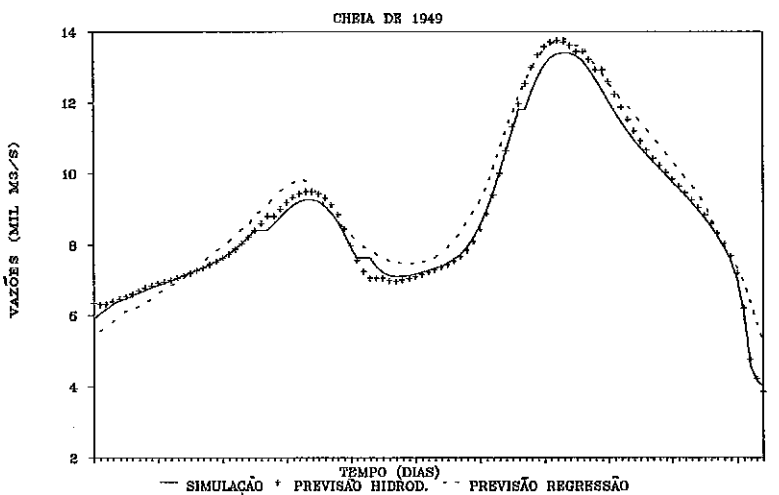


FIG. (VIII.53) - VAZÕES EM MORPARA'-PREVISÃO DE 3 DIAS

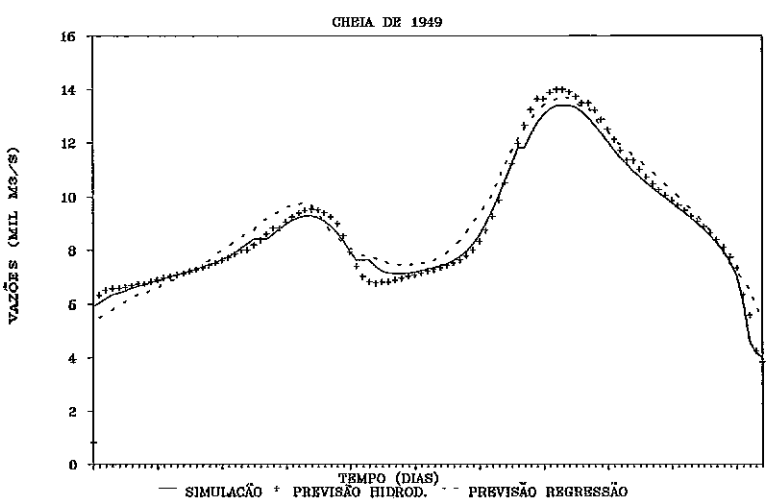
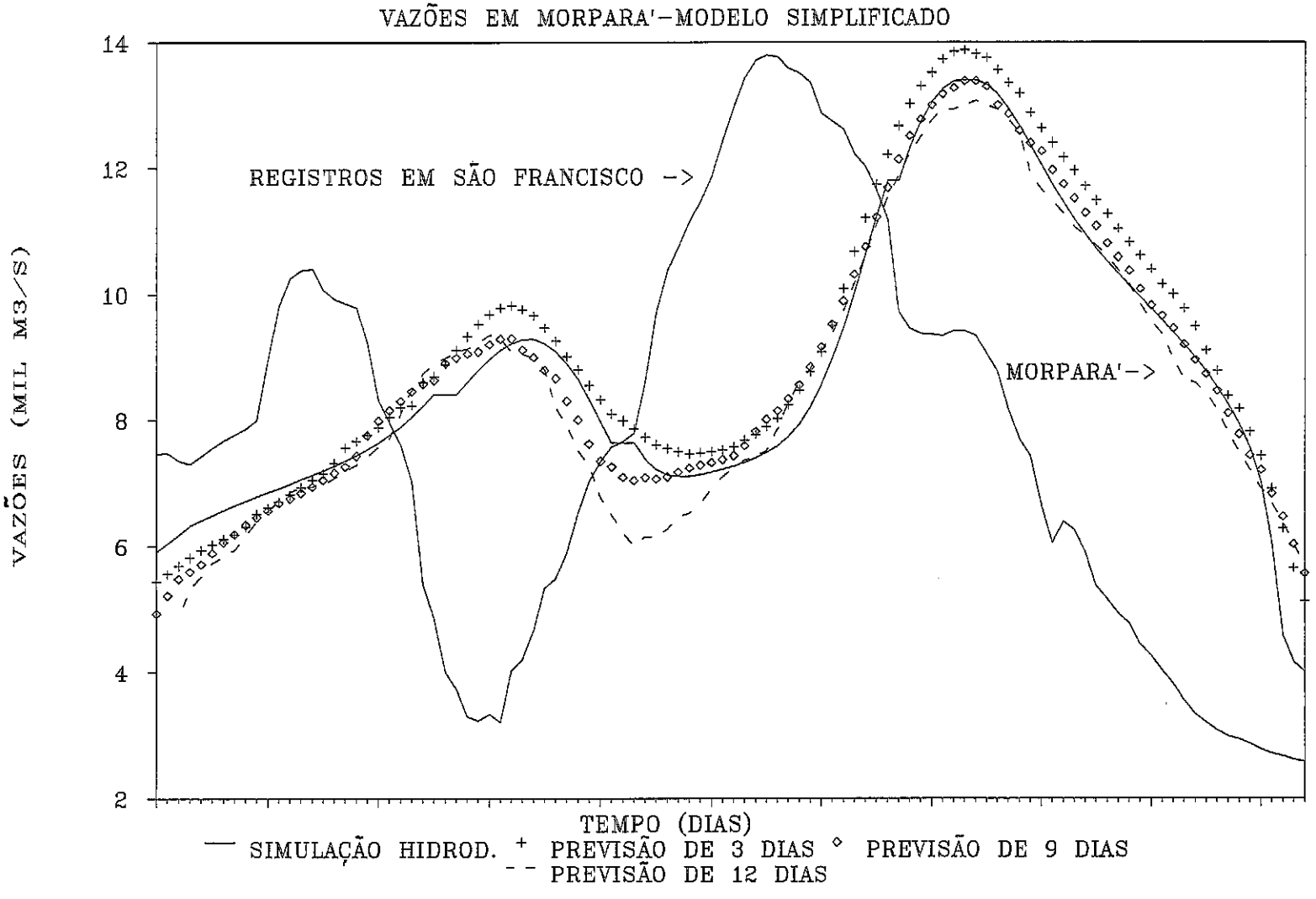


FIG. (VIII.54) - TRECHO SÃO FRANCISCO-MORPARA'-1949



IX - SIMULAÇÃO DO AMORTECIMENTO DE CHEIAS NOS RESERVATÓRIOS POR PROCESSOS HIDRODINÂMICOS

9.1- FORMULAÇÃO DO MODELO

Conforme foi tratado no ítem (6.2) com a aplicação de modelo hidrológico ao balanço hídrico em Sobradinho, erros inaceitáveis podem surgir na modelação como consequência do fato de serem desconsiderados os efeitos dinâmicos em lagos extensos como Sobradinho e Itaparica.

O tratamento matemático mais rigoroso do problema requer para o estudo do escoamento em lagos e baías uma formulação em duas dimensões. Todavia, dada a extensão muito maior que a largura nesses reservatórios, optou-se pela hipótese de considerar o escoamento unidimensional com região de acumulação, semelhante ao equacionamento formulado para o rio com planície de inundação.

As equações de Saint-Venant para o caso tem a seguinte forma:

$$\frac{\partial A_s}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \qquad \text{(IX.1)}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2\,\frac{Q}{A}\,\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{A^2}\,\frac{\partial A}{\partial x} + gA\,\frac{\partial Z}{\partial x} + gAS_f = 0 \qquad \text{(IX.2)}$$

onde A_s é a área da seção transversal efetivamente ocupada, Z representa a cota do nível d'água e as demais variáveis têm o mesmo significado já descrito anteriormente.

A região onde se processa o escoamento, representada pela área A em cada seção transversal, é definida projetando-se o curso original do rio para a superfície com uma largura B, estimada a partir da tendência dos taludes no leito. Para o coeficiente de Manning, adotou-se uma variação linear em cada trecho do lago a partir de três valores de referência: um valor mais alto constante n_1 para os níveis mais baixos, a partir do qual há uma redução do coeficiente à medida em que o nível cresce, até um valor intermediário n_2 próximo à situação de transbordamento. Daí uma transição rápida até um valor

n_3 menor, que é mantido constante no leito maior. Além disso, n_1, n_2 e n_3 têm seus valores variando trecho a trecho.

Essa variação do coeficiente de Manning foi utilizada porque, como o início dos lagos é incerto e varia conforme o volume acumulado, a região considerada no estudo inclue parte do rio a montante.

As condições de contorno consideradas foram as cotas na seção de montante e as vazões turbinadas e vertidas no controle de jusante. A calibração do parâmetro de atrito foi realizada por trechos, com o auxílio dos níveis atingidos nas seções intermediárias.

As seções tranversais utilizadas (35 para o lago de Sobradinho e 26 para Itaparica), cujo levantamento foi descrito no capítulo (VII), são apresentadas no Apêndice B.

9.2- CALIBRAÇÃO E SIMULAÇÕES

9.2.1- Lago de Sobradinho

A região de Sobradinho foi modelada partindo-se de Xique-Xique até à barragem, numa extensão total de 381 Km. O trecho do rio entre os postos de Xique-Xique e Fazenda das Pedras, com extensão de 57 Km, foi discretizado a partir das 8 seções topobatimétricas disponíveis. De Fazenda das Pedras à barragem, às 7 seções existentes foram acrescidas 21 decorrentes do processo de interpolação descrito no capítulo (VII).

A calibração do parâmetro de atrito e ajuste das larguras superficiais da região onde se processa o escoamento foi feita com os dados da enchente de 1979. A verificação foi realizada com os registros históricos das cheias de 1983, 1985, 1986 e 1989/90.

A CHESF opera nas imediações e no interior do lago estações limnimétricas em Xique-Xique, Fazenda das Pedras, Pilão Arcado, Remanso, Sento Sé e na barragem de Sobradinho. Desses postos, o de Fazenda das Pedras pouco contribuiu com seus dados para o estudo, dada a sua implantação recente e

falhas nos registros históricos. As séries de dados dos demais postos foram utilizadas nos processos de calibração e validação do modelo hidrodinâmico.

Os hidrogramas de vazões em Xique-Xique e cotas nas demais seções de controle do lago encontram-se apresentados nas figuras (IX.1) a (IX.25), para as diferentes cheias. Os resultados foram satisfatórios, como se pode constatar pelo bom ajuste entre vazões e níveis observados e simulados.

A tabela (IX.1) mostra o erro médio absoluto (m^3/s para Xique-Xique, centímetros para as demais seções) e o coeficiente de determinação R^2 para os diferentes eventos simulados.

SEÇÃO	1979		1983		1985		1986		1989/90	
	erro	R^2	erro	R^2	erro	R^2	erro	R^2	erro	R^2
Xique-Xique	824 m^3/s	0,96	444 m^3/s	0,97	344 m^3/s	0,97	314 m^3/s	0,97	314 m^3/s	0,99
Pilão Arcado	13,1 cm	0,98	17,6 cm	0,96	36,2 cm	0,99	17,9 cm	0,96	22,6 cm	0,99
Remanso	9,0 cm	0,98	18,1 cm	0,98	23,8 cm	0,99	16,4 cm	0,99	16,1 cm	0,99
Sento Sé	7,5 cm	0,98	11,8 cm	0,98	20,5 cm	0,99	17,6 cm	0,99	18,4 cm	0,99
Sobradinho	9,2 cm	0,99	15,1 cm	0,97	17,9 cm	0,99	18,1 cm	0,99	22,9 cm	0,99

TABELA (IX.1)- ERRO MÉDIO ABSOLUTO E COEFICIENTE DE DETERMINAÇÃO

Como a cheia mais recente (1989/90) alcançou o lago de sobradinho em cota muito baixa, conforme se pode observar nas figuras (IX.22) a (IX.25) e o levou ao enchimento, utilizou-se esse período para continuar a análise sobre a avaliação dos volumes do lago, deste feita com o auxílio do modelo hidrodinâmico. Esses volumes foram calculados, em cada instante, a partir de integração numérica utilizando-se as áreas de acumulação nas seções de cálculo em que foi discretizado o lago, para o nível atingido em cada seção.

FIG. (IX.1) S.FRANCISCO EM XIQUE-XIQUE

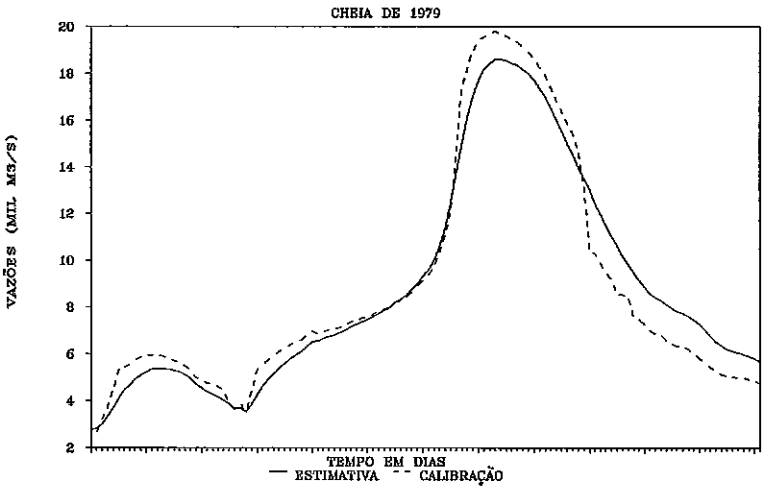


FIG. (IX.2) - SOBRADINHO:PILÃO ARCADO

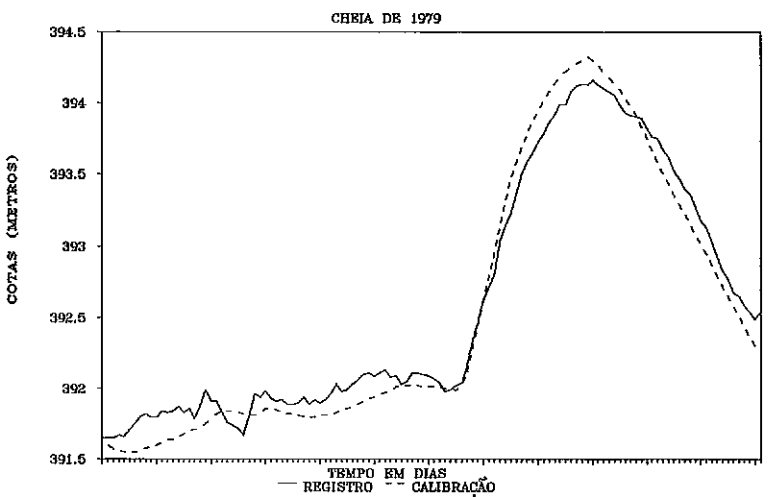


FIG. (IX.3) - SOBRADINHO:REMANSO

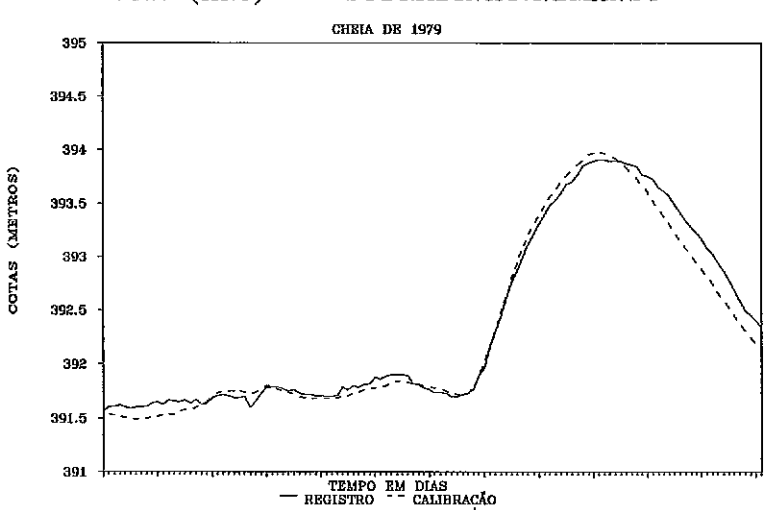


FIG. (IX.1) A (IX.3) - HIDROGRAMAS DE CALIBRAÇÃO PARA SOBRADINHO.

FIG. (IX.4) - SOBRADINHO:SENTO SE'

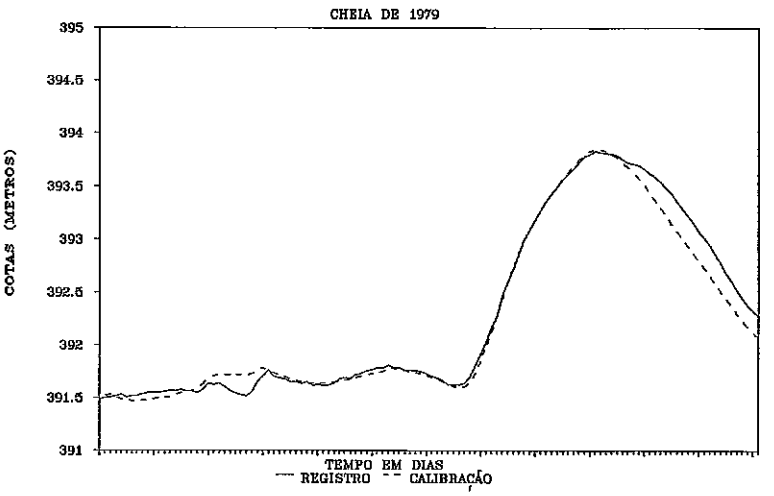


FIG. (IX.5) - SOBRADINHO:BARRAGEM

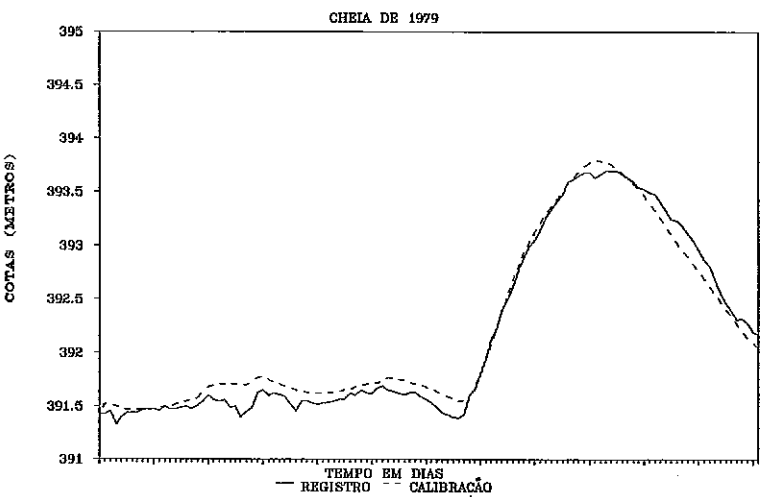


FIG. (IX.4) E (IX.5) - HIDROGRAMAS DE CALIBRAÇÃO PARA SOBRADINHO.

FIG. (IX.6) S.FRANCISCO : XIQUE-XIQUE

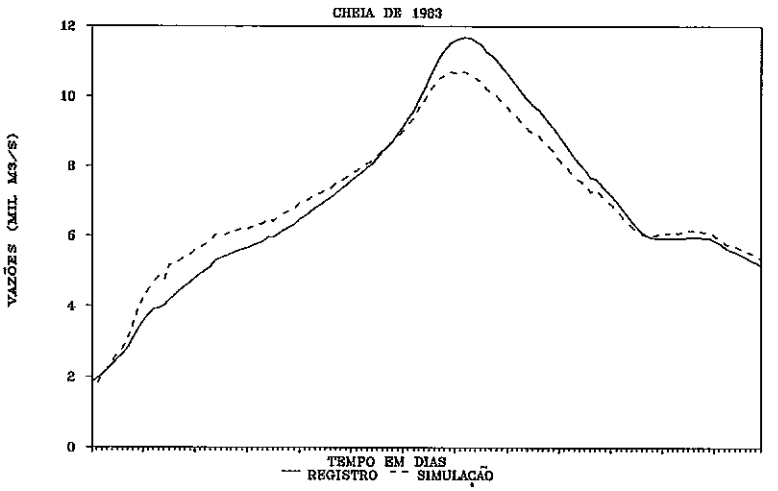


FIG. (IX.7) - SOBRADINHO:PILÃO ARCADO

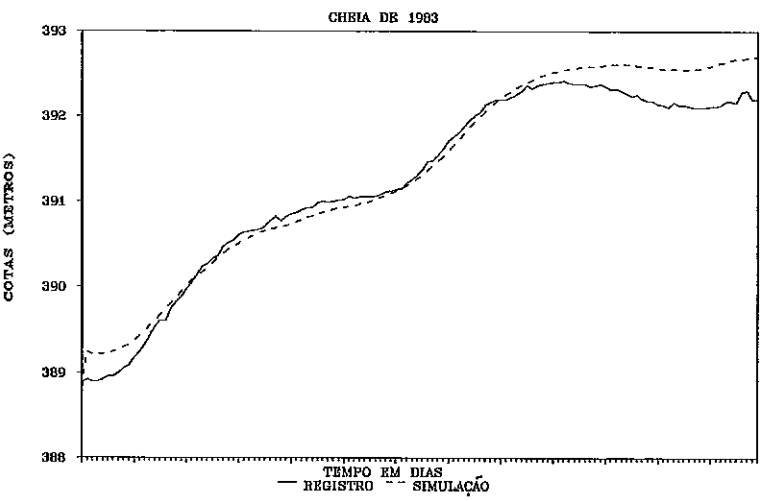


FIG. (IX.8) - SOBRADINHO:REMANSO

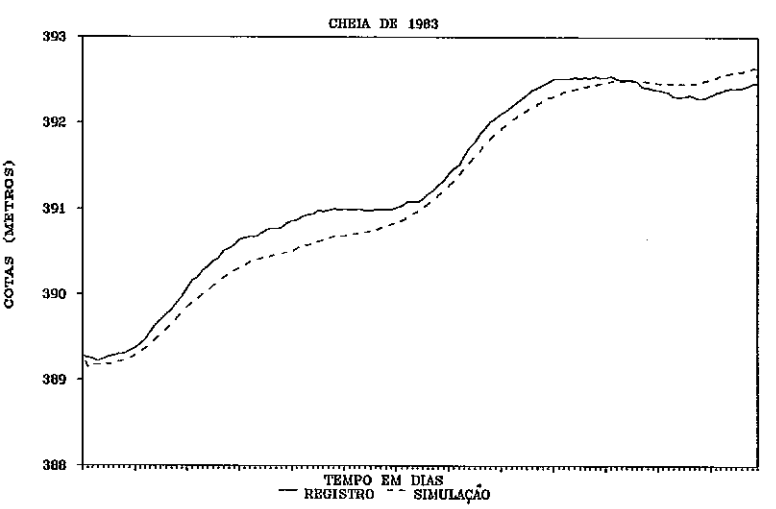


FIG. (IX.6) A (IX.8) - SIMULAÇÃO EM SOBRADINHO, 1983.

FIG. (IX.9) – SOBRADINHO:SENTO SE'

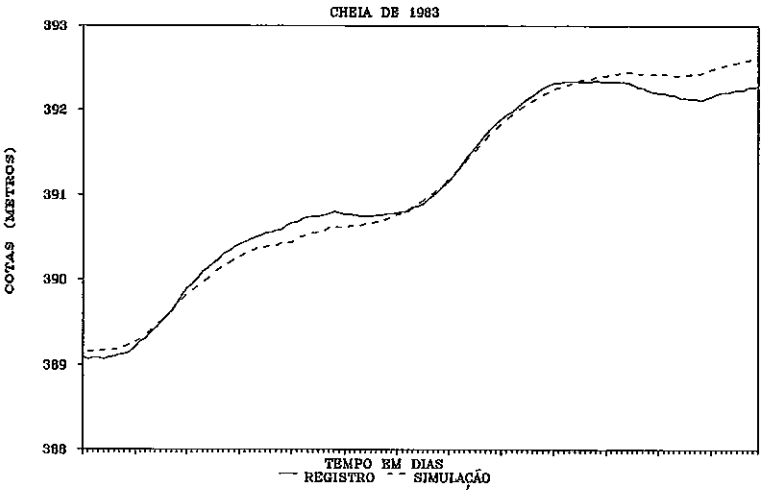


FIG. (IX.10) – SOBRADINHO:BARRAGEM

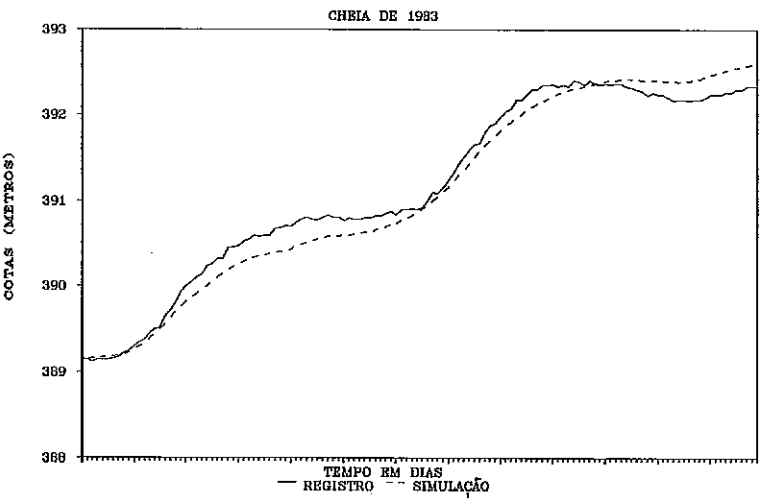


FIG. (IX.9) A (IX.10) - SIMULAÇÃO EM SOBRADINHO, 1983.

FIG. (IX.11) S.FRANCISCO : XIQUE-XIQUE

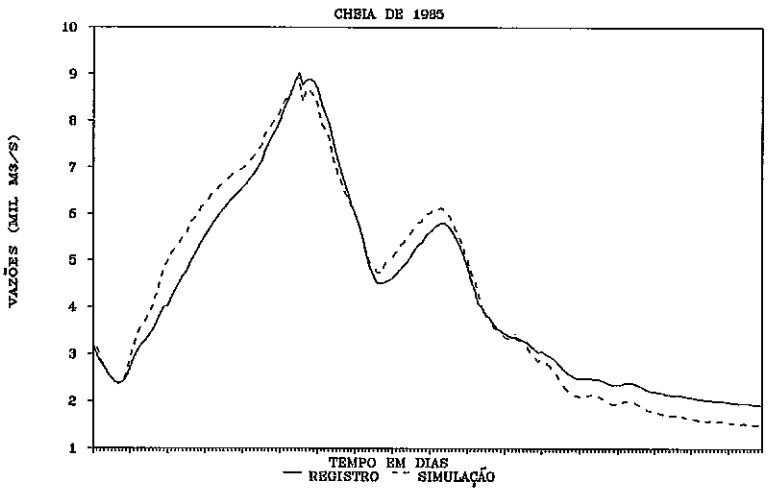


FIG. (IX.12) - SOBRADINHO:PILAO ARCADO

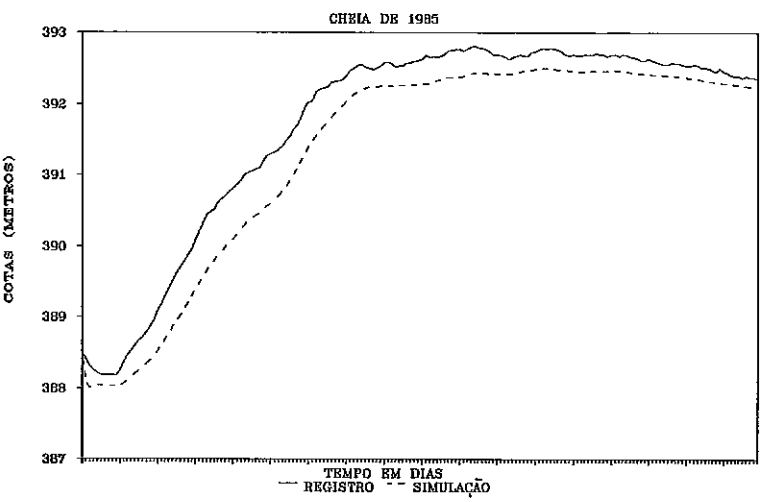


FIG. (IX.13) - SOBRADINHO:REMANSO

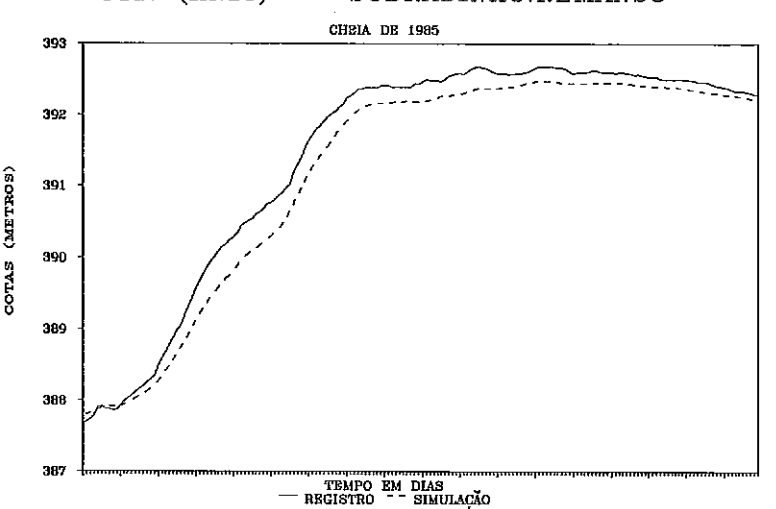


FIG. (IX.11) A (IX.13) - SIMULAÇÃO EM SOBRADINHO, 1985.

FIG. (IX.14) - SOBRADINHO:SENTO SE'

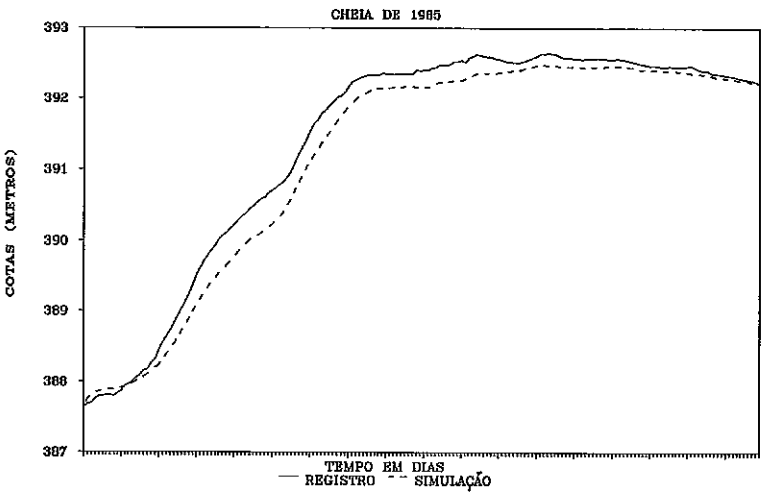


FIG. (IX.15) - SOBRADINHO:BARRAGEM

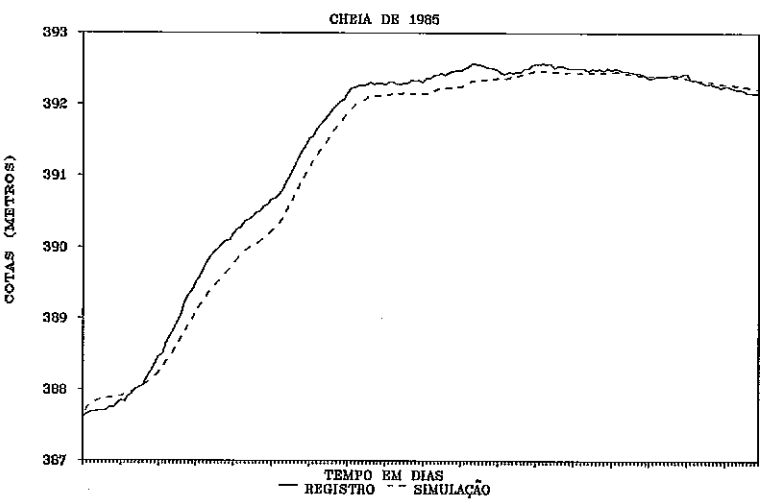


FIG. (IX.14) E (IX.15) - SIMULAÇÃO EM SOBRADINHO, 1985.

FIG. (IX.16) S.FRANCISCO : XIQUE-XIQUE

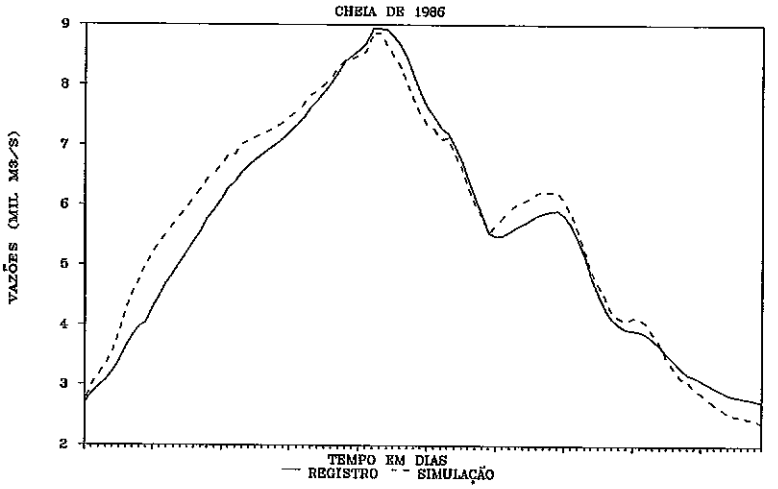


FIG. (IX.17) - SOBRADINHO:PILÃO ARCADO

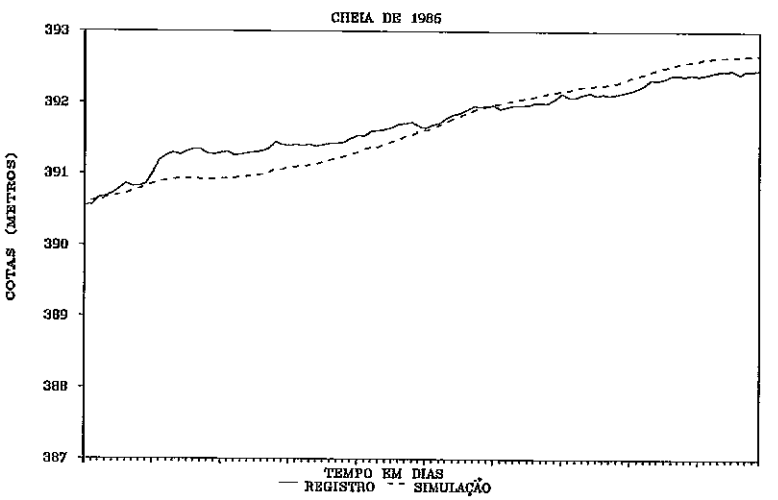


FIG. (IX.18) - SOBRADINHO:REMANSO

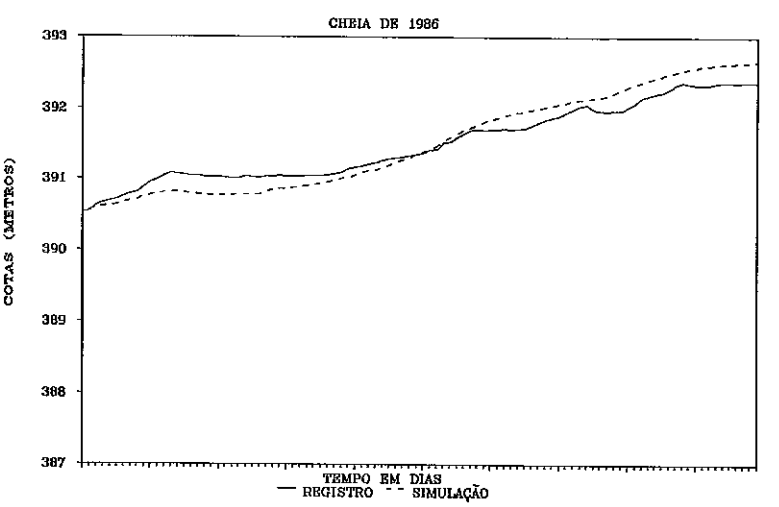


FIG. (IX.16) A (IX.18) - SIMULAÇÃO EM SOBRADINHO, 1986.

FIG. (IX.19) - SOBRADINHO:SENTO SE'

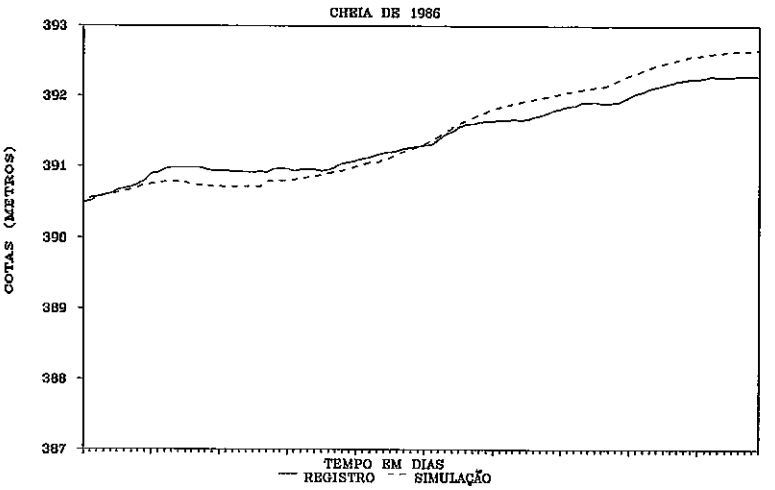


FIG. (IX.20) - SOBRADINHO:BARRAGEM

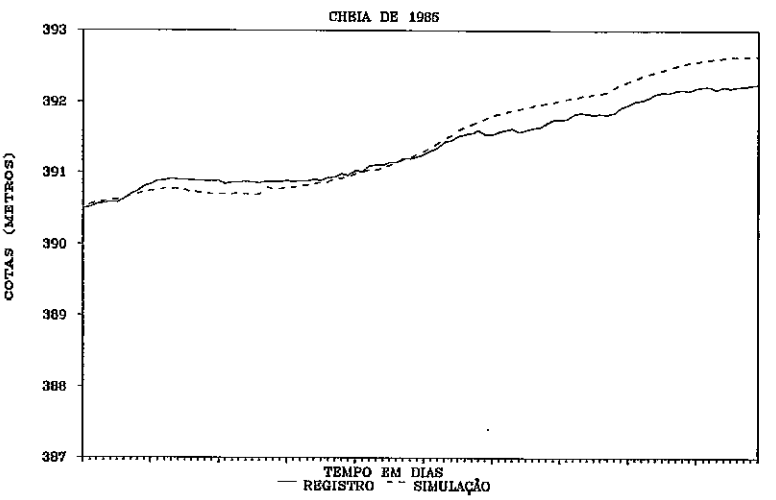


FIG. (IX.19) E (IX.20) - SIMULAÇÃO EM SOBRADINHO, 1986.

FIG. (IX.21) S.FRANCISCO : XIQUE-XIQUE

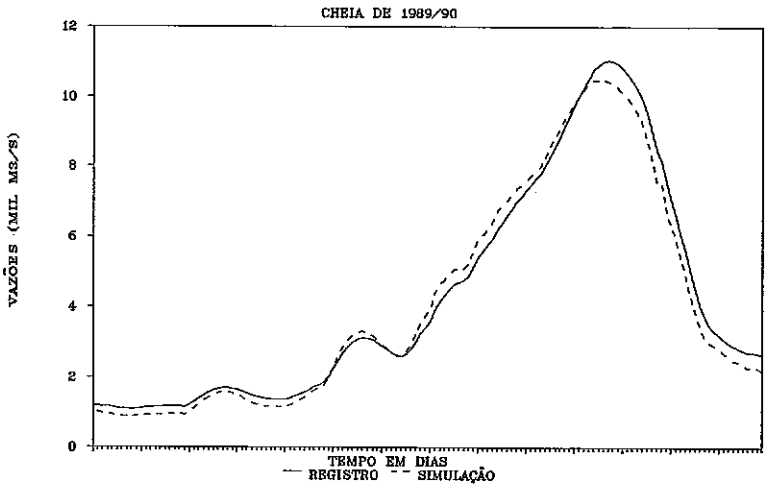


FIG. (IX.22) - SOBRADINHO:PILAO ARCADO

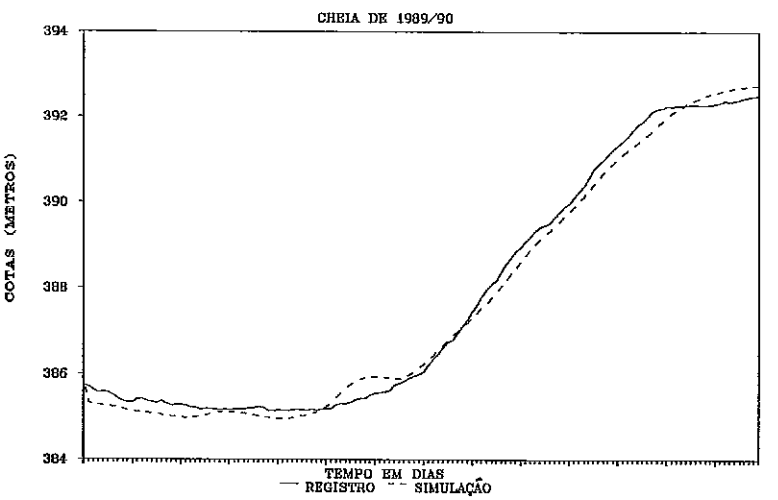


FIG. (IX.23) - SOBRADINHO:REMANSO

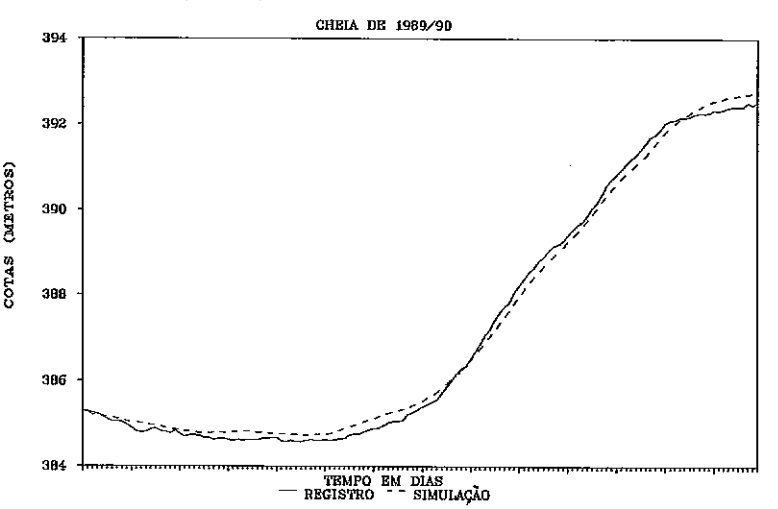


FIG. (IX.21) A (IX.23) - SIMULAÇÃO EM SOBRADINHO, 1989.

FIG. (IX.24) - SOBRADINHO:SENTO SE'

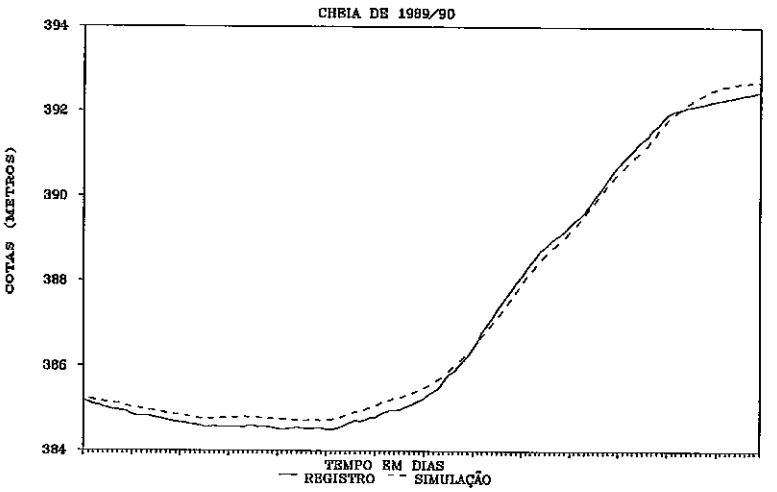


FIG. (IX.25) - SOBRADINHO:BARRAGEM

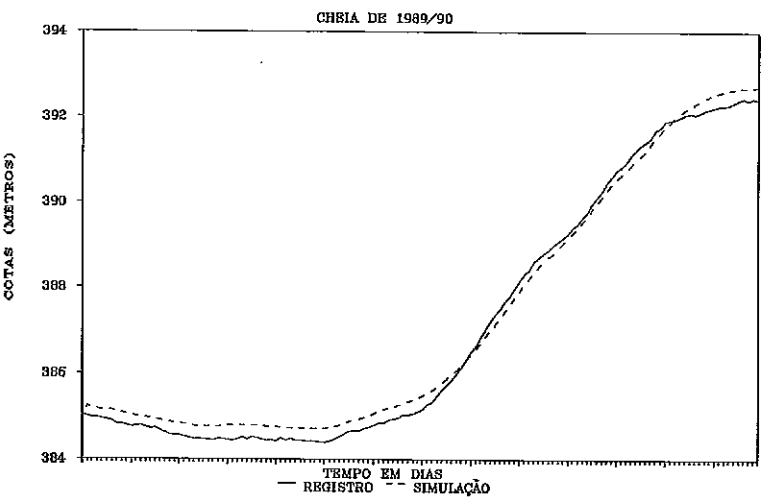


FIG. (IX.24) E (IX.25) - SIMULAÇÃO EM SOBRADINHO, 1989.

Na figura (IX.26) compara-se os volumes armazenados em Sobradinho, calculados por quatro diferentes processos:

- Balanço hídrico, a partir das vazões afluente e efluente, precipitação e evaporação;
- Modelo hidrodinâmico;
- Curva cota-volume, cálculo a partir dos níveis na barragem;
- Como no caso anterior, porém com a curva estabelecida para a fase da ascensão dos níveis.

Conforme se pode constatar, os volumes calculados com a relação cota-volume afastaram-se bastante dos demais resultados. Os volumes determinados com o modelo hidrodinâmico ajustaram-se muito bem àqueles obtidos através de balanço hídrico e os calculados a partir da curva de ascensão apresentaram uma estimativa dos volumes razoavelmente próxima da obtida com os dois primeiros processos.

O desvio dos valores calculados pela curva cota-volume ocorre porque os volumes são calculados a partir da cota na barragem, desprezando-se a curvatura da superfície livre. No cálculo feito a partir do modelo hidrodinâmico, a avaliação do volume no lago se dá por integração entre seções consecutivas, com a devida variação de níveis.

9.2.2- Lago de Itaparica

O reservatório de Itaparica tem seu início nas proximidades da localidade de Belém de São Francisco, em Pernambuco, estendendo-se daí ao eixo da barragem por aproximadamente 156 Km. Ao longo de sua extensão foram instaladas réguas limnimétricas, durante o enchimento, nas localidades de Barra do Tarrachil, Agrovila R-8, Nova Rodelas, Agrovila R-1, Petrolândia e Nova Petrolândia, que foram a seguir desativadas, restando tão somente as estações até Belém de São Francisco e no local da barragem.

Ao contrário de Sobradinho, foi possível se obter para o lago de Itaparica um bom detalhamento da região inundável, dispensando-se assim qualquer processo de interpolação. Da fase de projeto, conseguiu-se junto à CHESF dados relativos a 26 seções topobatimétricas, o que permitiu um bom

FIG. (IX.26) – VOLUMES EM SOBRADINHO

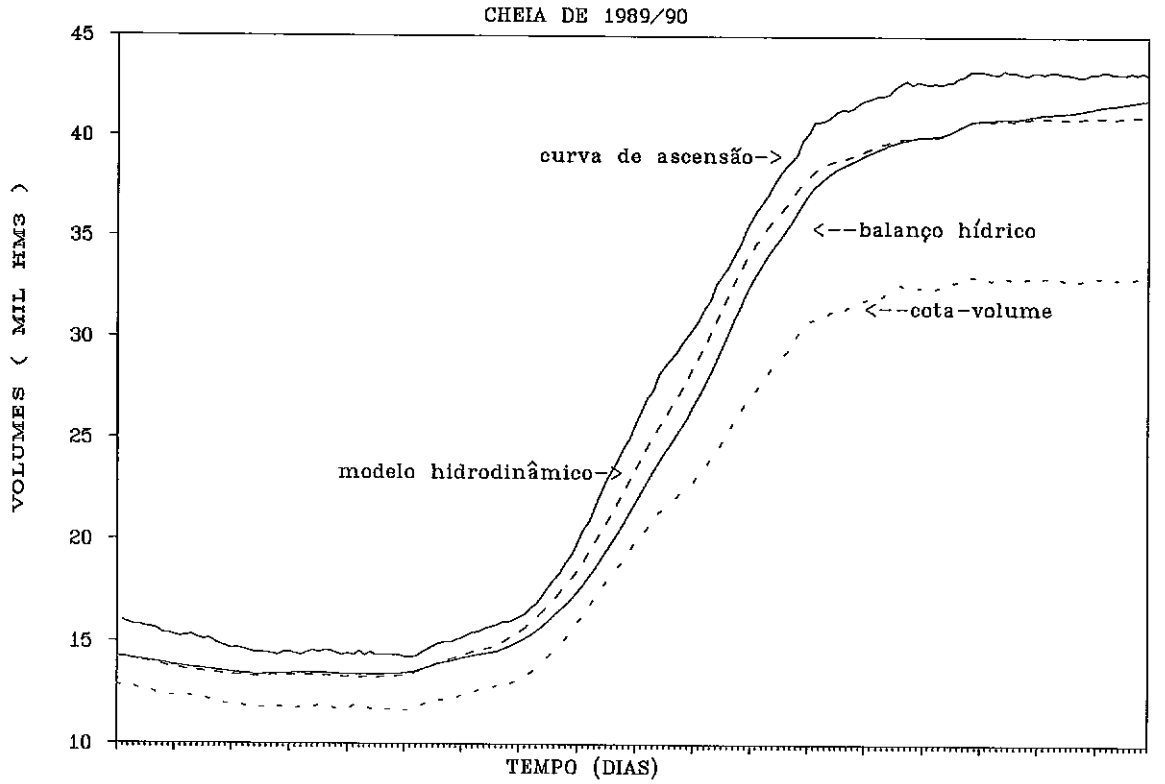
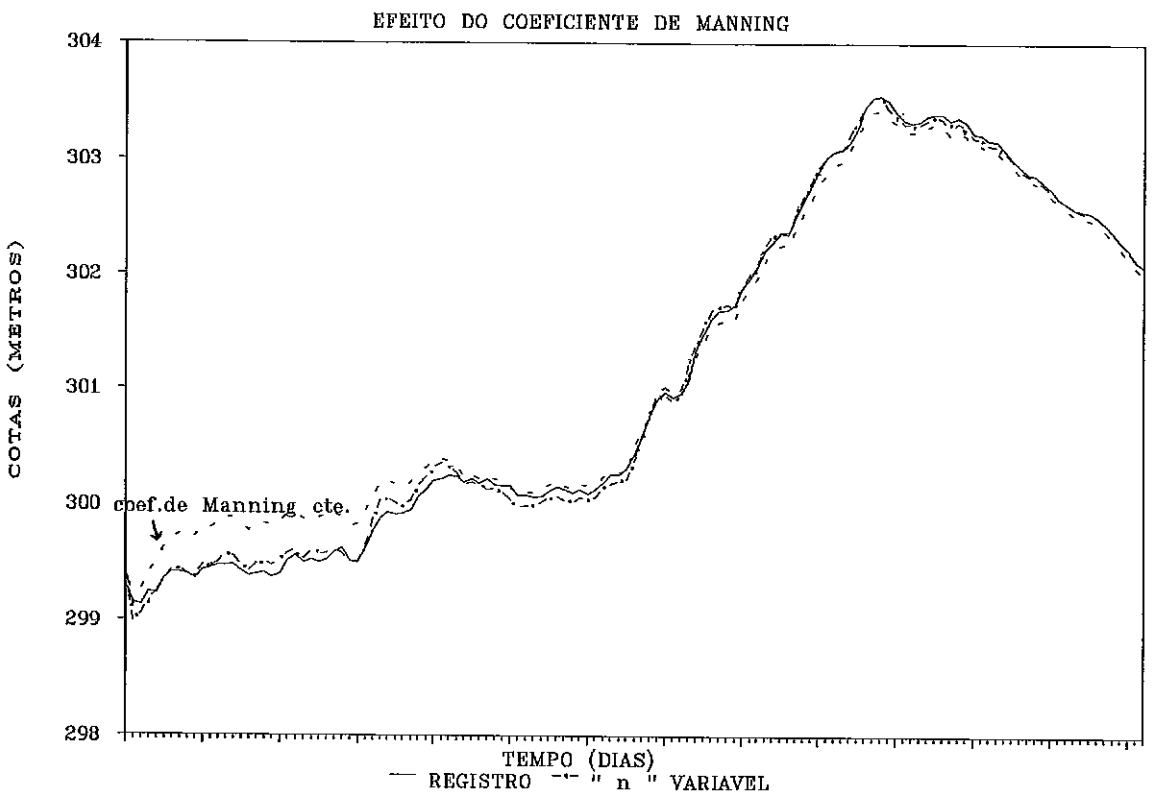


FIG. (IX.27) – BARRA DO TARRACHIL



nível de aproximação da geometria do lago.

Os valores do coeficiente de Manning foram calibrados para cada seção, ajustando-se as cotas simuladas pelo modelo às registradas ao final de cada sub-trecho do reservatório. A calibração foi feita no período de 20/06/88 a 20/10/88. Como no caso de Sobradinho, as condições de contorno foram níveis na seção de montante (Belém de São Francisco) e vazão a jusante (barragem).

Os valores ajustados para o coeficiente de Manning no trecho inicial do lago de Itaparica ficaram bastante altos, o que pode ser explicado pela perda de carga localizada decorrente do alargamento da região inundável.

Um fator decisivo para se obter um bom ajuste dos níveis consistiu na variação do parâmetro de atrito com a profundidade. A figura (IX.27) ilustra o fato, com níveis em ajustamento na localidade de Barra do Tarrachil. A influência da variação do parâmetro de atrito é mais sensível para as cotas baixas, quando o comportamento do lago se assemelha mais ao do rio.

A título de verificação do modelo foram utilizados os registros da cheia mais recente (01/12/89 a 20/04/90).

Os hidrogramas de calibração e verificação encontram-se indicados nas figuras (IX.28) a (IX.37).

Como não existe curva-chave ajustada para o posto de Belém de São Francisco, foram consideradas para verificação das vazões calculadas pelo modelo os registros da estação fluviométrica de Ibó, 39 Km a montante.

Na tabela (IX.2) apresentam-se estatísticas de ajuste para os dois períodos de análise. Os dados de Ibó referem-se a vazões em m^3/s e para as demais seções, cotas em centímetros.

FIG. (IX.28) –LAGO DE ITAPARICA

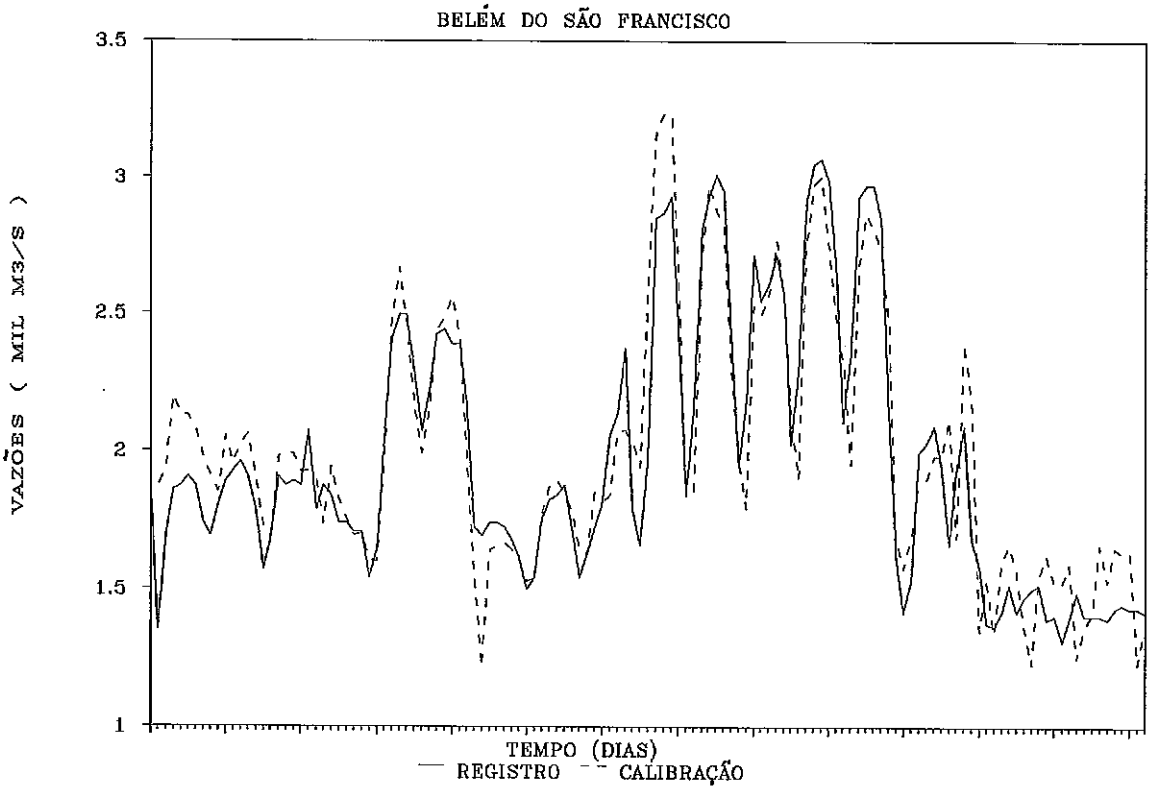


FIG. (IX.29) –LAGO DE ITAPARICA

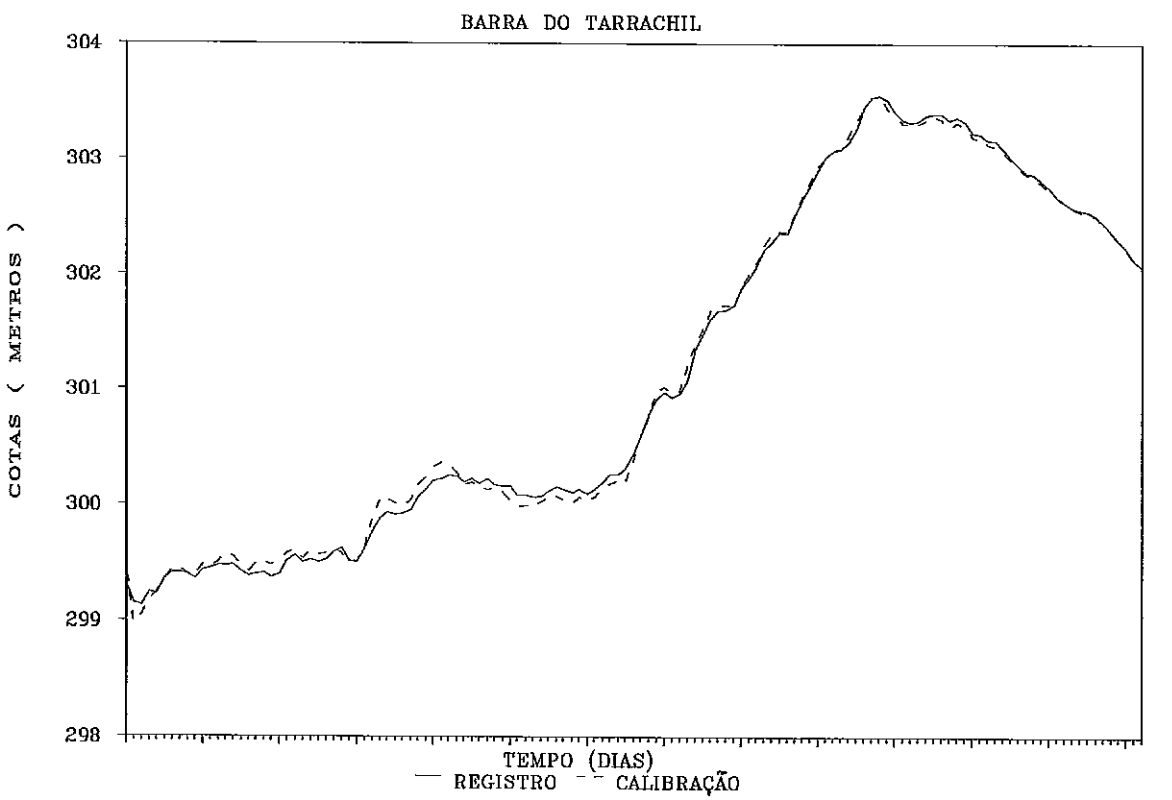


FIG. (IX.28) E (IX.29) - CALIBRAÇÃO PARA ITAPARICA, 1988.

FIG. (IX.30) -LAGO DE ITAPARICA

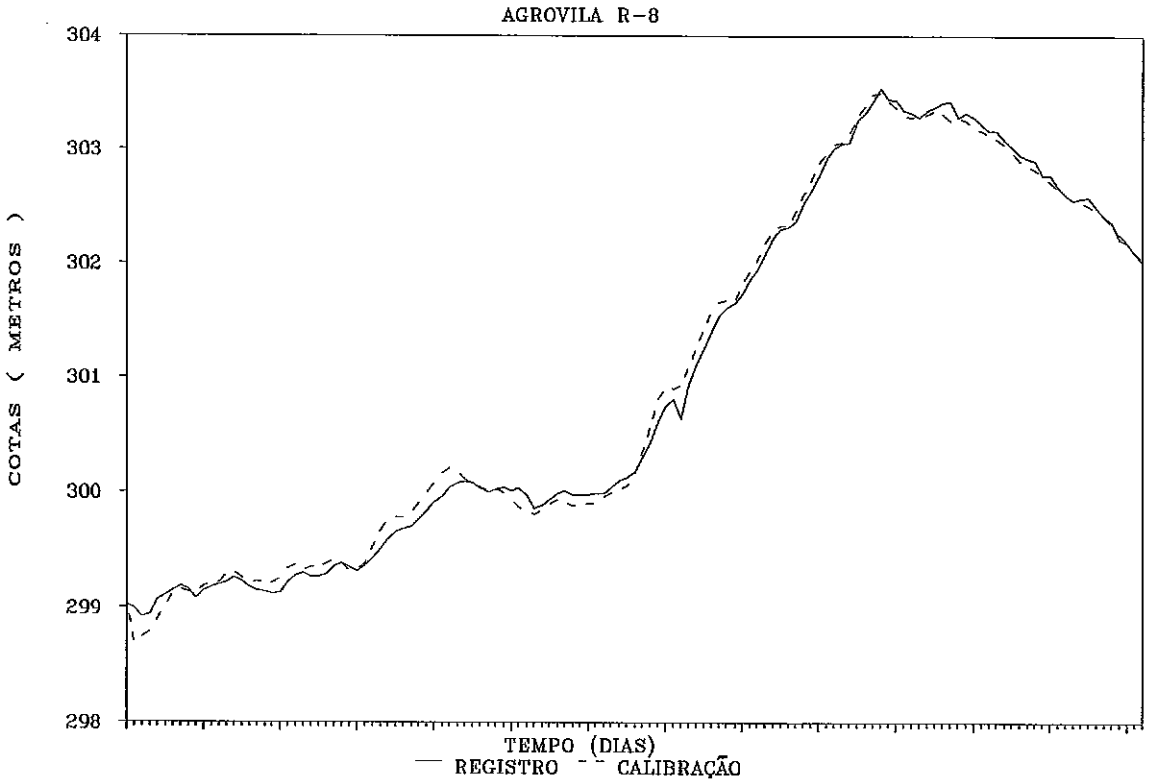


FIG. (IX.31) -LAGO DE ITAPARICA

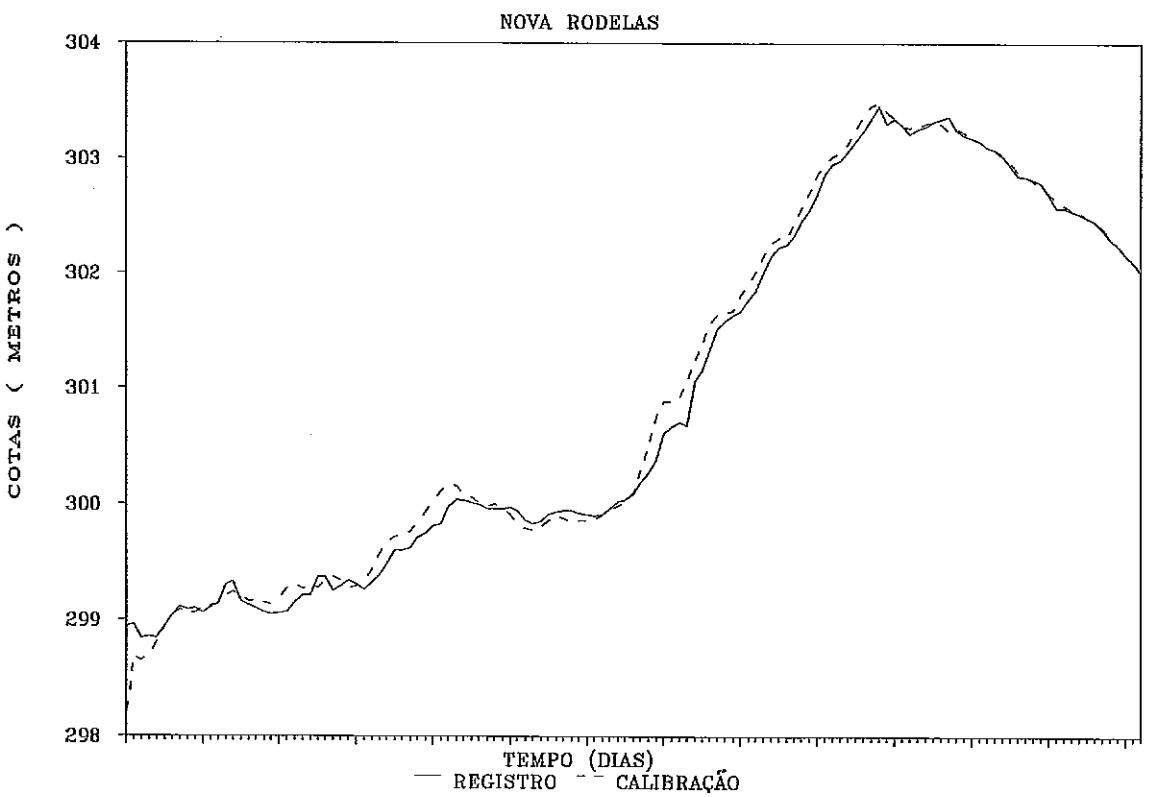


FIG. (IX.30) E (IX.31) - CALIBRAÇÃO PARA ITAPARICA, 1988.

FIG. (IX.32) -LAGO DE ITAPARICA

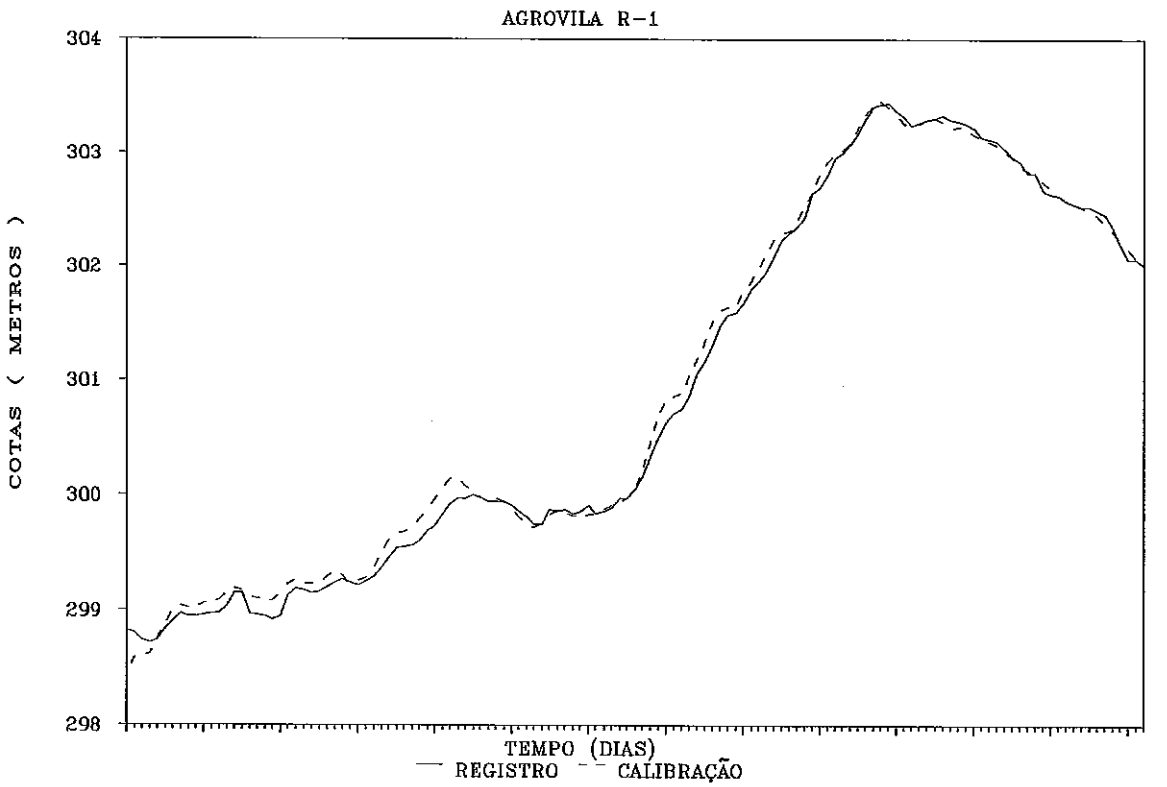


FIG. (IX.33) -LAGO DE ITAPARICA

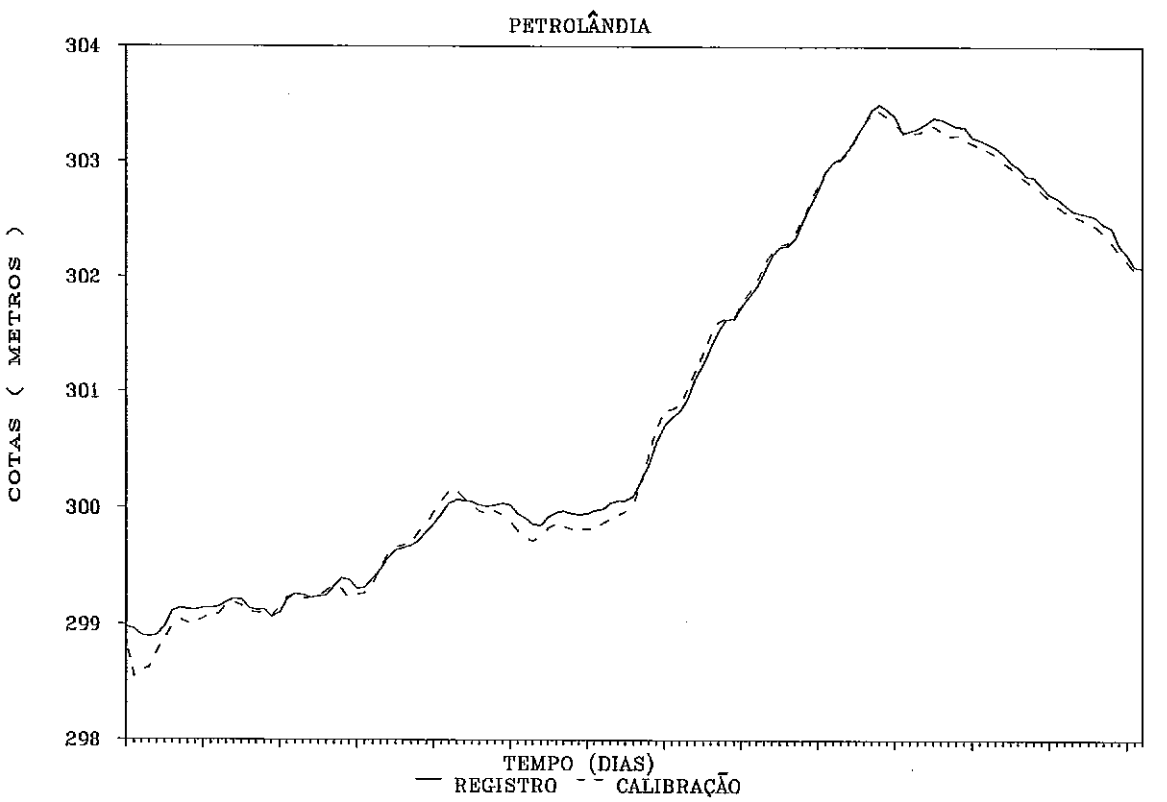


FIG. (IX.32) E (IX.33) - CALIBRAÇÃO PARA ITAPARICA, 1988.

FIG. (IX.34) –LAGO DE ITAPARICA

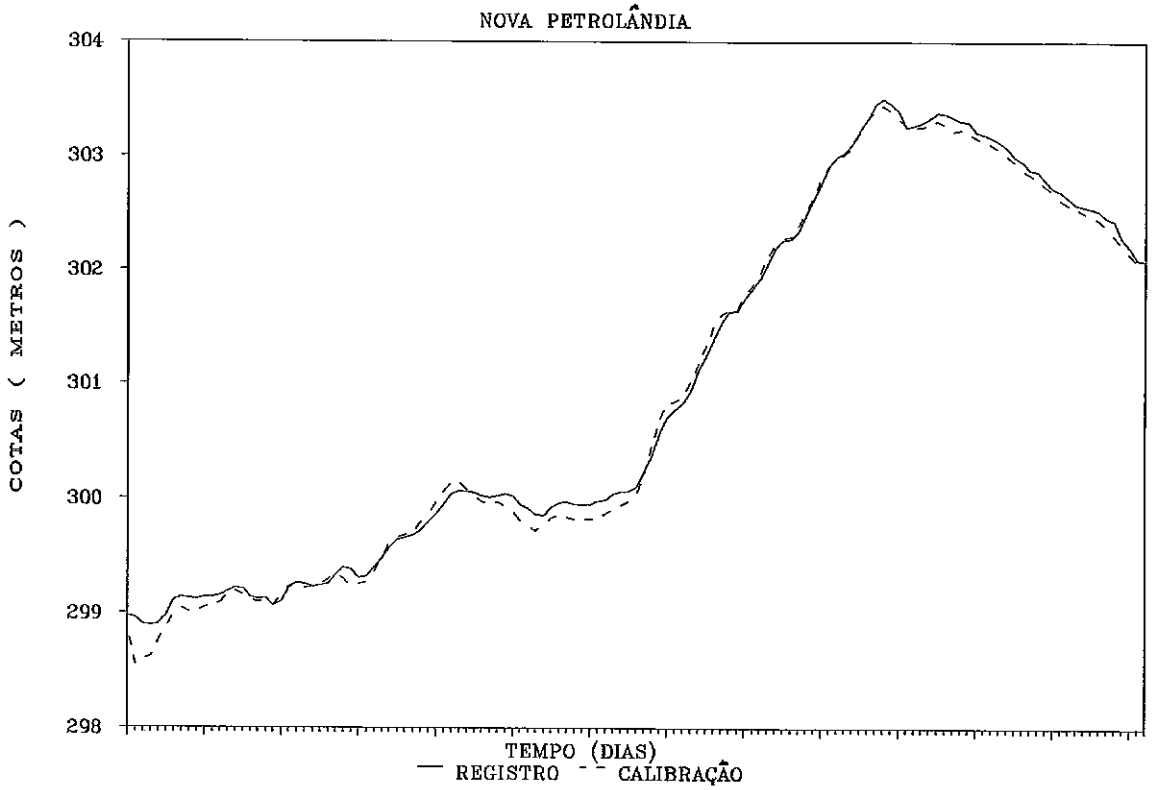


FIG (IX.35)–LAGO DE ITAPARICA

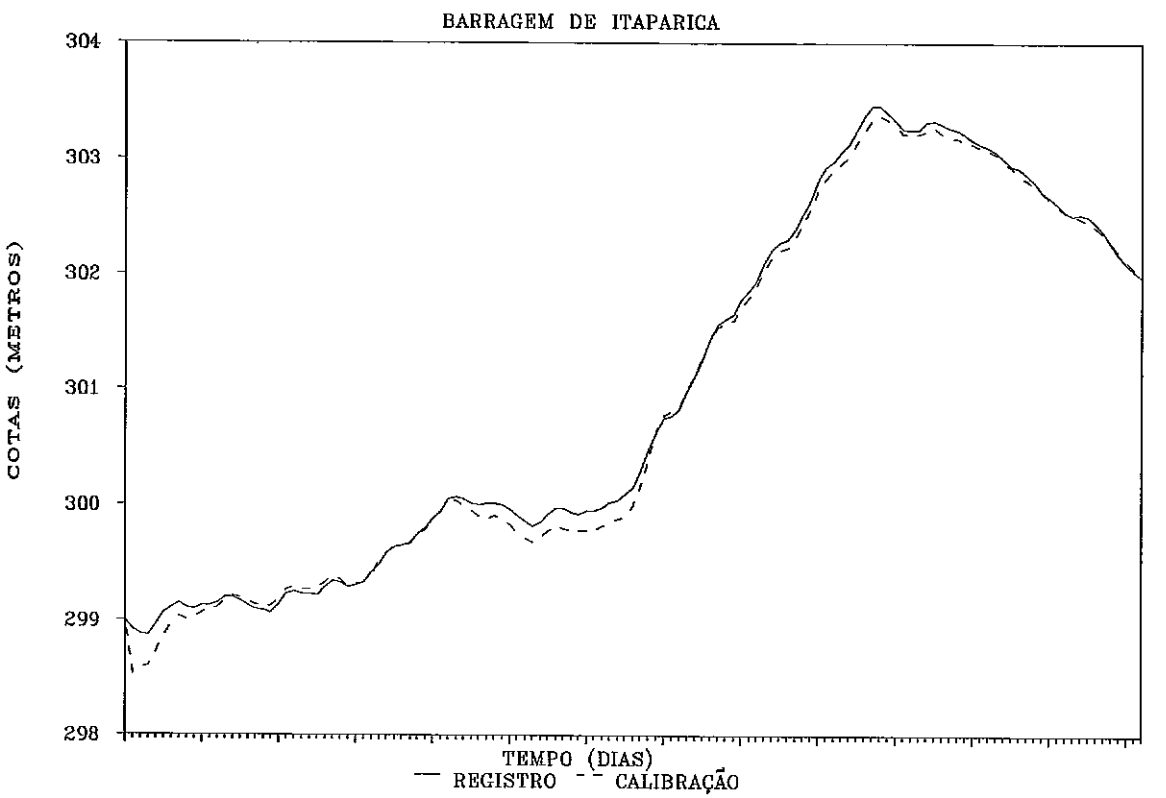


FIG. (IX.34) E (IX.35) - CALIBRAÇÃO EM ITAPARICA, 1988.

FIG (IX.36)–LAGO DE ITAPARICA

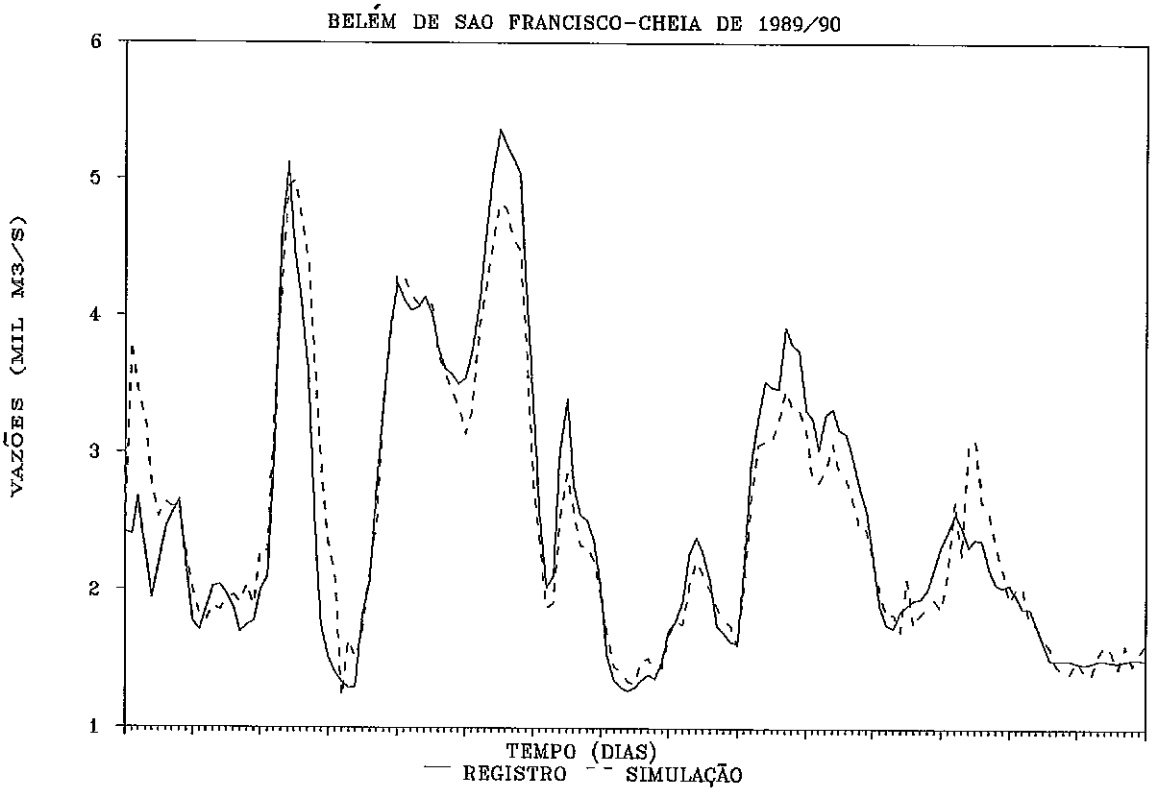


FIG (IX.37)–LAGO DE ITAPARICA

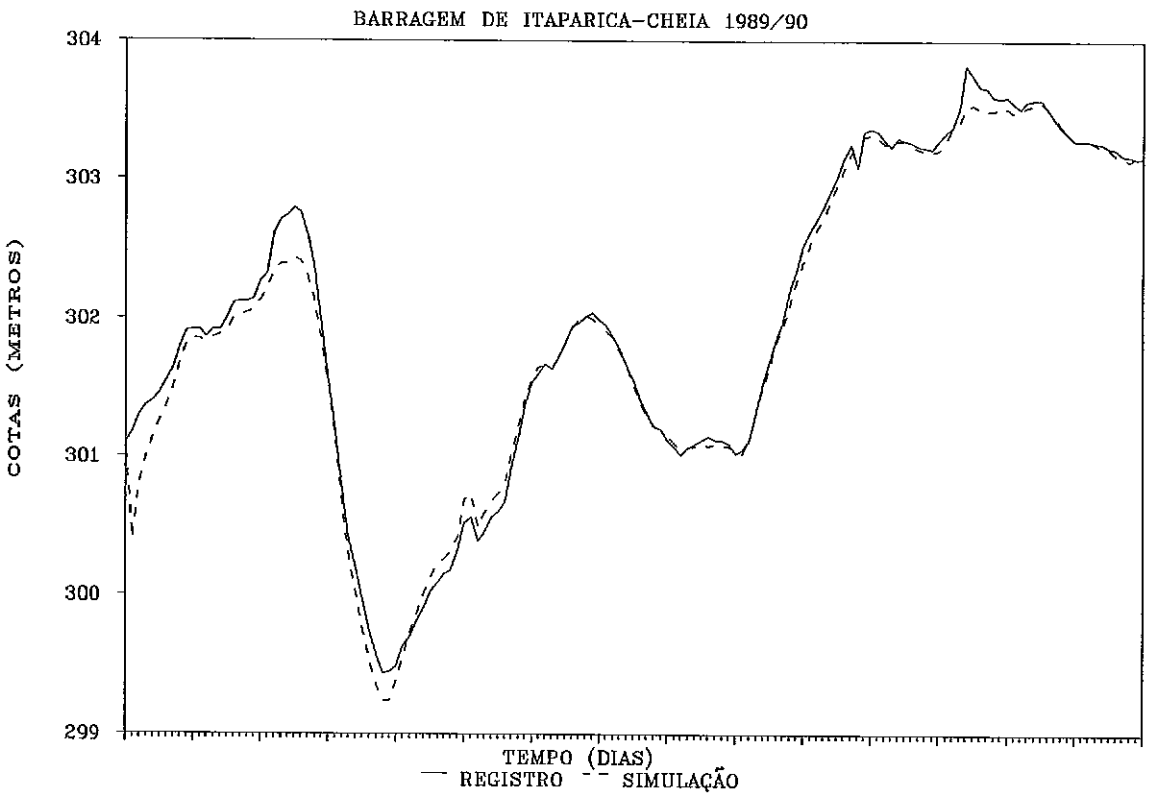


FIG. (IX.36) E (IX.37) - SIMULAÇÃO EM ITAPARICA, 1988.

SEÇÃO	CALIBRAÇÃO		VERIFICAÇÃO	
	erro médio	R^2	erro médio	R^2
Ibó	147,62 m^3/s	0,85	244,00 m^3/s	0,89
Barra do Tarrachil	6,04 cm	0,99	—	—
Agrovila R-8	7,86 cm	0,99	—	—
Nova Rodelas	7,32 cm	0,99	—	—
Agrovila R-1	7,76 cm	0,99	—	—
Petrolândia	7,65 cm	0,99	—	—
Nova Petrolândia	6,05 cm	0,99	—	—
Barragem de Itaparica	5,87 cm	0,99	7,50 cm	0,99

TABELA (IX.2)-ERRO MÉDIO ABSOLUTO E COEFICIENTE DE DETERMINAÇÃO

Comparando-se a qualidade da resposta do modelo para a simulação nos dois reservatórios, observa-se para Itaparica resultados bem mais precisos. Uma explicação encontrada para o fato fundamenta-se no nível de informação sobre as características topobatimétricas nos dois casos.

X - CONCLUSÕES FINAIS

Ao longo deste trabalho foram apresentadas e discutidas metodologias para simulação do acompanhamento de enchentes na bacia do rio São Francisco entre o reservatório de Três Marias e a foz.

Tais metodologias foram agrupadas em um sistema básico destinado à análise integrada do comportamento hidráulico-hidrológico de toda a bacia. O sistema foi concebido para avaliar a magnitude de inundações, planejamento da operação de reservatórios ou operação em tempo real, possibilitando o estudo de novas intervenções na bacia. Embora a análise predominante tenha sido feita para eventos de cheia, o sistema pode ser usado para o planejamento de usos consuntivos, como irrigação e abastecimento d'água, podendo-se dele extrair elementos para o controle da navegação e qualidade d'água nos rios e reservatórios do vale do São Francisco.

Dadas as dimensões da região estudada, tornou-se necessário levantar e processar uma quantidade muito grande de informações entre dados hidrológicos, coordenadas topográficas e elementos diversos. Foram coletados dados diários de precipitação em 312 pluviômetros, dados de nível e vazão em 52 estações fluviométricas e coordenadas de 20 mil pontos oriundos de levantamentos topobatimétricos, cartas topográficas e imagens de satélite. Processos de computação gráfica foram utilizados para levantar coordenadas a partir de curvas de nível do lago de Sobradinho e contornos obtidos das imagens de satélite. O algoritmo de Kriging, método estatístico para interpolação de variáveis regionalmente distribuídas, foi empregado no propósito de combinar todas as informações sobre o relevo do lago de Sobradinho para daí se interpolar as seções tranversais para uso do modelo hidrodinâmico.

Apesar do volume de dados pluviométricos coletados, a densidade de postos do DNAEE nos principais afluentes do alto São Francisco não é suficientemente adequada para a avaliação da chuva equivalente a cada bacia. Mesmo assim, os resultados do modelo chuva-vazão para as bacias do rio das Velhas, Paracatu e Urucuia, os grandes formadores de cheia do São Francisco, foram bastante razoáveis.

A composição da vazão liberada por Três Marias com a descarga dos afluentes Abaeté, rio das Velhas, Paracatu e Urucuia, por um período

consecutivo de 5 anos, mostrou que o processo de formação das cheias pode ser simulado a partir de modelo chuva-vazão.

Embora o volume de cheia se forme quase sempre no trecho entre Três Marias e o posto de São Francisco, bastante estudado neste trabalho, modelo chuva-vazão aplicado a bacias dos afluentes Verde-Grande, Carinhanha, Corrente e rio Grande poderia trazer maior refinamento à avaliação da contribuição lateral do trecho médio. O cálculo da incremental no trecho submédio fica comprometido pela carência de dados hidrológicos nas bacias dos afluentes, tendo sido modelada nesse trecho somente a bacia do rio Pajeú, pela sua importância na composição das cheias entre Sobradinho e Itaparica.

A propagação de cheias nos diferentes trechos do rio São Francisco foi feita com modelos hidrológicos e hidrodinâmicos. O modelo Muskingum apresentou resultados sofríveis quando aplicado ao médio e submédio São Francisco, regiões onde são grandes os efeitos dinâmicos na calha e de amortecimento na planície de inundação. Para o baixo São Francisco, onde esses efeitos não são tão significativos, os resultados foram aceitáveis.

Um modelo hidrodinâmico não-linear foi desenvolvido e calibrado para toda a extensão do rio e reservatórios entre os postos de São Francisco e a foz, ao longo de 1556 Km. O modelo considera escoamento unidimensional em um canal projetado a partir do leito principal do rio, assumindo que o leito de inundação na planície ou no lago comporta-se como reservatório de acumulação.

Para os trechos de rio as larguras de escoamento e armazenamento foram obtidas discretizando-se as imagens de satélite. Em trabalho anterior (CIRILO e CANEDO, 1987) ajustou-se uma largura constante para cada trecho, cujos valores se mostraram razoavelmente próximos às larguras médias observadas nas imagens. Embora o ajuste de uma largura inundável equivalente para cada trecho permita também a obtenção de bons resultados em situações onde se tem como objetivo apenas a simulação de vazões e níveis em seção de jusante (caso por exemplo de previsão de afluências a reservatórios para geração de energia), os resultados poderiam ficar comprometidos para uma seção intermediária e tampouco seria possível estimar de forma razoável a região atingida pelas águas durante a evolução da enchente.

A propagação de todas as cheias ocorridas entre 1942 e 1990 foi simulada com resultados satisfatórios.

O balanço hídrico na lago de Sobradinho foi modelado preliminarmente com modelo hidrológico, levando a resultados distorcidos por não se considerar a declividade da linha d'água. A aplicação de modelos hidrodinâmicos à simulação dos níveis nos lagos apresentou bons resultados. O emprego de modelo hidrodinâmico para avaliação dos volumes acumulados em Sobradinho mostra que o cálculo pela curva cota-volume pode levar a erros consideráveis.

A simulação dos níveis em Sobradinho apresentou erros superiores aos ocorridos para os níveis simulados em Itaparica. Isto se deve possivelmente ao melhor conhecimento das características topográficas em Itaparica, enquanto que para Sobradinho tornou-se necessário um processo de interpolação em uma área superior a 4000 Km^2. Esses erros poderiam talvez ser reduzidos refinando-se a malha de informações sobre o lago com o auxílio de imagens de satélite.

Os dois procedimentos para previsão em tempo atual apresentaram resultados satisfatórios, com o modelo de regressão tendo a seu favor a simplicidade exigida para esse tipo de aplicação.

O conjunto de modelos aplicados permite então a análise integrada da bacia do rio São Francisco para simular a formação e acompanhamento de cheias em todo o curso, de acordo com a seguinte sequência:

a) Conhecimento de programação de defluência em Três Marias;
b) Cálculo das vazões nos tributários Abaeté, rio das Velhas, Paracatu e Urucuia a partir das precipitações;
c) Composição do hidrograma em Pirapora, São Romão e São Francisco;
d) Propagação da calha fluvial e planície de inundação de São Francisco a Xique-Xique;
e) Avaliação dos níveis entre Xique-Xique e a barragem de Sobradinho com o modelo hidrodinâmico, a partir da regra de operação do reservatório;
f) Propagação até Ibó;
g) Cálculo da contribuição do rio Pajeú a partir da precipitação;
h) Avaliação dos níveis de Ibó à barragem de Itaparica;
i) Simulação no baixo curso do rio.

A vazão incremental a partir do posto de São Francisco pode ser avaliada com base nas estimativas feitas no capítulo (IV). A contribuição dos rios Verde Grande, Carinhanha, Corrente e Grande deve ser melhor avaliada, caso seja desejado maior refinamento.

XI- RECOMENDAÇÕES

O processo de formação e propagação de cheias no vale do rio São Francisco pode ser simulado com precisão adequada utilizando-se modelos chuva-vazão para as bacias dos principais afluentes e modelos hidrodinâmicos de escoamento unidimensional para o acompanhamento das enchentes ao longo do rio e reservatórios. A propagação das vazões a serem liberadas pelo reservatório de Três Marias e as vazões simuladas a partir da precipitação nas bacias dos grandes afluentes de Minas Gerais permitem a composição do hidrograma da cheia, que daí é propagado trecho a trecho até o lago de Sobradinho. A defluência de Sobradinho é propagada até Itaparica, considerando-se a ocorrência eventual de cheias incrementais nos afluentes temporários nesse trecho. Um pouco abaixo de Itaparica inicia-se o baixo curso do rio, através do qual se repete a propagação de vazões até Propriá, localidade proxima à foz.

O esquema utilizado para modelar o escoamento na calha fluvial, no qual considerou-se a planície de inundação funcionando apenas como reservatório apresentou bons resultados na simulação de níveis e vazões ao longo de todo o curso. A utilização de imagens de satélite para avaliação da região inundável trouxe grande auxílio ao processo de discretização.

Dada a extensão dos reservatórios, a declividade da linha d'água não pode ser desconsiderada. A hipótese de espelho d'água plano levou a diferenças sensíveis na avaliação dos volumes e níveis simulados para o lago de Sobradinho. O esquema de modelação unidimensional a partir das equações de Saint-Venant, usado para a planície de inundação, ajustou-se bem aos lagos de Sobradinho e Itaparica.

Para refinar o sistema desenvolvido e ajustado à bacia do São Francisco, é recomendável o estudo das bacias hidrográficas dos tributários Abaeté, Carinhanha, Verde Grande, Corrente e rio Grande, de modo a simular os aportes de cheia desses rios ao São Francisco a nível de refinamento dos resultados. A simulação para a bacia do Pajeú requer um estudo mais detalhado que possa considerar a influência da rede de reservatórios existente.

Como outra recomendação para continuação deste trabalho sugere-se a modelação bidimensional do lago de Sobradinho. Para tal pode-se aprimorar a

precisão das informações planialtimétricas sobre o reservatório com o auxílio de imagens de satélite em diferentes épocas.

Por fim, recomenda-se a continuidade do processo de levantamento de imagens de satélite. Um zoneamento da região inundável ao longo do rio poderia ser realizado com a superposição de sucessivas imagens durante as cheias. As imagens utilizadas neste trabalho podem ser complementadas com levantamento da cheia mais recente (1989/90) e outras que possam vir a ocorrer. Assim, com o auxílio dos modelos matemáticos calibrados para a região, tornar-se-ia possível delimitar de forma mais precisa as áreas passíveis de inundação durante um evento de cheia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACIOLI, G. C. e FIGUEIREDO DE SÁ, A. M. (1989) , "Balanço Hídrico do Reservatório de Sobradinho", Anais do VIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu, PR.

AMEIN, M. and FANG, C. S. (1970), "Implicit Flood Routing in Natural Channels", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, No. HY12.

AMEIN, M. and CHU, H-L (1975), "Implicit Numerical Modelling of Unsteady Flows", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 101, No. HY6.

BALTZER, R. A. and LAI, C. (1978), "Computer Simulation of Unsteady Flows in Waterways", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 94, No HY4.

BHOWMIK, N. G. and DEMISSIE, M. (1982), "Carrying Capacity of Flood Plains", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 108, No. HY3.

BOCK, P. (1969), "Remote Sensing in Space Technology in Hidrology", Proceedings of the First International Seminar for Hidrology Professors, Urbana, Illinois, USA.

CANEDO DE MAGALHÃES, P.(1989), "Hidrologia Superficial", Engenharia Hidrológica - Coleção ABRH de Recursos Hídricos, Vol. 2, Editora UFRJ.

CARVALHO, N.O. (1987), "Estudo Sedimentológico na Bacia do São Francisco", Anais do VII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Salvador, BA.

CHESF/DOCH (1988a), " Balanço Hídrico do Reservatório de Sobradinho", Relatório Técnico, Recife, PE.

CHESF/DOCH (1988b), " Previsão de Afluências aos Reservatórios de Sobradinho e Itaparica", II Encontro Técnico de Hidrologia Operacional, GCOI - ELETROBRÁS.

CIRILO, J. A. (1979), "Algoritmo de Gradientes Conjugados Aplicado à Identificação de Parâmetros nas Equações de Propagação de Onda de Cheia", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

CIRILO, J.A e CANEDO DE MAGALHÃES, P. (1987), "Propagação de Cheias no Rio São Francisco, "Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos, Vol. 5, Nº 2.

DAWDY, D. R. and O'DONNELL, T. (1965), "Mathematical Models of Catchment Behavior", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 91, No. HY4.

DIB, K.R. e DANTAS, H.M.G. (1987), "Operação Hidráulica de Três Marias para Controle de Cheias em Pirapora - Uma Aplicação do Modelo Cheia", Anais do VII Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Salvador, BA.

DRONKERS, J. J. (1969), "Tidal Computations for Rivers, Coastal Areas, and Seas", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 95, No. HY1.

EIGER, S. (1983), "Previsão de Níveis em Tempo Real para a Barragem do Valo Grande", Anais do V Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Blumenau, SC.

GARRISON, J. M. , GRANJU, J. P. and PRICE, J. T. (1969), "Unsteady Flow Simulation in Rivers and Reservoirs", Journal of the Hydraulics Divison, ASCE, Vol. 95, No. HY5.

HAERTEL, V. e GONÇALVES, M. R. (1981), "Utilização de Sensores Remotos no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS) - Possibilidade de Aplicação na Área de Recursos Hídricos ", Anais do IV Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Fortaleza, CE.

IWASA, Y. and INOUE, K. (1984), "Numerical Effects of Non-Linear Convective Terms on Two-Dimensional Flood Flows Invasion Analysis", Hydrosoft'84: Hydraulic Engineering Software, Computational Mechanics Centre Publications.

KAMPHUIS, J.W. (1970), "Mathematical Tidal Study of St Lawrence River", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, No. HY3.

KOUWEN, N. and UNNY, T. E. (1973), "Flexible Roughness in Open Channels", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 99, No. HY5.

LIGGETT, J.A. and CUNGE, J.A. (1975), "Numerical Methods of Solution of the Unsteady Flow Equations", Unsteady Flow in Open Channels, Vol.1, Fort Collins, Colorado.

LOPES, A.L. e VIEIRA, A.M. (1987), "Amortecimento de Cheias nos Aproveitamentos da Bacia do Rio São Francisco", Anais do VII Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Salvador, BA.

MARTINS, J.R.S. (1986), "Efeitos Hidrodinâmicos em Escoamentos Fluviais - Modelo Hidrodinâmico Simplificado", Anais do XII Congresso Latino - - Americano de Hidráulica, São Paulo, SP.

MASCARENHAS, F.C.B. (1980), "Uma metodologia Para a Estimativa de Parâmetros no Cálculo de Propagação de Enchentes", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

MOUGIN, G. et DUJARDIN, J.M. (1967), "Etablissement D'Un Modèle Mathématique Hidrologique Servant a la Prévision et L'Annonce des Crues du Rio Guadalquivir (Espagne)", La Houille Blanche, N^{o} 7.

OUILLON, S. and CAUSSADE, B. (1991), "Numerical Simulation and Remote Sensing: Two Techiniques Applied on the Gambia Estuary", Computer Methods in Water Resources II, Vol. 3, Computational Mechanics Publications, Southampton - Boston.

PASCHE, E. and ROUVÉ, G. (1985), "Overbank Flow With Vegetatively Roughened Flood Plains" , Journal of the Hydraulics Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 9.

PEIXOTO, C.A.M. e COSTA, P.C.G. (1981), "Influência das Enchentes do Rio São Francisco no Nível Freático dos Aquíferos Face ao Sistema de Defesa Contra Inundações em Januária, São Francisco e Pirapora", Anais do IV Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Fortaleza, CE.

PIERSON, D. (1972), O Homem no Vale do São Francisco, Superintendência do Vale do São Francisco (SUVALE), Ministério do Interior, Rio de Janeiro,3 Vols.

PINTO, S.A e PEREIRA, M.N. (1986), "Potencialidade de Dados Multitemporais do LANDSAT no Monitoramento de Eventos de Inundação", Anais do XII Congresso Latino-Americano de Hidráulica, São Paulo, SP.

PISANI, A. (1989), "Sensoriamento Remoto por Satélites Aplicado à Bacia Hidrográfica", Anais do VIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu, PR.

PREISSMAN, A., et LORGERÉ, H. (1967), "Expériences Dans L'Exploitation de Modèles Mathématiques de Bassins Fluviaux", La Houille Blanche, N° 7.

PRINOS, P., TOWSEND, R. and TAVOULARIS, S. (1985), "Structure of Turbulence in Compound Channel Flows", Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 9.

PRONI/MINTER (1986), "PLANVASF - Plano Diretor para o Desenvolvimento do Vale do São Francisco", Brasília, DF.

RAGAN, R. M. and JACKSON, T. J. (1975), "Use of Satellite Data in Urban Hydrologic Models", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 101, No. HY12.

RAGAN, R.M. and JACKSON, T.J. (1980), "Runoff Synthesis Using LANDSAT and SCS Model", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.106, No. HY5.

RIPLEY, B.D. (1980), Spatial Statistics, Wiley-Interscience.

ROBINOVE , C. J. (1969), "Space Technology in Hidrologic Applications", Proceedings of the First International Seminar for Hidrology Professors, Urbana, Illinois, USA.

SAUSEN, T.M. (1981), "Estudo da Dinâmica do Alto São Francisco e Reservatório de três Marias Através de Imagens MSS/LANDSAT", Tese de Mestrado, INPE/ São José dos Campos.

SAUSEN, T.M. (1987), "Utilização de dados de Sensoriamento Remoto, para Estudos de Modificações da Forma do Canal do Rio", Anais do XII Congresso Latino-Americano de Hidráulica, São Paulo, SP.

TINGSANCHALI, T., and ACKERMANN, N.L. (1976), "Effects of Overbank Flow in Flood Computations", Journal of the Hydraulics Divison, ASCE, Vol.12, No. HY7.

TUCCI, C.E.M., SÁNCHEZ, J. e LOPES, M.O.S. (1981), "Modelo IPH II de Simulação Precipitação - Vazão na Bacia: Alguns Resultados", Anais do IV Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Fortaleza, CE.

TUCCI, C.E.M. (1986), Modelos Matemáticos em Hidrologia e Hidráulica, Revista Brasileira de Engenharia, 3 Vols.

VIEIRA DA SILVA, R.C. e CIRILO, J.A. (1989), "Calibração de Parâmetros de um Modelo de Propagação de Cheias com Auxílio de Imagens Fornecidas por Satélite", Anais do III Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu, PR.

VIEIRA DA SILVA, R. C., CIRILO, J. A., PEREIRA, M.N. e PINTO, S. F. (1990), "Mathematical Modelling of a Flood Plain Using Satellite Data", Hydraulic Engineering Software Applications - Proceedings of the third International Conference on Hidraulic Engineering Software, Massachusetts, USA - Computational Mechanics Publications, Southampton/ Boston.

VREUGDENHIL, C.B. and WIJBENGA, J.H.A. (1982), Computation of Flow Patterns in Rivers", Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 108, No. HY11.

ZARUR, J. (1946), "A Bacia do Médio São Francisco (Uma Análise Regional)", Biblioteca Geográfica Brasileira, Publicação Nº 4, IBGE / Conselho Nacional de Geografia, Rio de Janeiro, RJ.

APÊNDICE A - SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA E MODELO DE PREVISÃO SIMPLIFICADO

FIG.(A.1)–CALIBRAÇÃO P/RIO DAS VELHAS

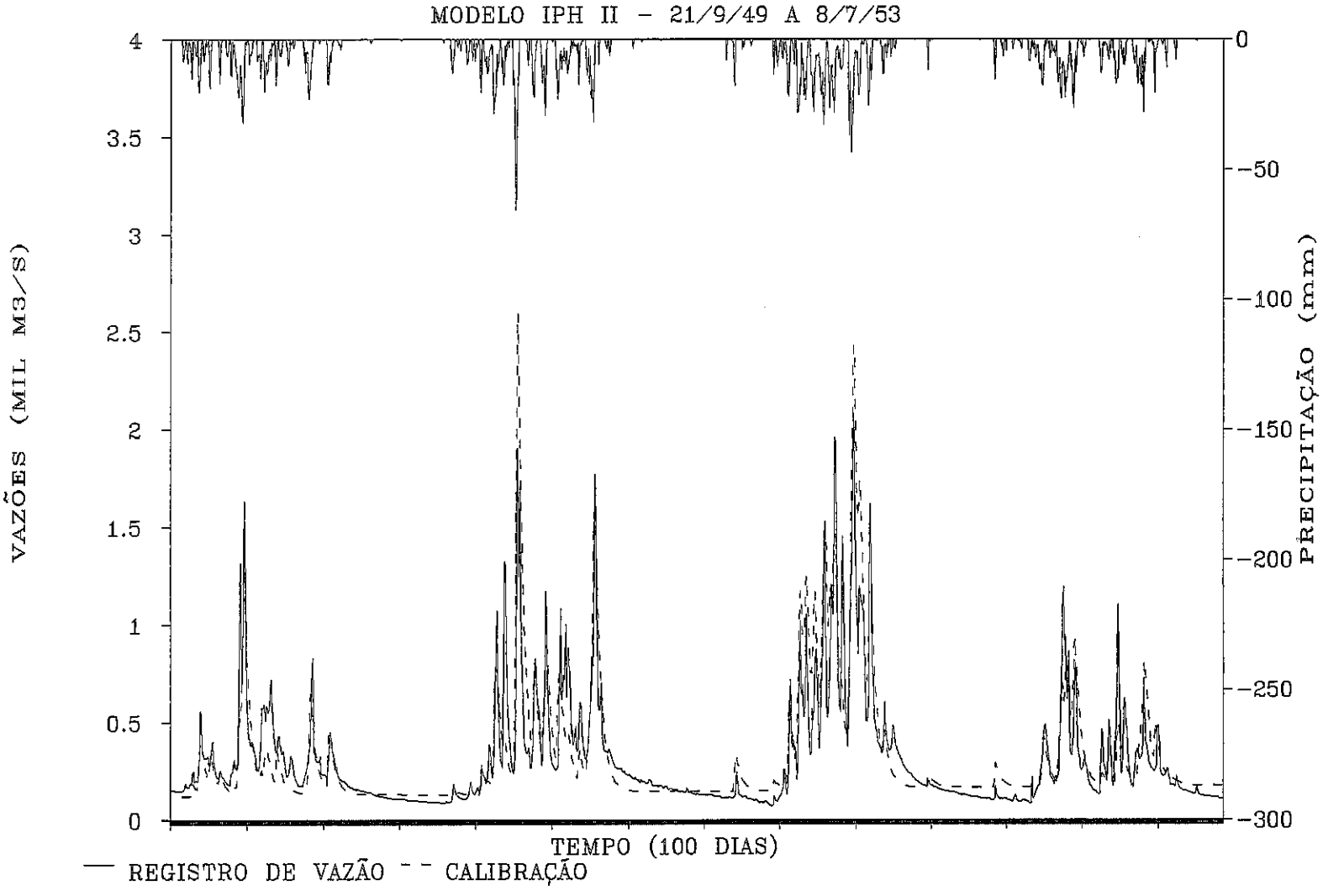


FIG.(A.2)–SIMULAÇÃO P/RIO DAS VELHAS

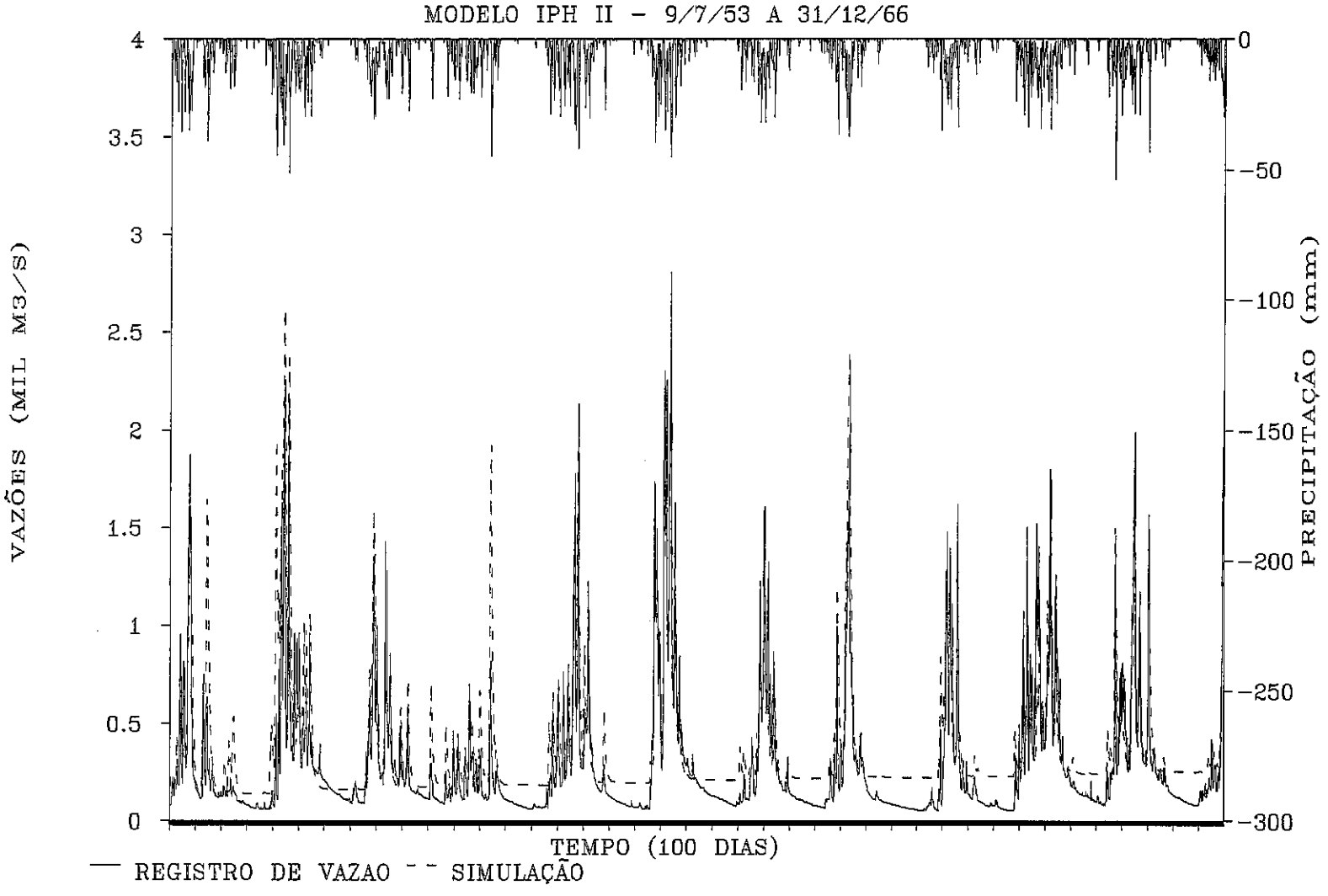


FIG.(A.3)–CALIBRAÇÃO P/RIO PARACATU

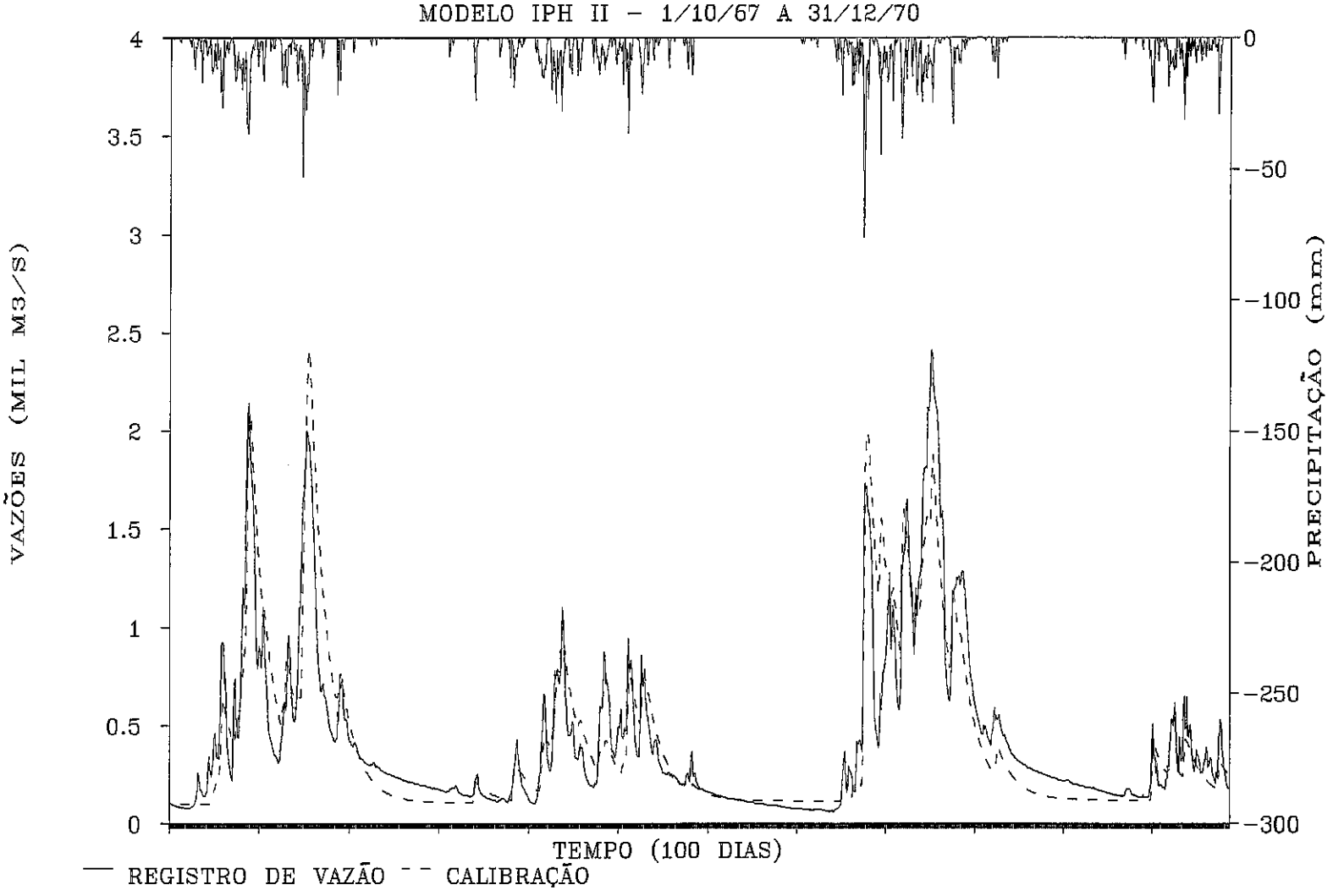


FIG.(A.4)—SIMULAÇÃO P/RIO PARACATU

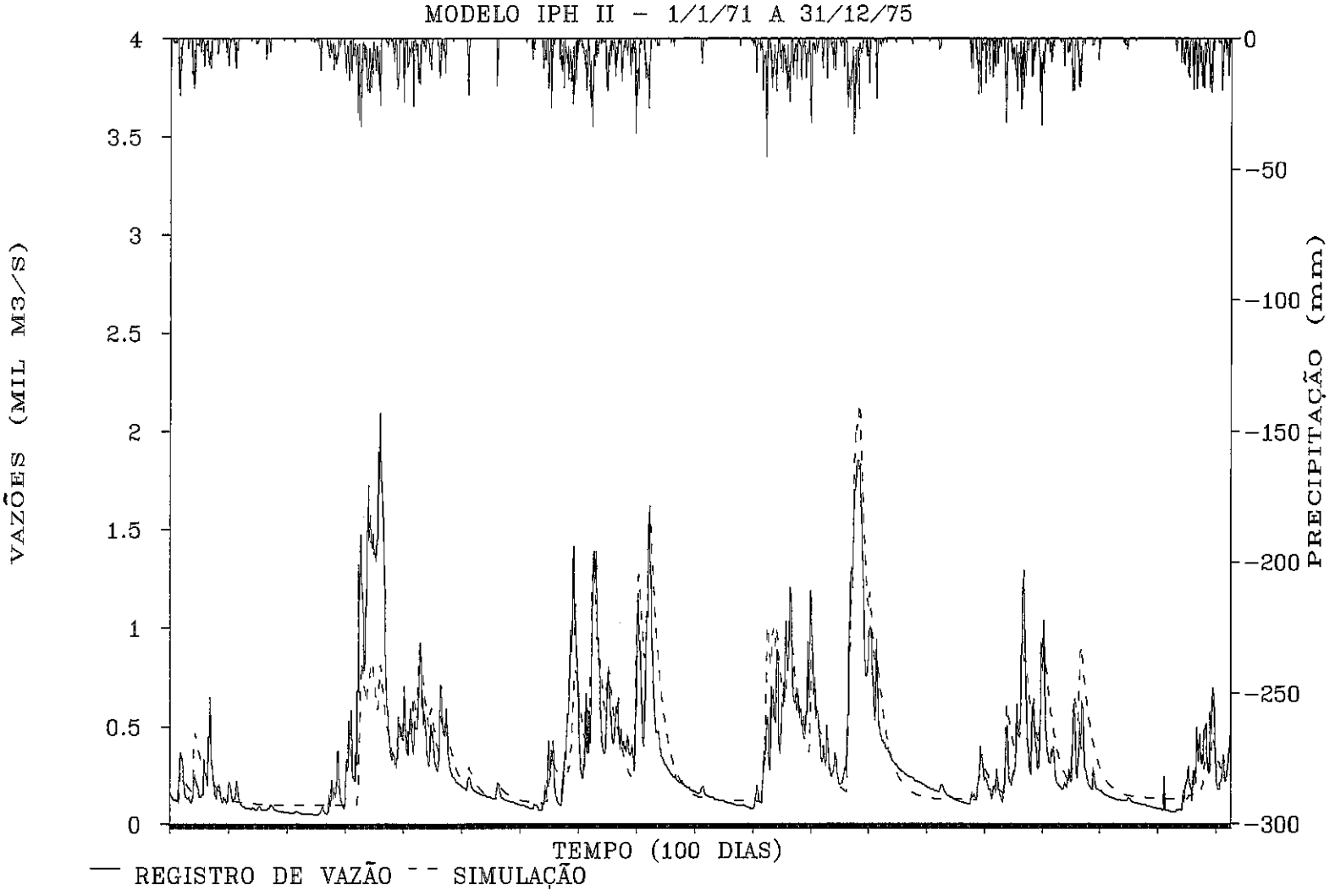


FIG.(A.5)—CALIBRAÇÃO P/RIO URUCUIA

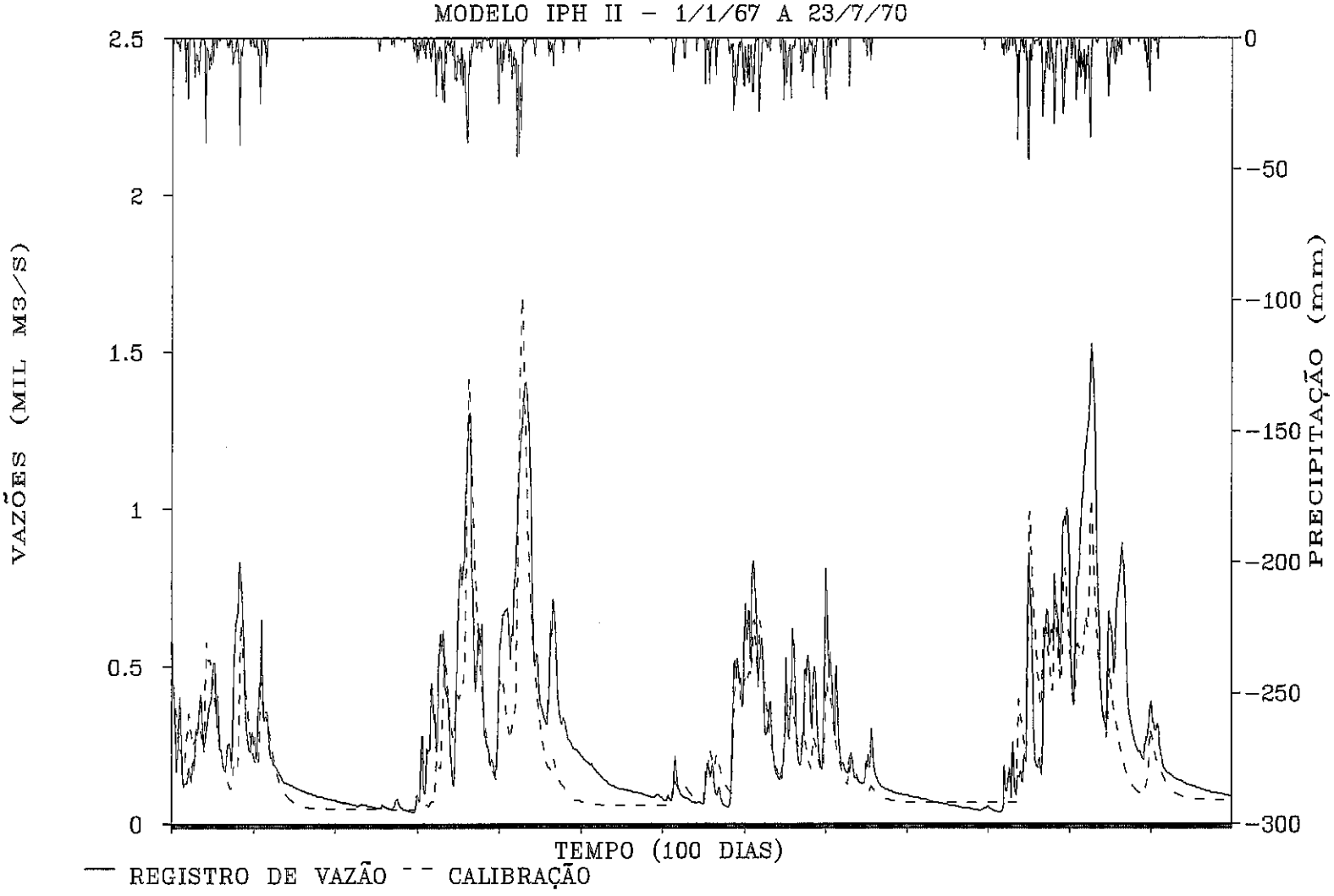


FIG.(A.6)–SIMULAÇÃO P/RIO URUCUIA

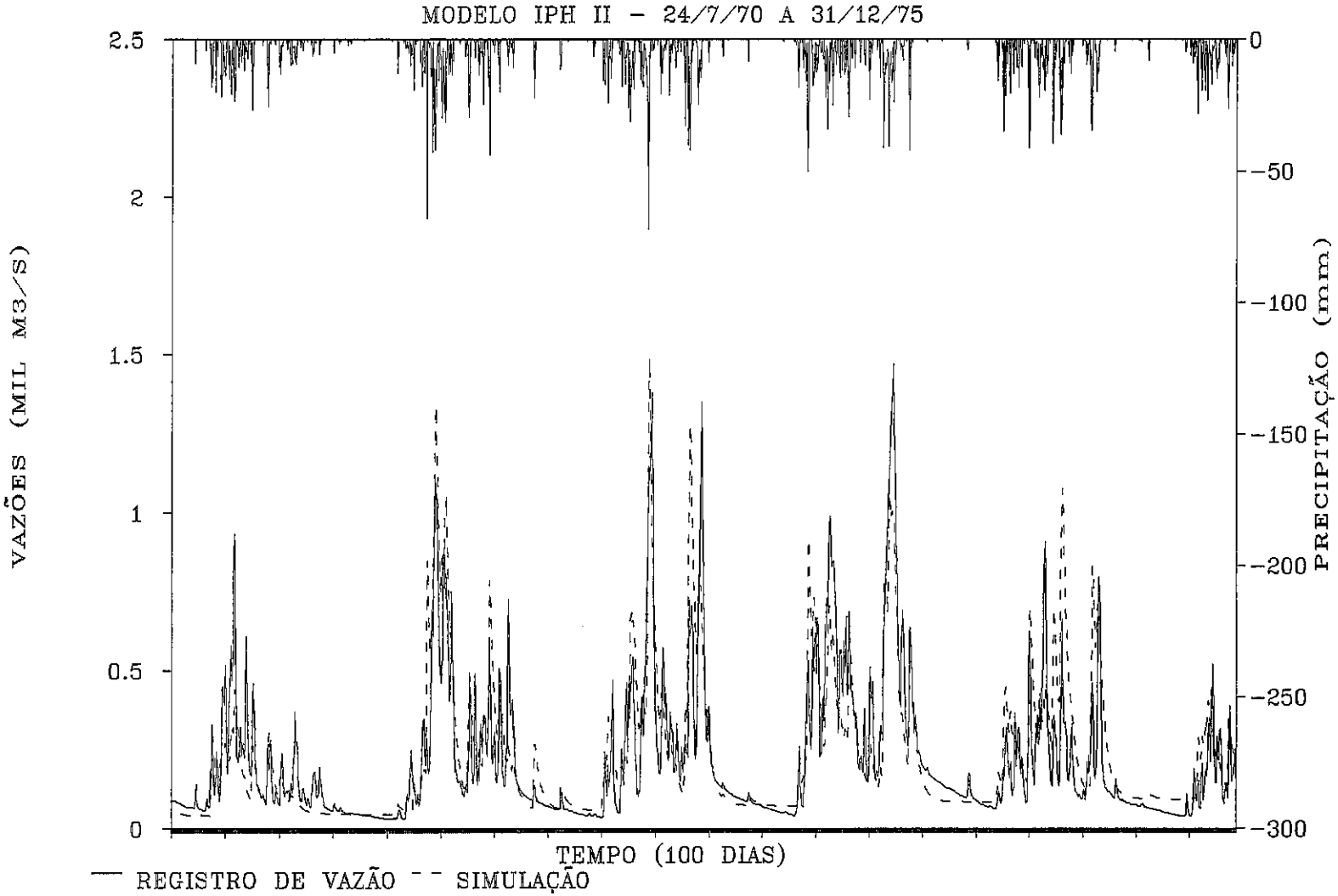
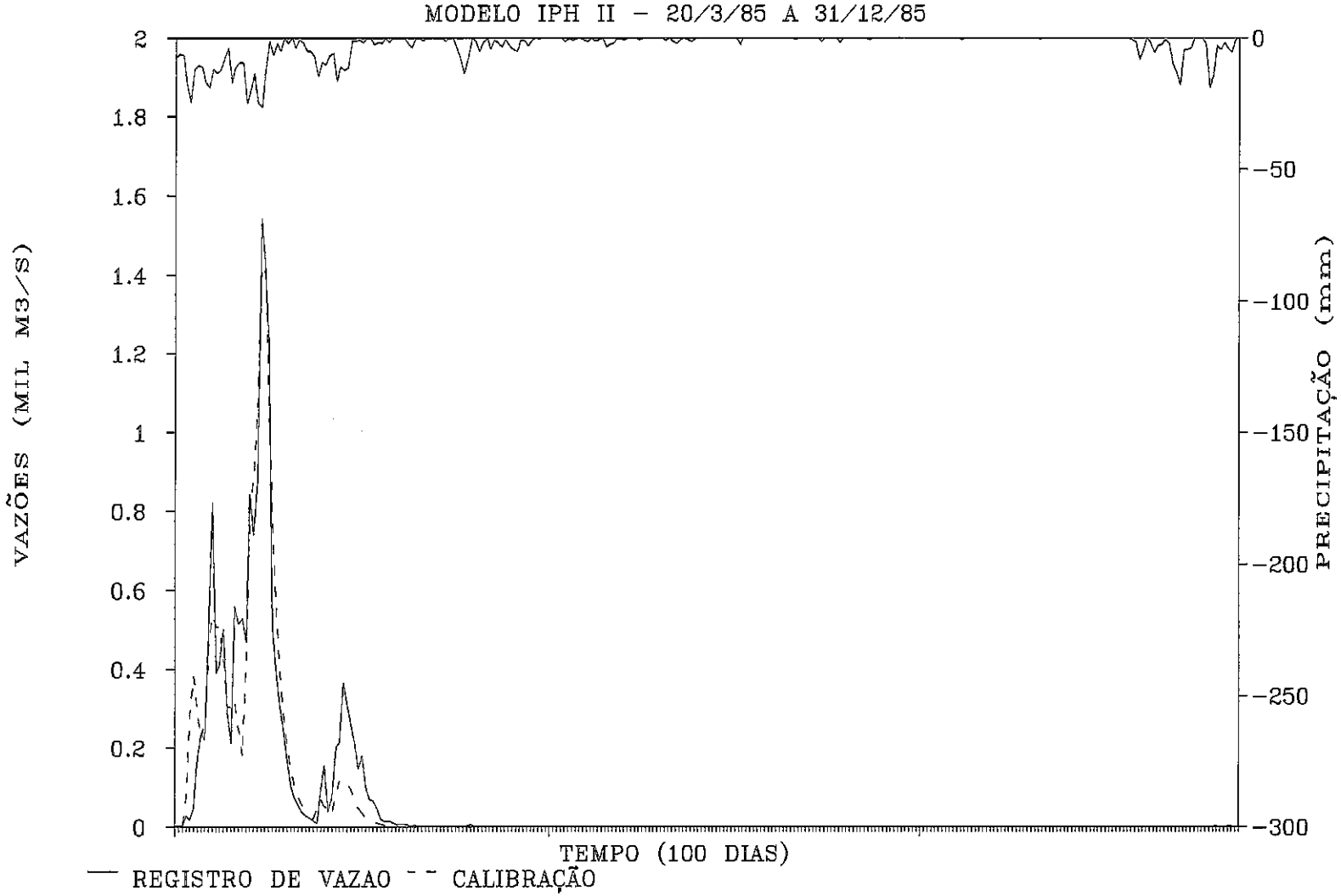


FIG.(A.7)–CALIBRAÇÃO P/RIO PAJEU'



EQUAÇÃO PARA PREVISÃO APROXIMADA DE VAZÕES EM TEMPO REAL NO RIO SÃO FRANCISCO

$$Q_{JUSANTE}(t + \zeta) = A(\zeta) \times Q_{MONTANTE}(t) + B(\zeta) \times Q_{JUSANTE}(t) + C(\zeta)$$

onde ζ é o alcance da previsão.

Obs: A contribuição no trecho deve ser acrescida às vazões simuladas.
Os parâmetros tabelados devem ser utilizados para vazões superiores a 4.000 m^3/s.

TRECHO SÃO FRANCISCO - CARINHANHA

Dias a frente	A	B	C	ρ	Erro padrão de estimativa (m^3/s)
1	0,1659	0,7891	-43,535	228,13	288,8
2	0,3444	0,6188	-31,150	408,55	385,8
3	0,5217	0,4428	34,954	495,4	487,1
4	0,6855	0,2730	153,361	568,3	569,2
5	0,8268	0,1182	324,405	0,976	676,9

TRECHO CARINHANHA - BOM JESUS

Dias a frente	A	B	C	ρ	Erro padrão
1	0,2245	0,7610	-54,924	0,999	114,7
2	0,4450	0,5455	-54,226	0,998	203,3
3	0,6518	0,3367	2,473	0,995	317,7
4	0,8382	0,1417	109,267	0,989	474,0

TRECHO BOM JESUS - MORPARÁ

Dias a frente	A	B	C	ρ	Erro padrão
1	0,1465	0,8265	-58,309	0,999	137,0
2	0,2981	0,6808	-69,870	0,997	230,4
3	0,4499	0,5293	-31,502	0,996	286,7
4	0,5972	0,3766	53,165	0,995	320,8
5	0,7362	0,2267	184,186	0,993	357,8
6	0,8639	0,0827	358,683	0,990	424,3

TRECHO MORPARÁ - BARRA

Dias a frente	A	B	C	ρ	Erro padrão
1	0,2453	0,7520	21,24	0,997	101,9
2	0,4956	0,4914	111,67	0,988	156,3
3	0,7403	0,2288	273,67	0,975	201,7

TRECHO BARRA - XIQUE-XIQUE

Dias a frente	A	B	C	ρ	Erro padrão
1	0,3130	0,6919	-15,66	0,994	131,4
2	0.6466	0.3495	52.64	0.992	189.3

TRECHO JUAZEIRO-IBÓ

Dias a frente	A	B	C	ρ	Erro padrão
1	0,8046	0,1434	384,03	0,994	120,1

TRECHO PIRANHAS-PROPRIA'

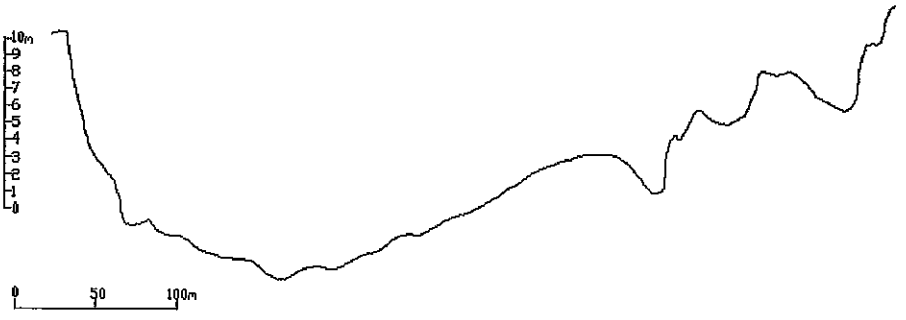
Dias a frente	A	B	C	ρ	Erro padrão
1	0,5519	0,4448	85,09	0,996	111,5
2	0,8141	0,1719	202,17	0,980	142,7

APÊNDICE B - CARACTERÍSTICAS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DO RIO SÃO FRANCISCO E DOS RESERVATÓRIOS

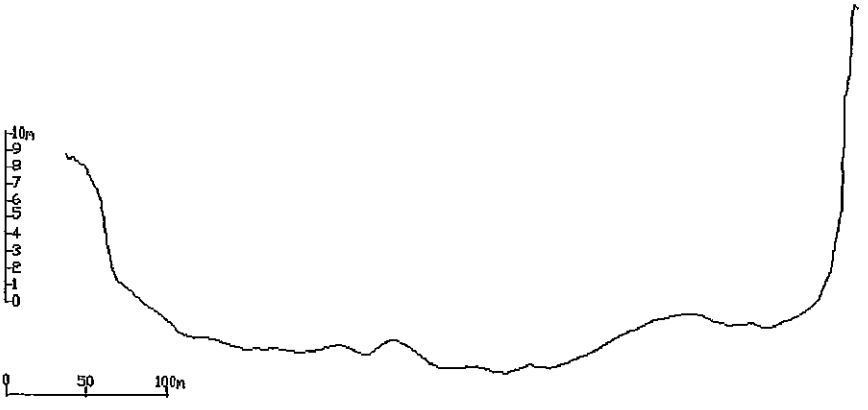
SEÇÕES TRANSVERSAIS DO RIO SÃO FRANCISCO

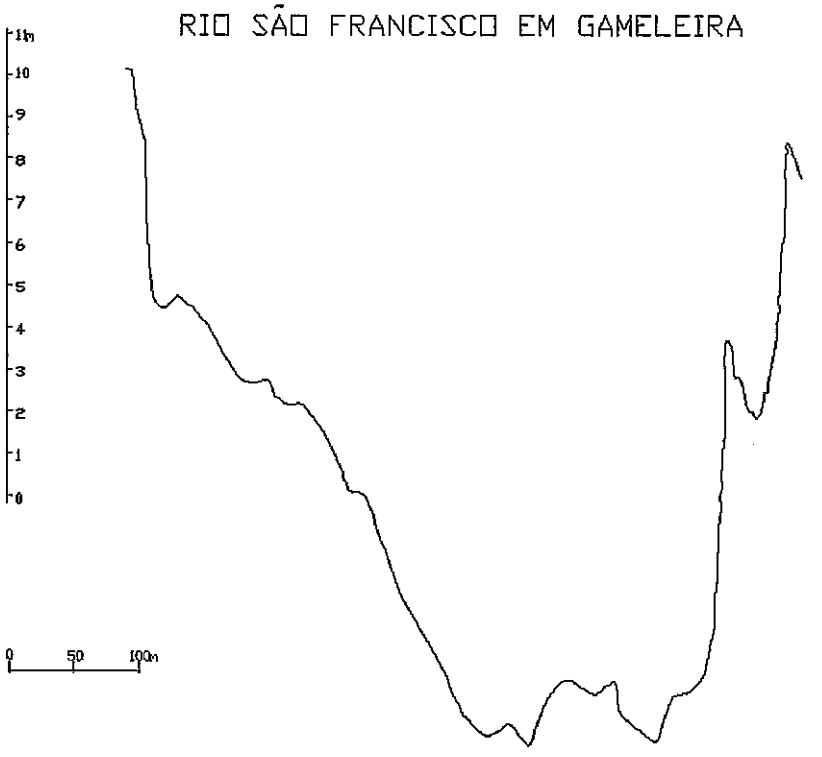
RIO SÃO FRANCISCO EM SÃO ROMÃO

RIO SÃO FRANCISCO EM SÃO FRANCISCO

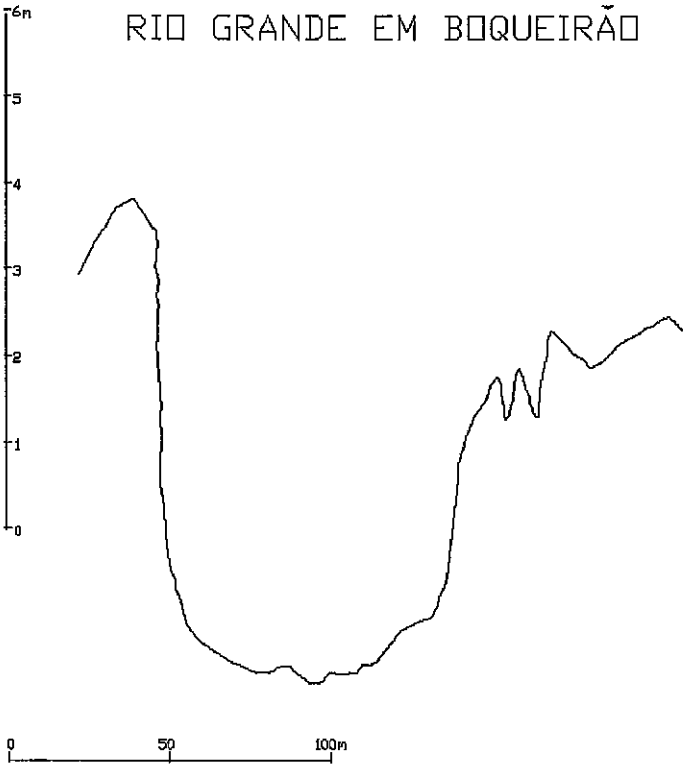


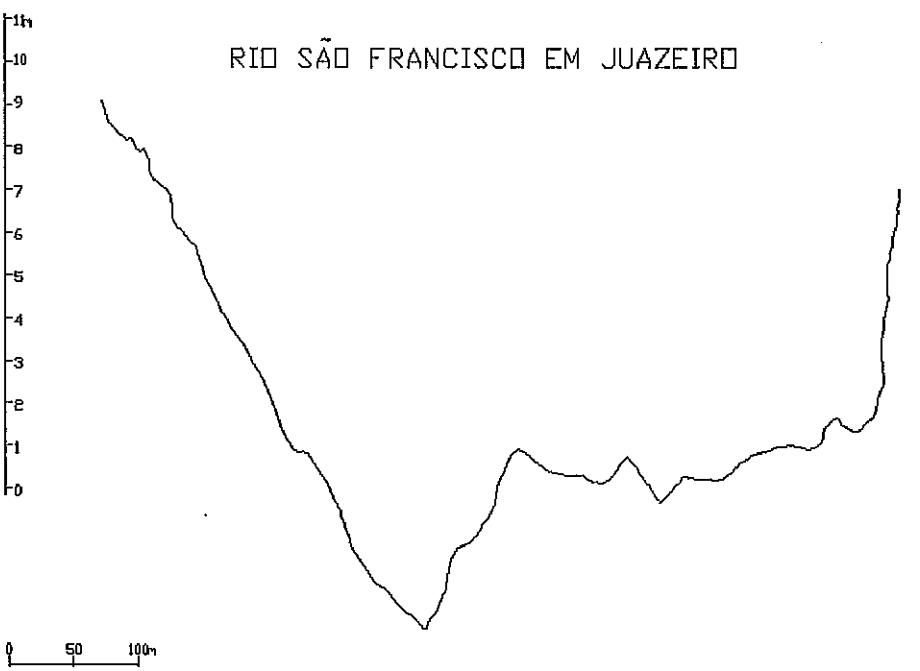
RIO SÃO FRANCISCO EM CARINHANHA



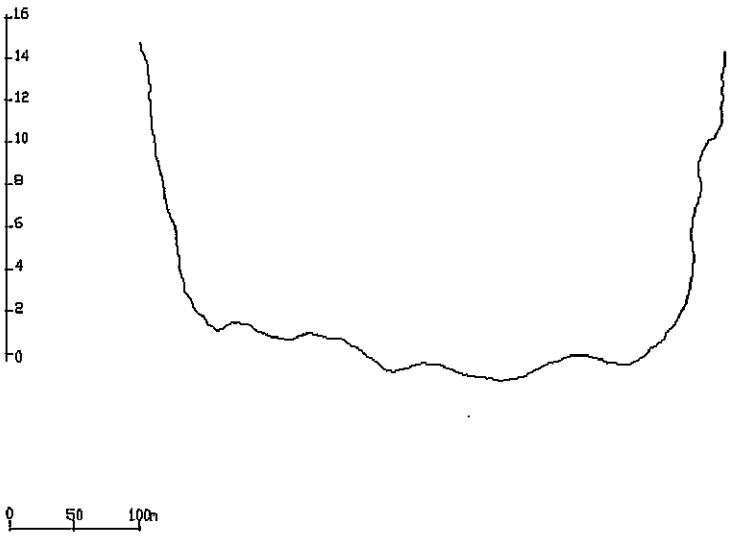

RIO SÃO FRANCISCO EM GAMELEIRA
11m
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
0
50
100m

RIO SÃO FRANCISCO EM MORPARÁ
11m
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
0
50
100m

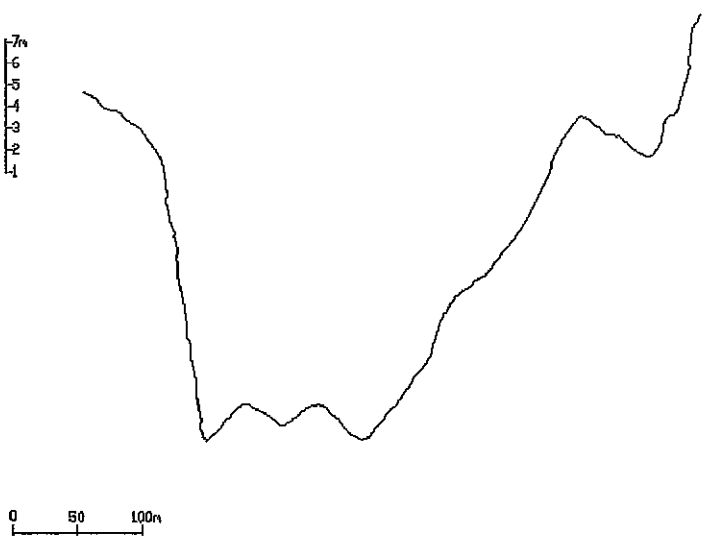

RIO GRANDE EM BOQUEIRÃO
6m
5
4
3
2
1
0
0
50
100m


RIO SÃO FRANCISCO EM JUAZEIRO
11m
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
0
50
100m

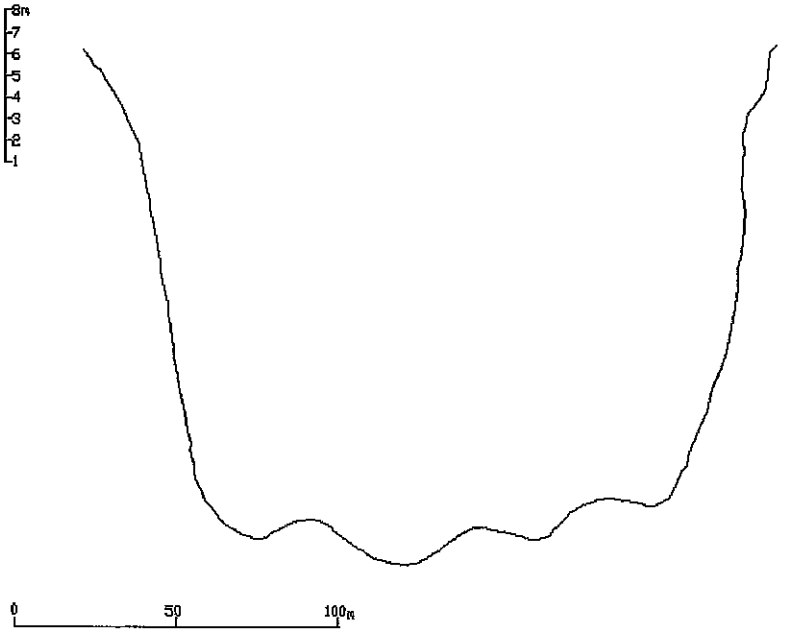
RIO SÃO FRANCISCO EM PETROLÂNDIA



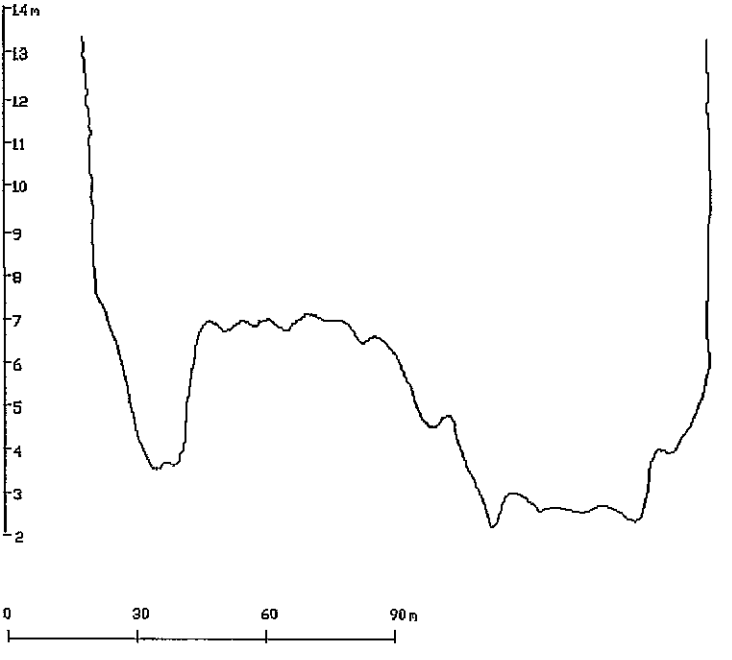
RIO SÃO FRANCISCO EM SANTA MARIA DA BOA VISTA



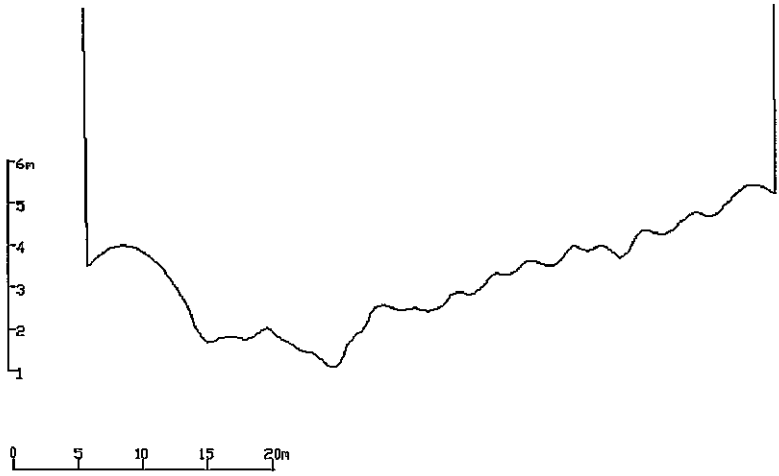
RIO SÃO FRANCISCO EM IBÓ



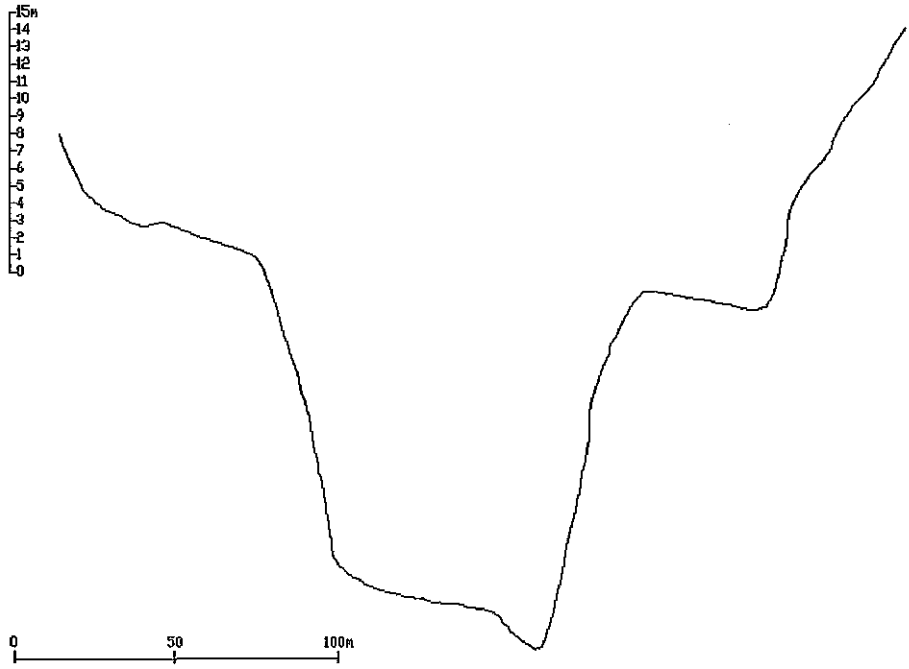
RIO PAJEÚ EM FLORESTA



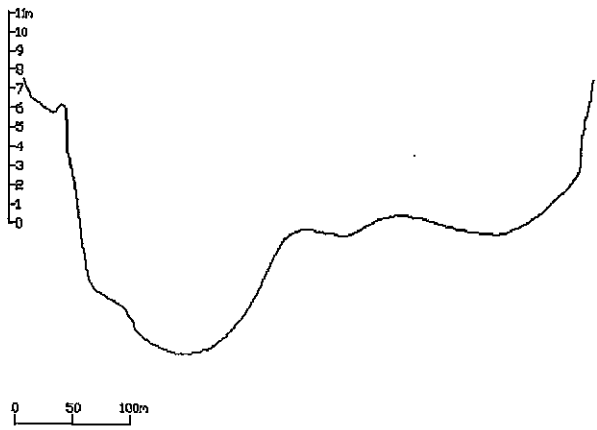
RIO MOXOTÓ EM INAJÁ



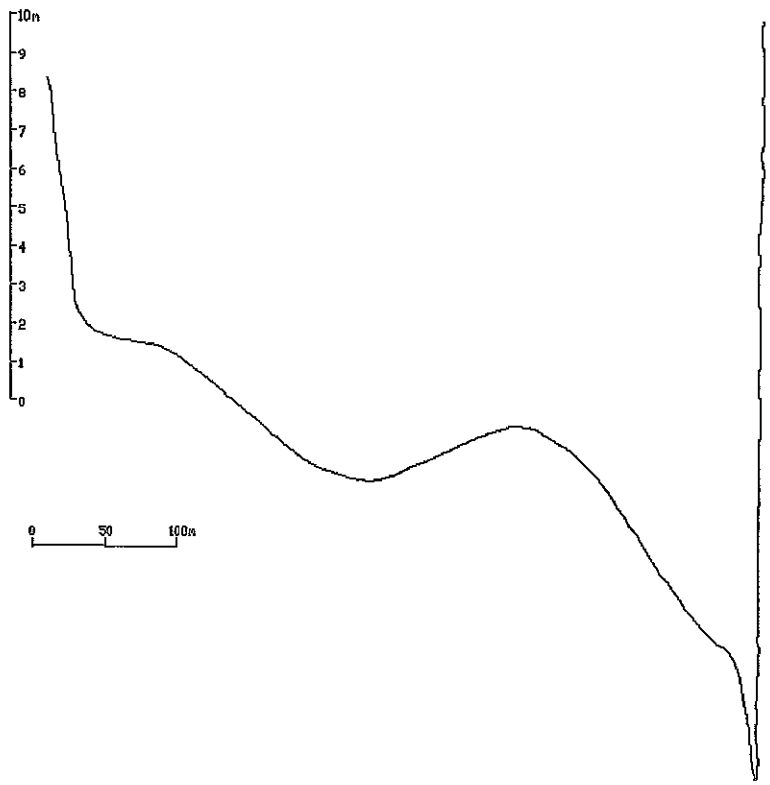
RIO SÃO FRANCISCO EM PIRANHAS



RIO SÃO FRANCISCO EM TRAIPÚ



RIO SÃO FRANCISCO EM PÃO DE AÇÚCAR



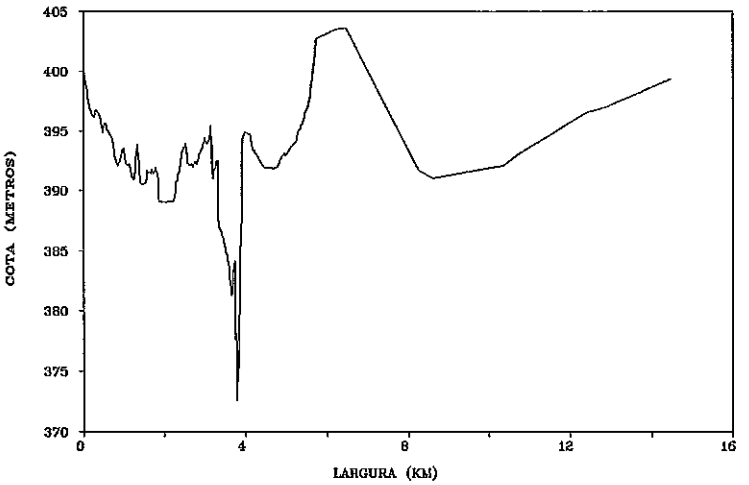
RIO SÃO FRANCISCO

SEÇÃO	LARGURA MÁXIMA DA SEÇÃO DE ESCOAMENTO (m)	COEFICIENTES DE MANNING PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES			
		h_1 (m)	n_1	h_2 (m)	n_2
SÃO FRANCISCO	388,0	5,0	0,0270	8,5	0,0228
CARINHANHA	770,0	5,0	0,0270	8,5	0,0228
BOM JESUS DA LAPA	750,0	5,0	0,0255	8,5	0,0159
MORPARÁ	807,0	5,0	0,0363	8,5	0,0275
BARRA	844,0	5,0	0,0363	8,5	0,0275
XIQUE-XIQUE	2136,0	390*	0,0315	400*	0,0235
JUAZEIRO	847,0	5,0	0,0170	8,5	0,0155
IBÓ	628,0	5,0	0,0170	8,5	0,0155
PIRANHAS	350,0	5,0	0,028	8,5	0,0250
PÃO DE AÇUCAR	740,0	5,0	0,0200	5,7	0,0200
TRAIPÚ	650,0	5,0	0,0310	5,7	0,0260
PROPRIÁ	740,0	5,0	0,0200	5,7	0,0200

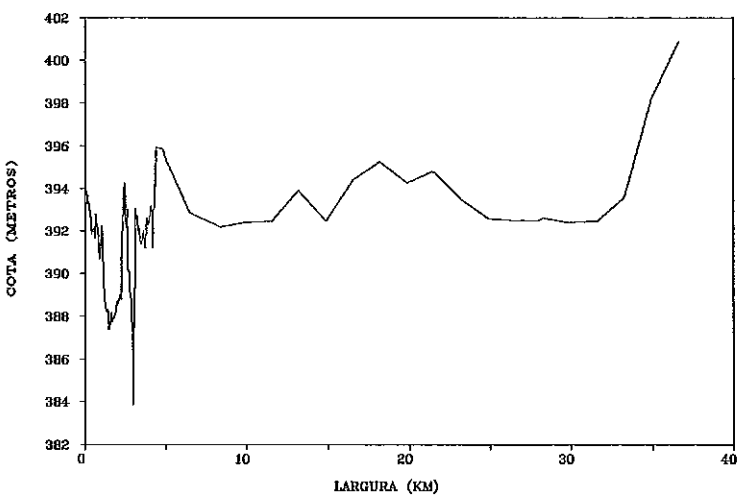
* COTA IBGE

SEÇÕES INTERPOLADAS PARA O RESERVATÓRIO DE SOBRADINHO

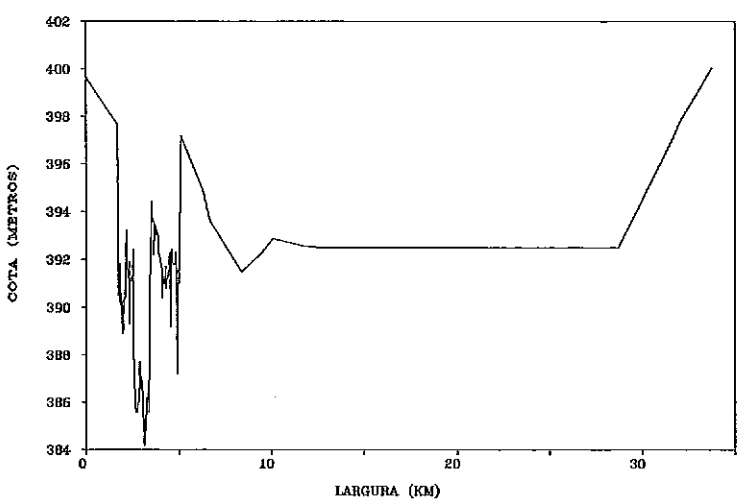
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 1



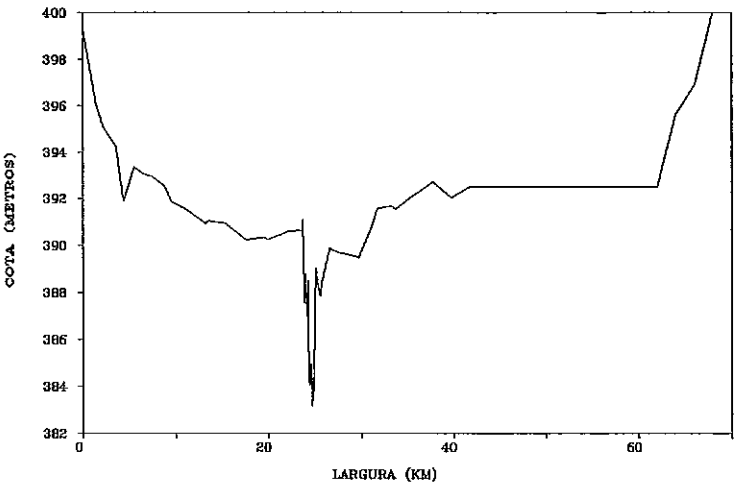
LAGO DE SAO FRANCISCO - SEÇÃO 2



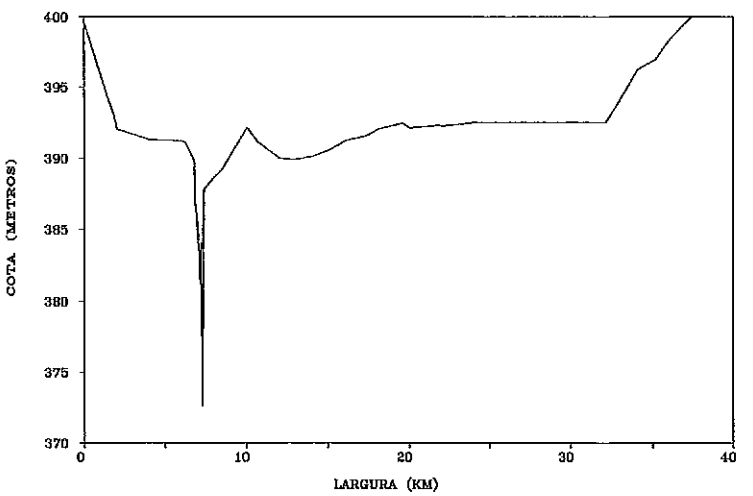
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 3



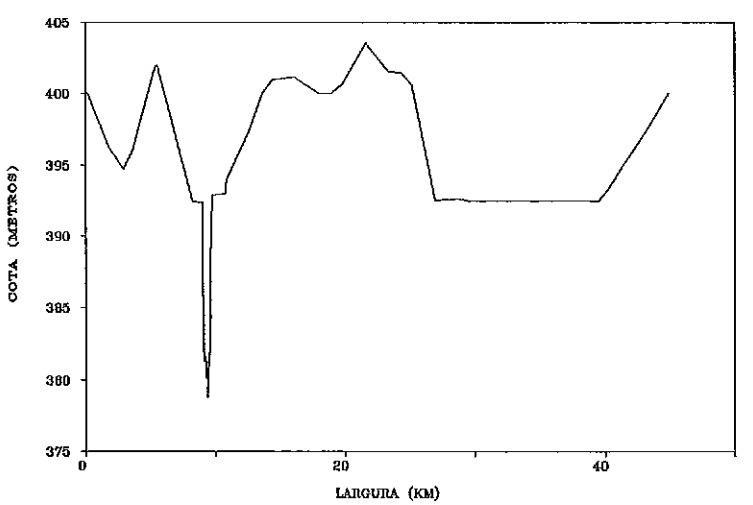
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 4



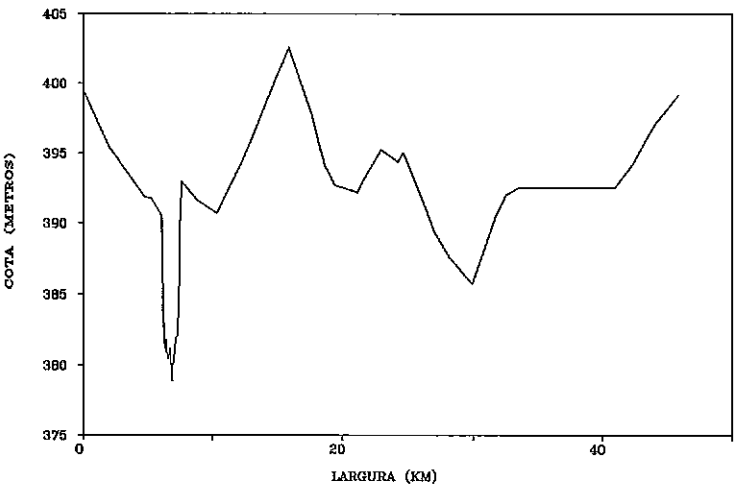
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 5



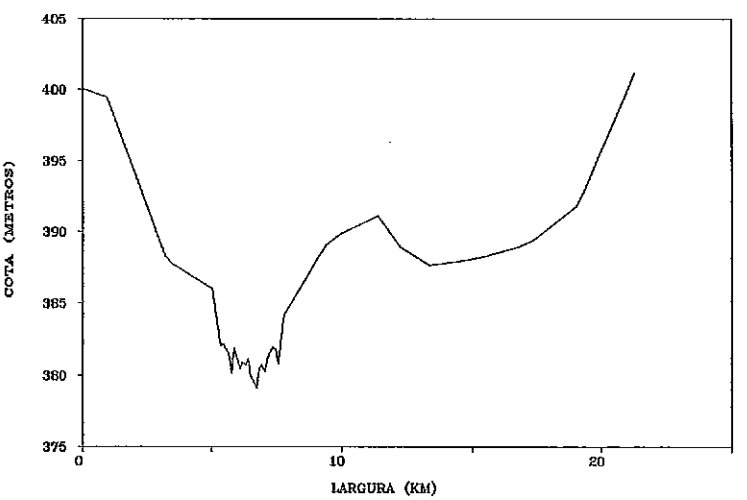
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 6



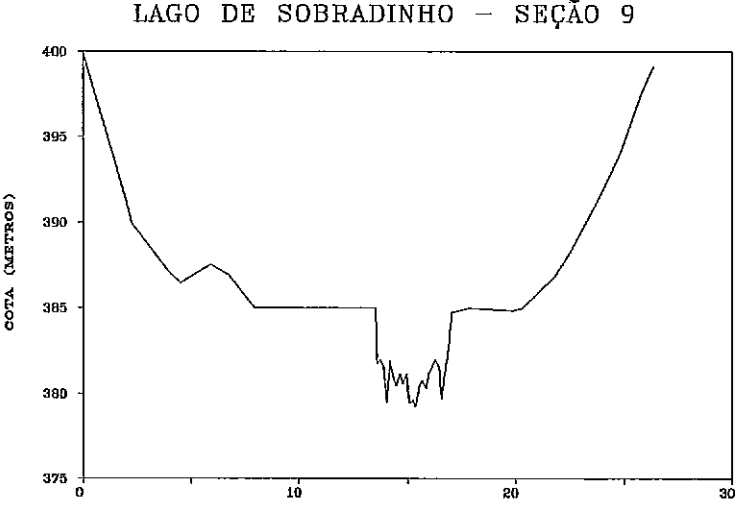
LAGO DE SOBRADINHO – SEÇÃO 7



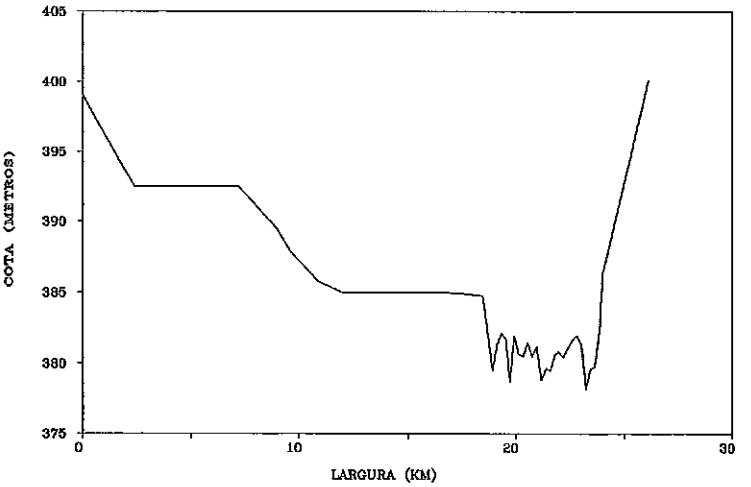
LAGO DE SOBRADINHO – SEÇÃO 8



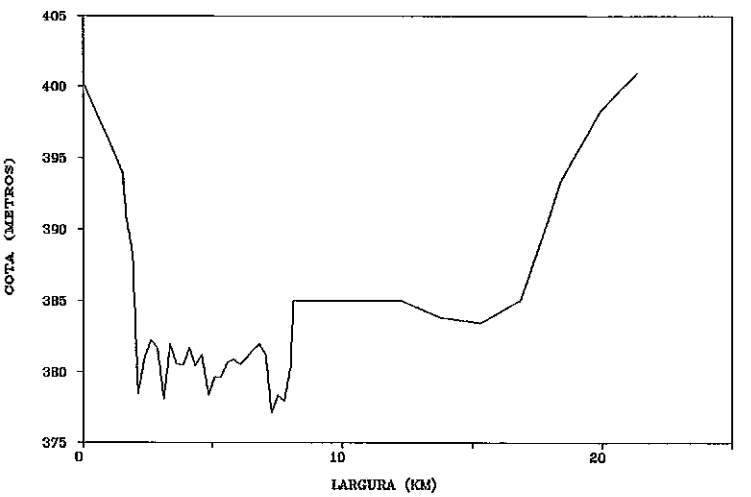
LAGO DE SOBRADINHO – SEÇÃO 9



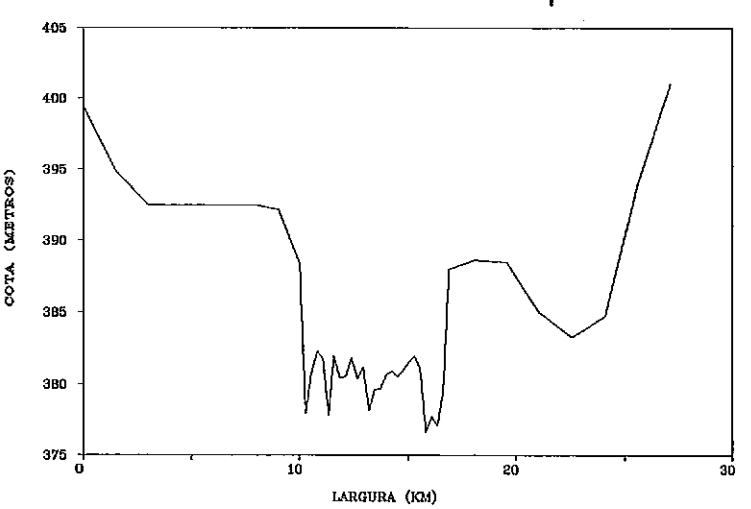
LAGO DE SOBRADINHO – SEÇÃO 10



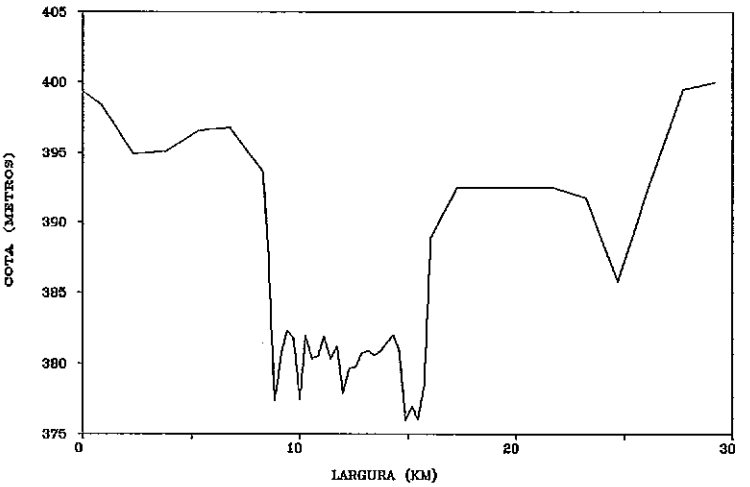
LAGO DE SOBRADINHO – SEÇÃO 11



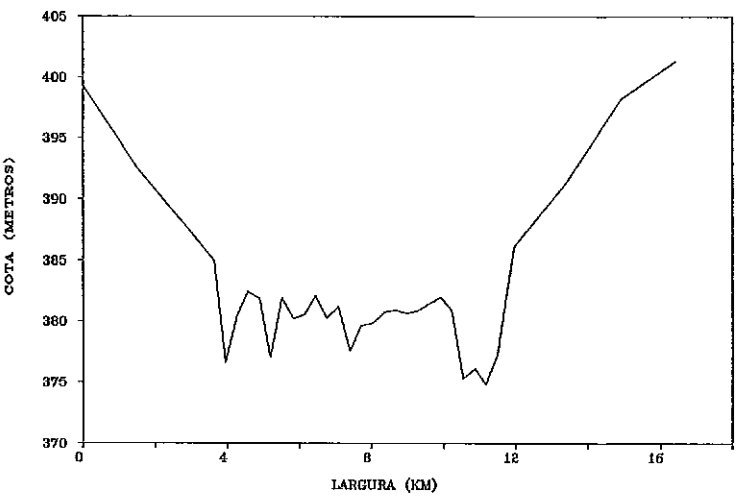
LAGO DE SOBRADINHO – SEÇÃO 12



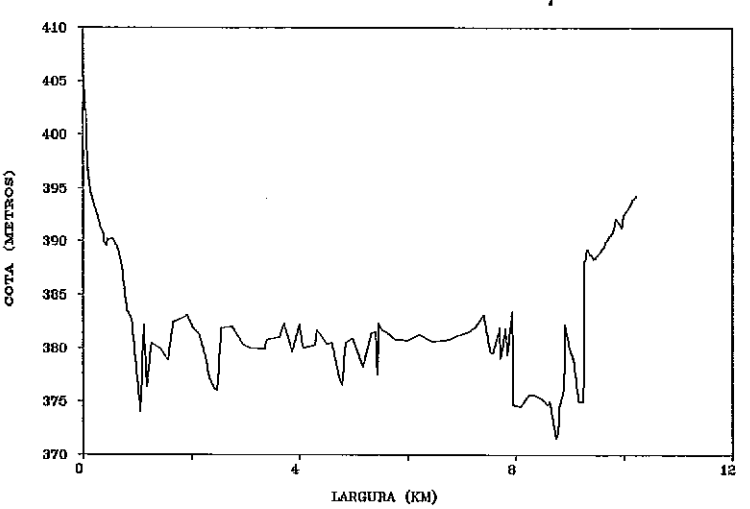
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 13



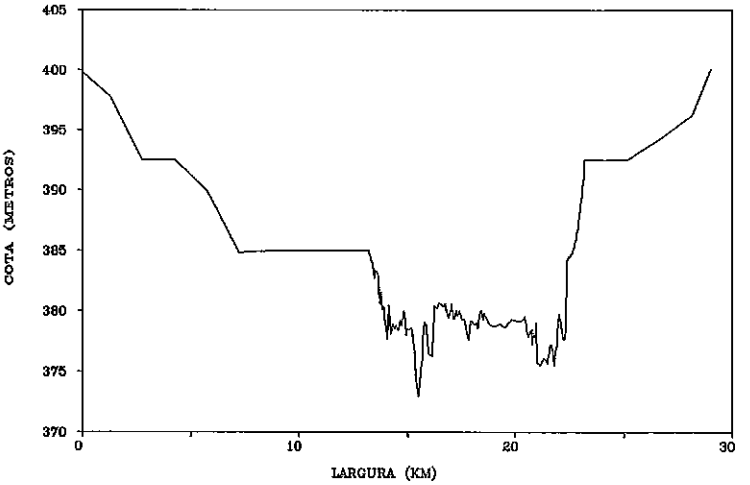
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 14



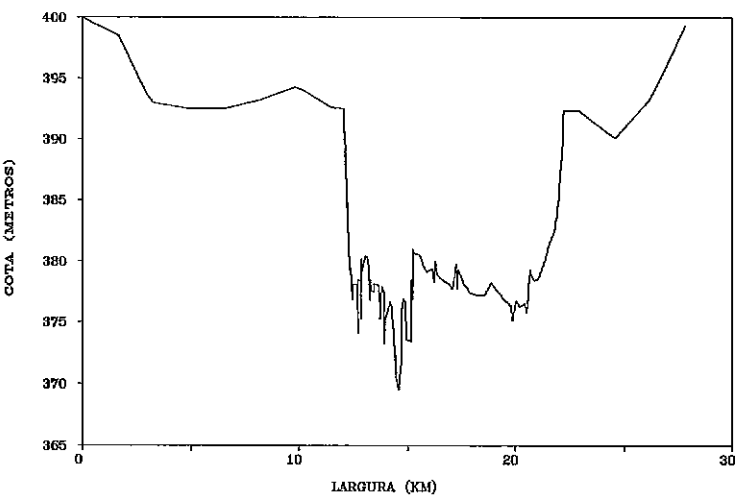
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 15



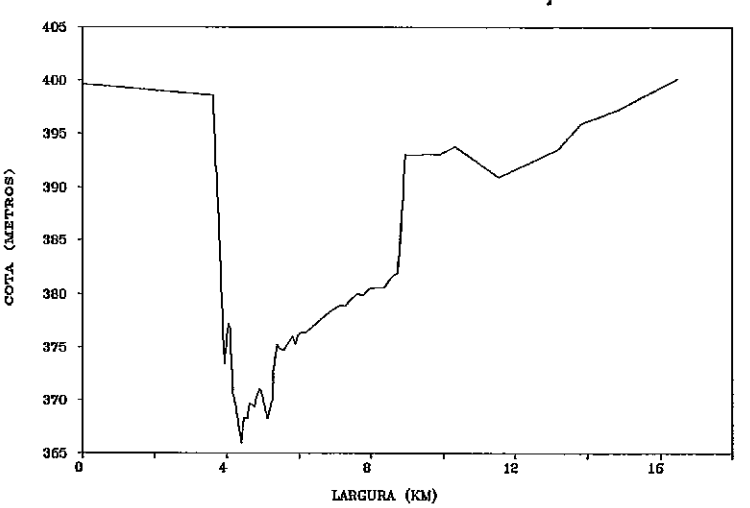
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 16



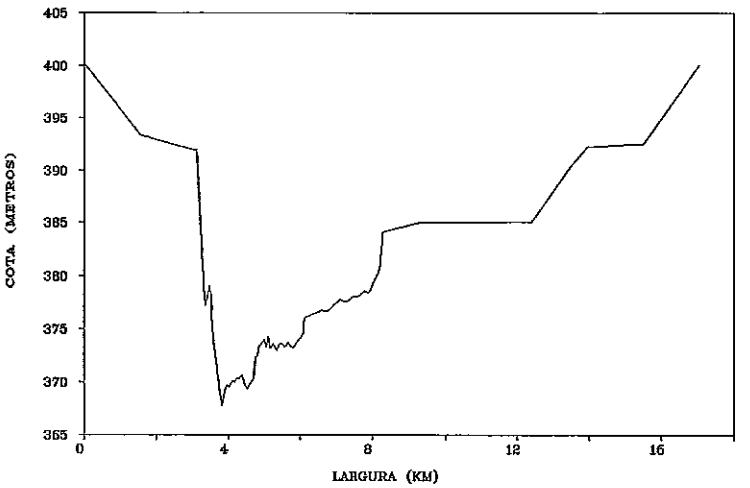
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 17



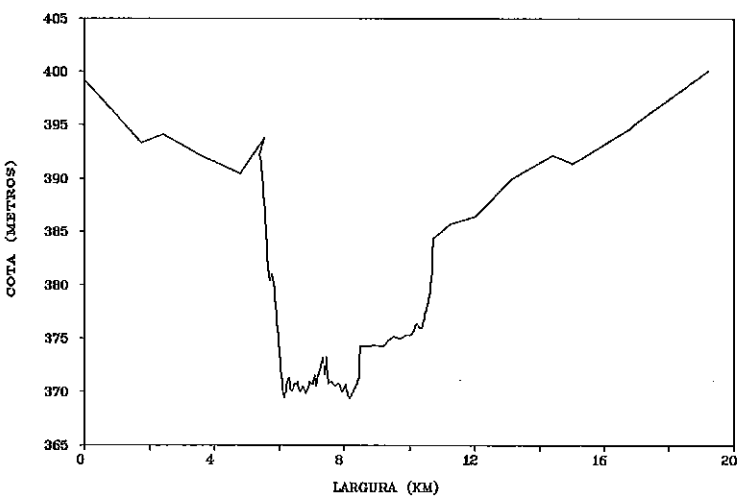
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 18



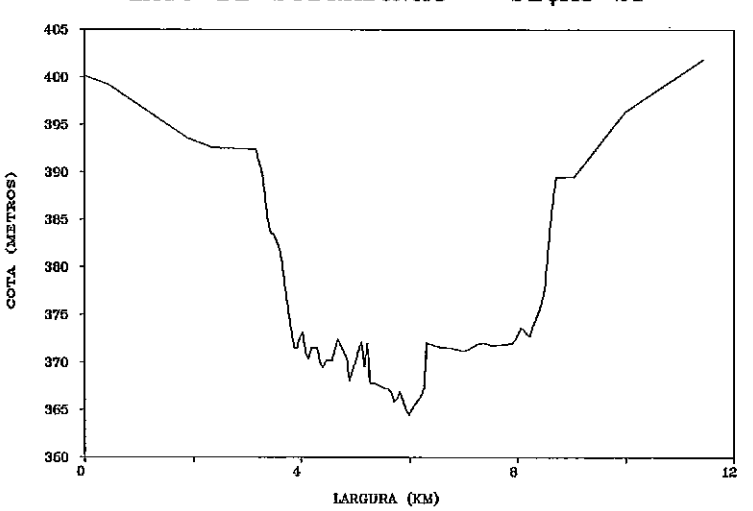
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 19



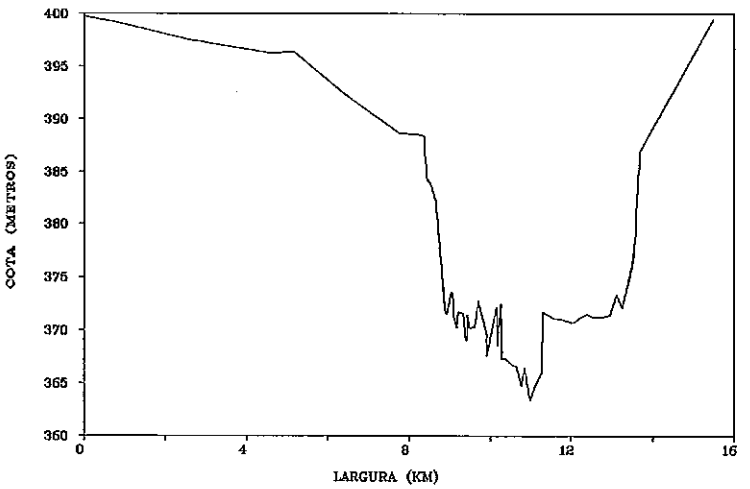
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 20



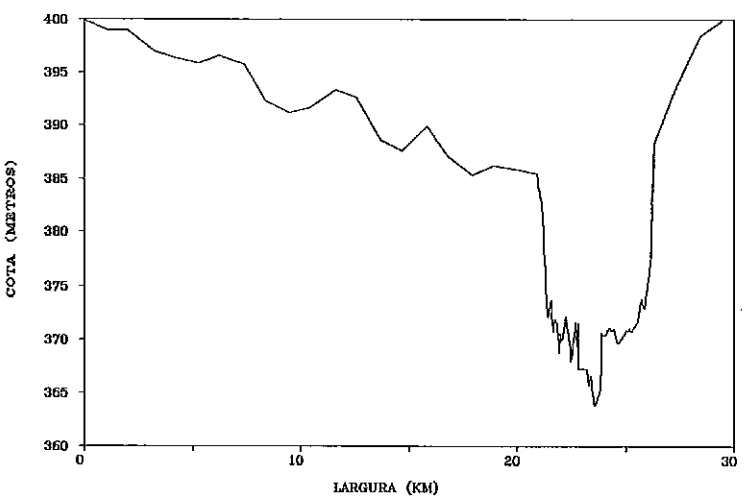
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 21



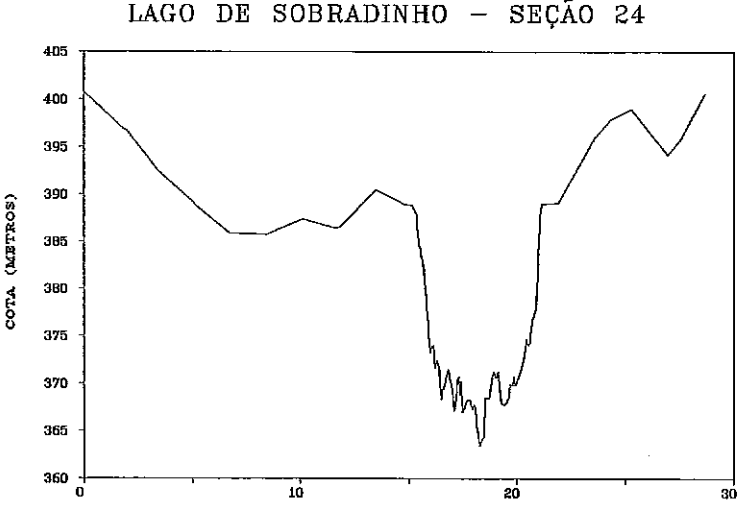
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 22



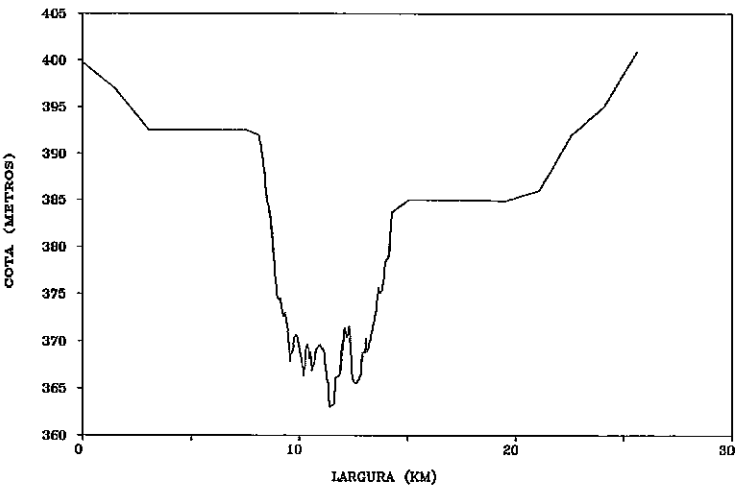
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 23



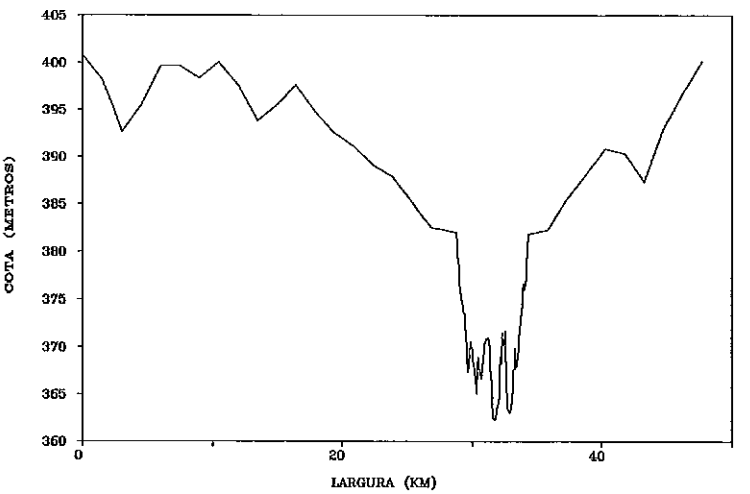
LAGO DE SOBRADINHO - SEÇÃO 24



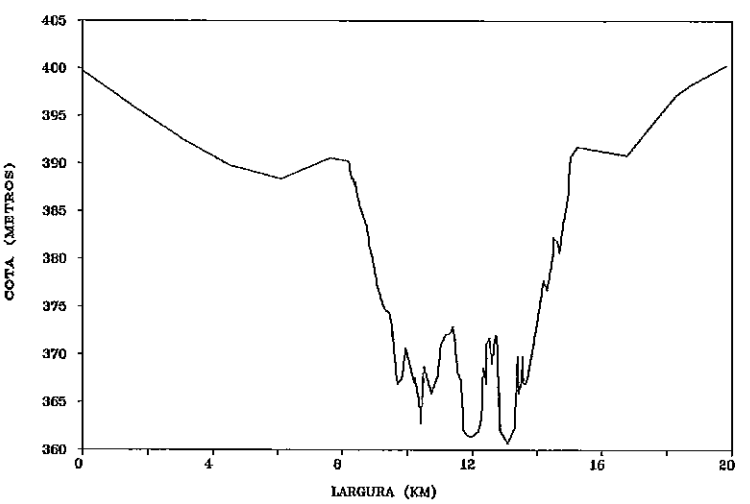
LAGO DE SOBRADINHO – SEÇÃO 25



LAGO DE SOBRADINHO – SEÇÃO 26



LAGO DE SOBRADINHO – SEÇÃO 27



RESERVATÓRIO DE SOBRADINHO (DESDE XIQUE-XIQUE)

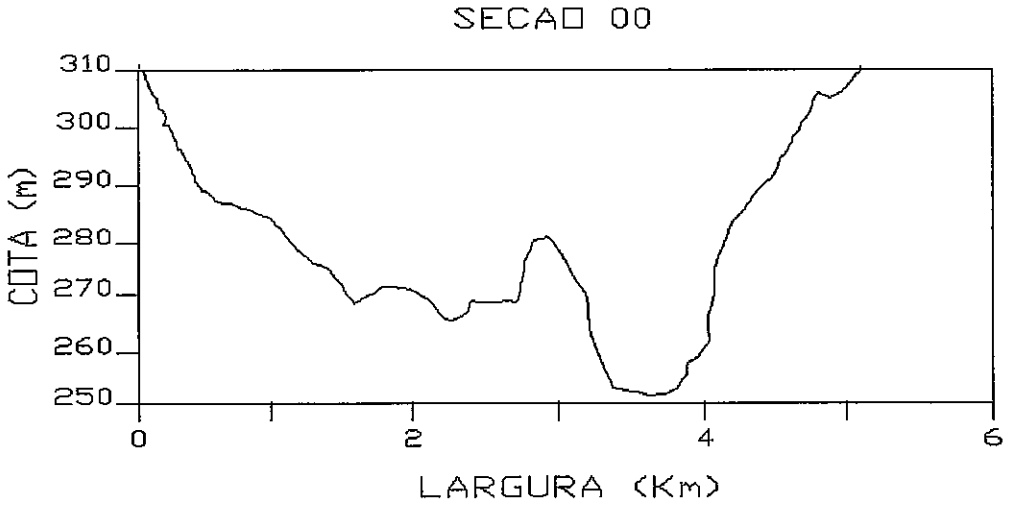
SEÇÃO	DIST.DE XIQUE-XIQUE (m)	LARGURA MÁXIMA* DA SEÇÃO (m)	COEFICIENTES DE MANNING PARA DIFERENTES COTAS					
			Z_1	n_1	Z_2	n_2	Z_3	n_3
RIO 8-XIQUE-XIQUE	0	2136	390,0	0,032	399,0	0,031	400,0	0,024
RIO 7 -FAZ. AMARRA COURO	10.945	658	390,0	0,032	398,5	0,031	399,5	0,024
RIO 6 -FAZ. UMBURANA	21.250	1375	390,0	0,032	398,0	0,031	399,0	0,024
RIO 5 -MAR-RECA VELHA	25.937	1352	390,0	0,032	397,5	0,031	398,5	0,024
RIO 4 -IGUI-RA VELHA	34.687	1340	390,0	0,032	397,0	0,031	398,0	0,024
RIO 3 -FAZ. BOA VISTA	40.312	572	390,0	0,032	396,5	0,031	397,5	0,024
RIO 2 -ILHA DO BARREIRO	45.937	521	390,0	0,032	396,0	0,031	397,0	0,024
RIO 1 -FAZ. DAS PEDRAS	57.812	581	389,0	0,032	395,5	0,031	396,5	0,024
LAGO 2	64.812	1582	388,0	0,040	389,5	0,033	390,5	0,020
LAGO 3 -SER. UMBUZEIRO	70.584	1533	386,5	0,040	393,7	0,033	394,7	0,020
LAGO 4	79.961	1628	385,0	0,040	393,4	0,033	394,4	0,020
LAGO 5	90.818	1483	387,0	0,040	393,1	0,033	394,1	0,020
LAGO 6 -PI-LÃO ARCADO	97.847	719	383,0	0,040	392,8	0,033	393,8	0,020
LAGO 7	108.901	1215	381,0	0,040	392,5	0,033	393,5	0,020
LAGO 8	128.850	1253	381,0	0,027	385,0	0,025	386,0	0,020
LAGO 9	144.323	1928	381,0	0,027	383,0	0,025	384,0	0,020
LAGO 10	165.516	1873	380,0	0,027	380,5	0,025	381,5	0,020
LAGO 11	180.167	2024	380,0	0,027	380,0	0,025	381,0	0,020
LAGO 12	187.436	2932	379,0	0,025	380,0	0,023	381,0	0,017
LAGO 13	196.056	2000	378,5	0,025	379,5	0,023	380,5	0,017

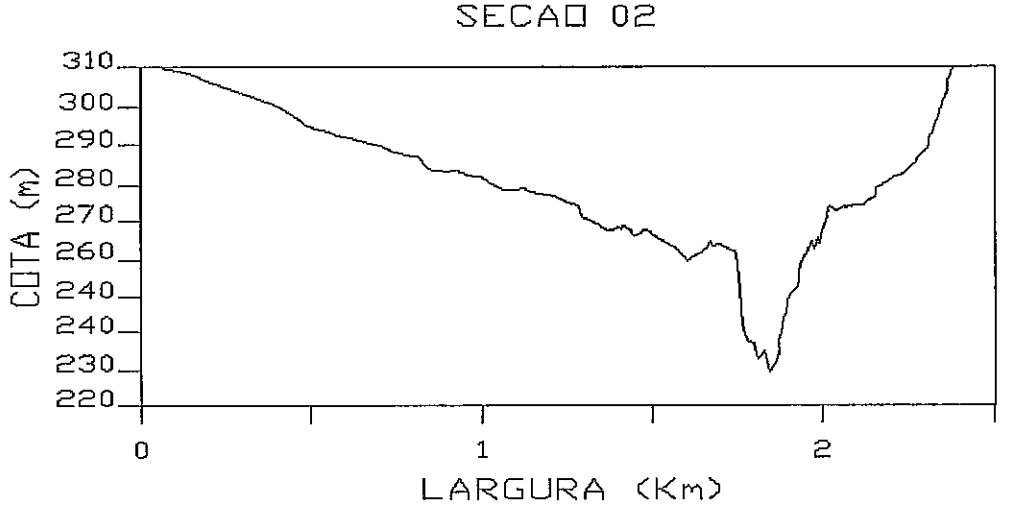
RESERVATÓRIO DE SOBRADINHO (CONTINUAÇÃO)

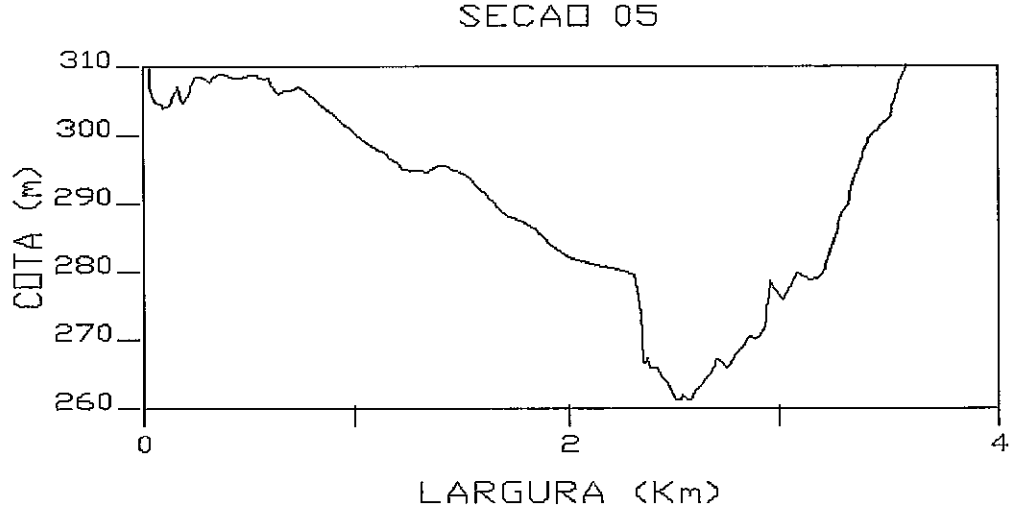
SEÇÃO	DIST.DE XIQUE-XIQUE (m)	LARGURA MÁXIMA* DA SEÇÃO(m)	COEFICIENTES DE MANNING PARA DIFERENTES COTAS					
			Z_1	n_1	Z_2	n_2	Z_3	n_3
LAGO 14	206.093	1804	378,0	0,025	379,5	0,023	380,0	0,017
LAGO 15-SENTO SÉ	215.179	1381	377,0	0,025	379,0	0,023	380,0	0,017
LAGO 16	237.009	2082	377,0	0,025	377,5	0,023	378,5	0,017
LAGO 17-QUIXABA	253.780	1148	376,0	0,025	376,0	0,023	377,0	0,017
LAGO 18 -P. TELEMÉT. B2	294.388	1128	372,0	0,025	376,0	0,023	375,0	0,017
LAGO 19	303.343	1202	373,0	0,025	374,0	0,022	375,0	0,022
LAGO 20	313.359	2425	371,0	0,025	372,0	0,022	373,0	0,022
LAGO 21	325.436	1297	370,0	0,025	370,5	0,022	371,5	0,022
LAGO 22 -P. TELEMÉT.B3	327.972	1275	370,0	0,025	370,5	0,022	371,0	0,022
LAGO 23	333.567	1140	369,0	0,025	370,0	0,022	371,0	0,022
LAGO 24	341.758	1994	368,5	0,025	369,0	0,022	370,0	0,022
LAGO 25	352.081	1568	368,0	0,025	369,0	0,022	369,0	0,022
LAGO 26	362.896	1184	367,0	0,025	369,0	0,022	369,0	0,022
LAGO 27 -P. JUACEMA	372.636	1220	366,0	0,025	368,0	0,022	369,0	0,022

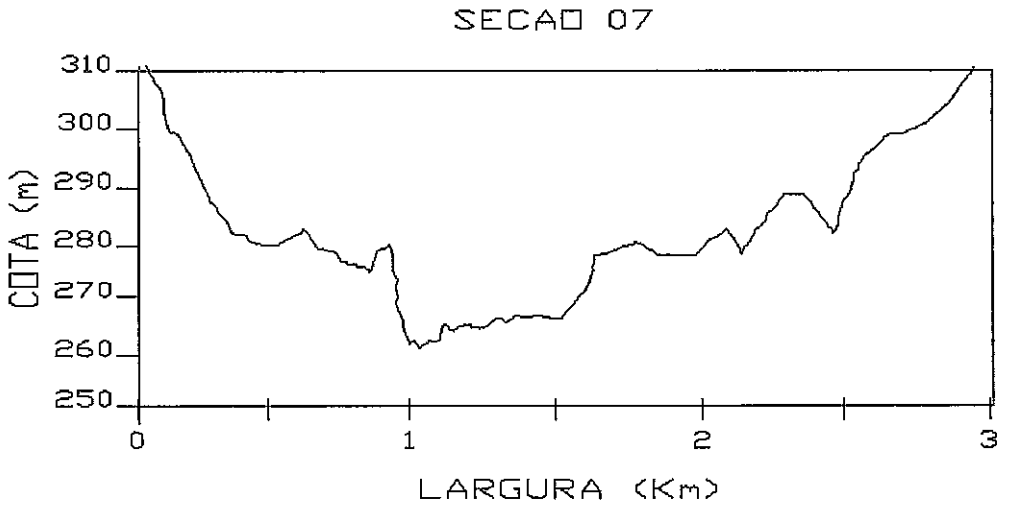
* Estimativa da largura onde efetivamente se processa o escoamento

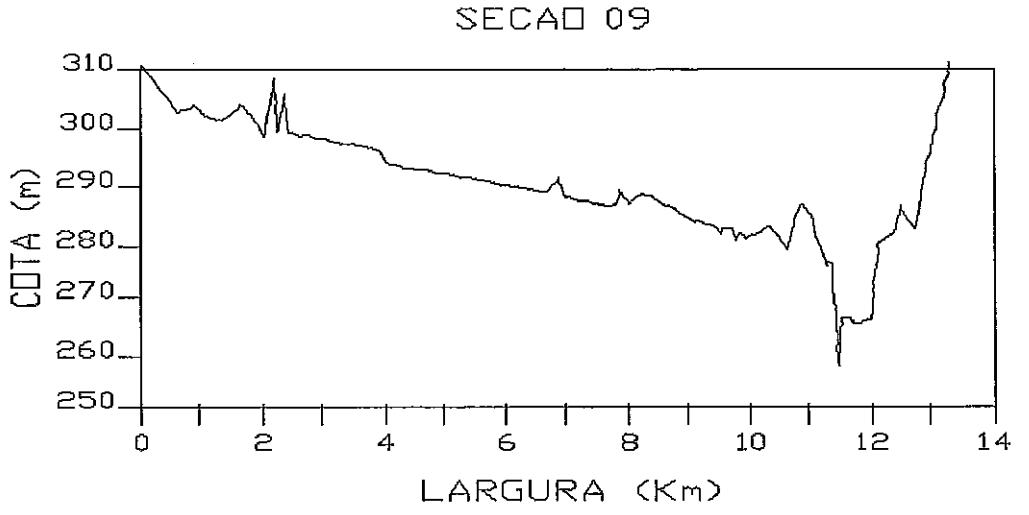
SEÇÕES TRANSVERSAIS DO RESERVATÓRIO DE ITAPARICA

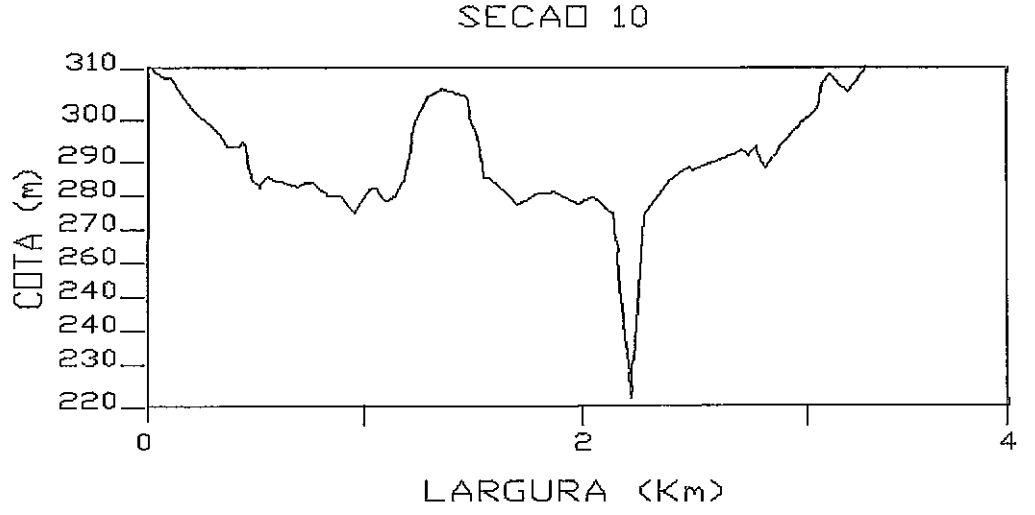




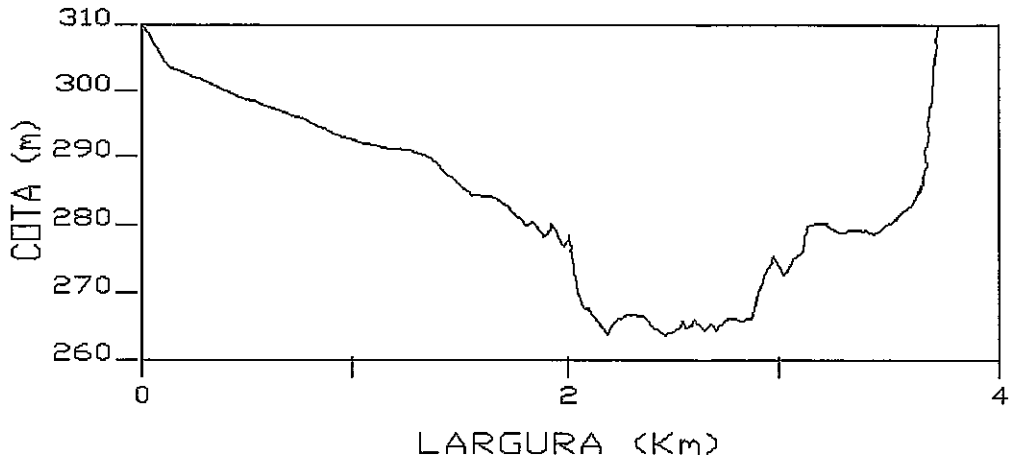



SECAO 07
COTA (m)
310
300
290
280
270
260
250
0
1
2
3
LARGURA (Km)

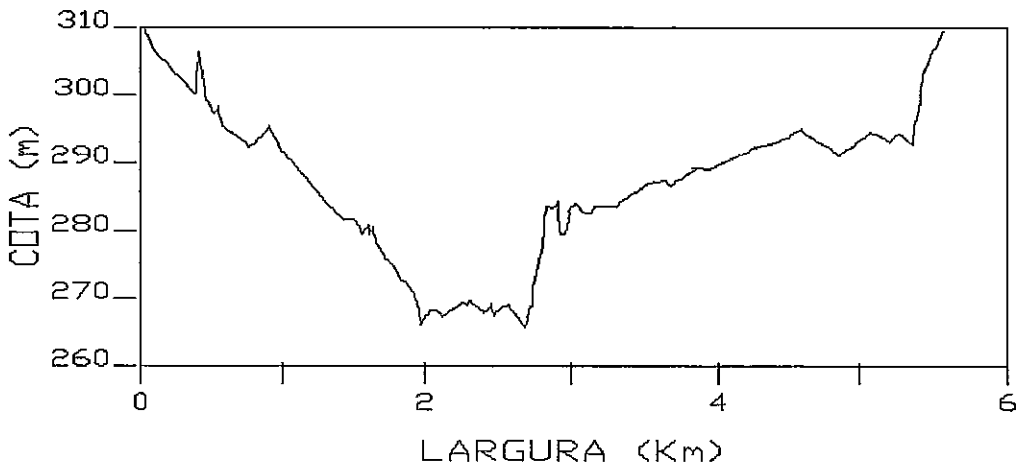

SECAO 09
COTA (m)
310
300
290
280
270
260
250
0
2
4
6
8
10
12
14
LARGURA (Km)


SECAO 10
COTA (m)
310
300
290
280
270
260
240
240
230
220
0
2
4
LARGURA (Km)

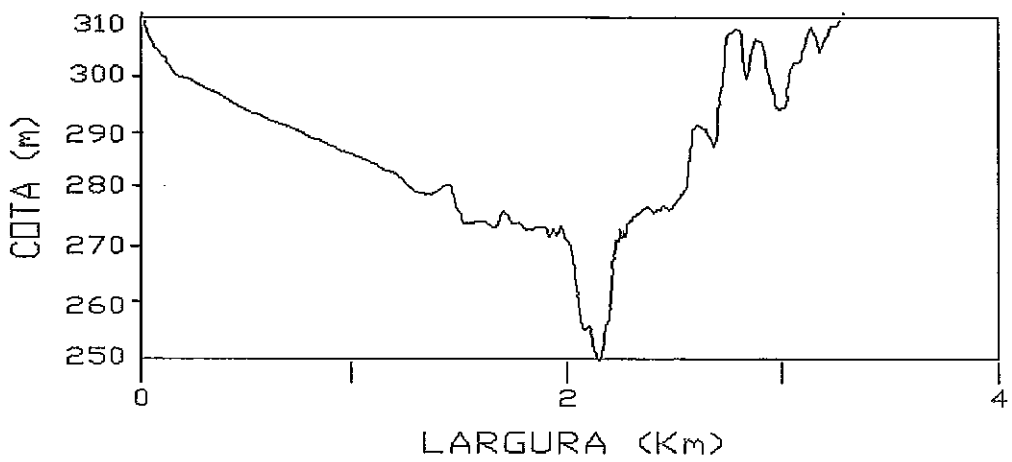
SECAO 14



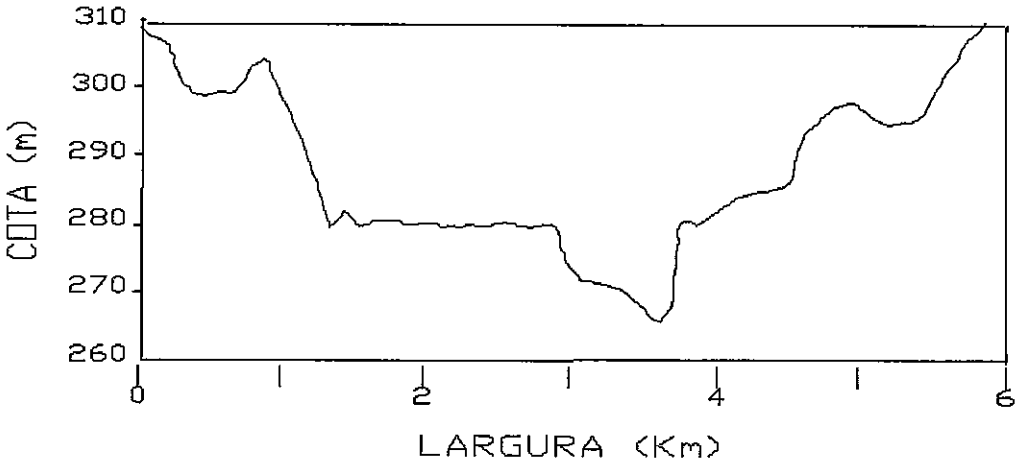
SECAO 18



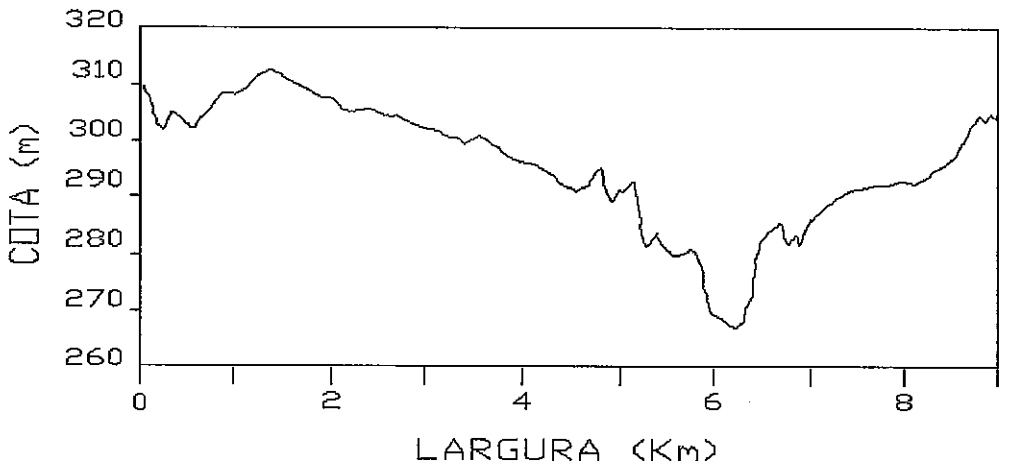
SECAO 21



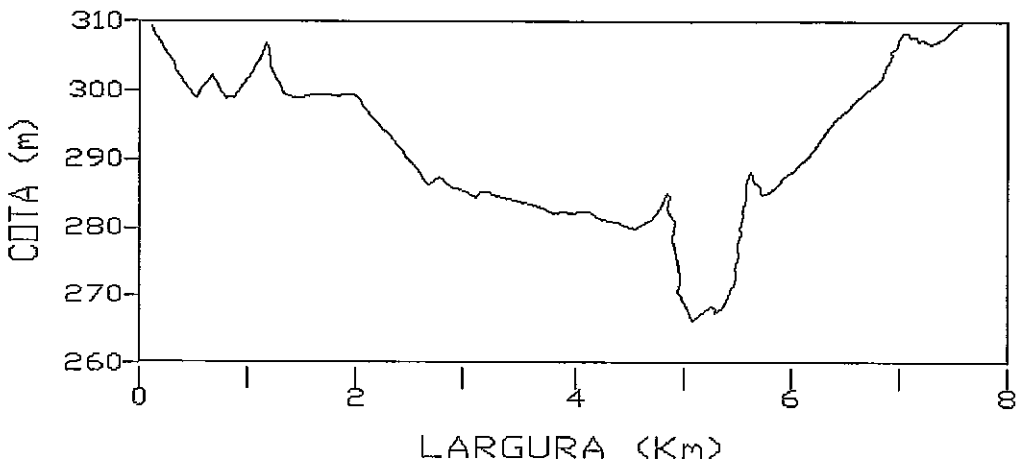
SECAO 22



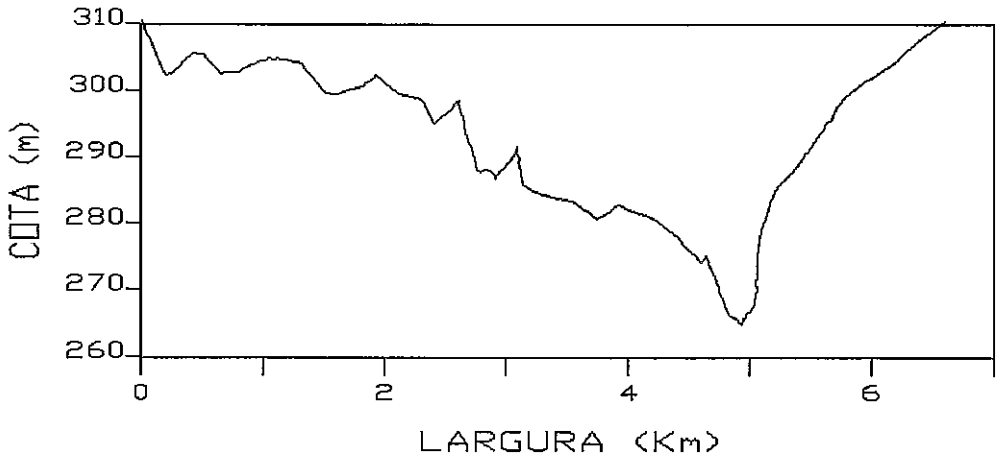
SECAO 26



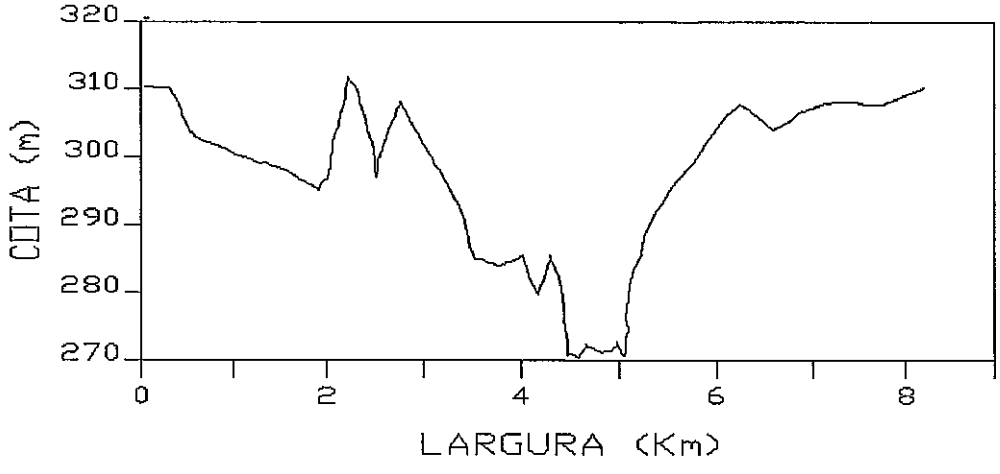
SECAO 27



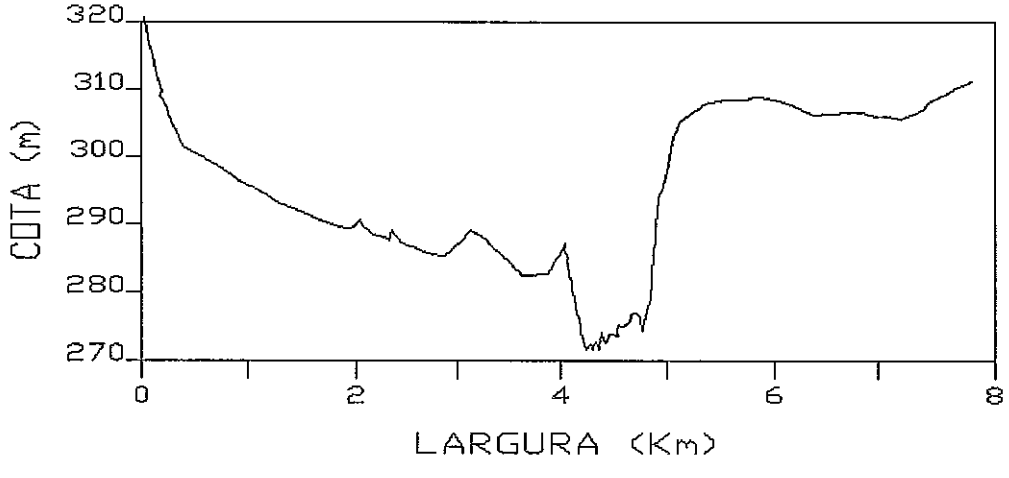
SECAO 28



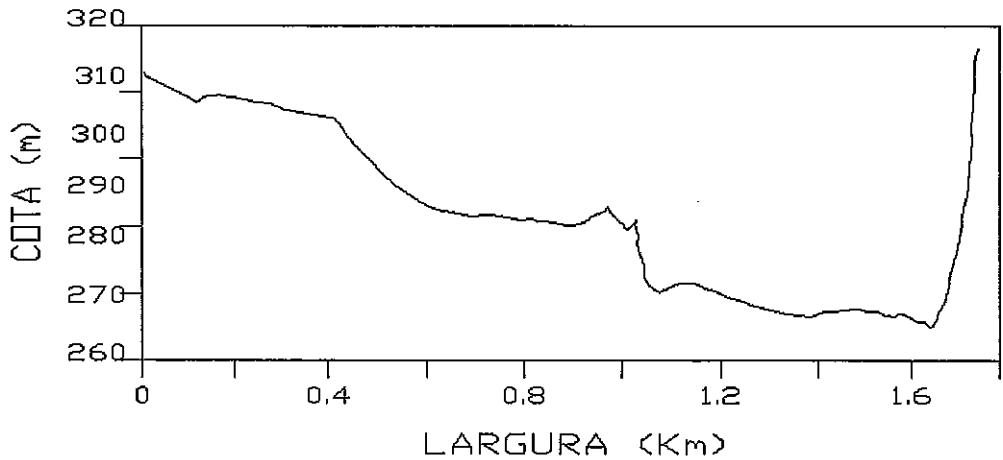
SECAO 30



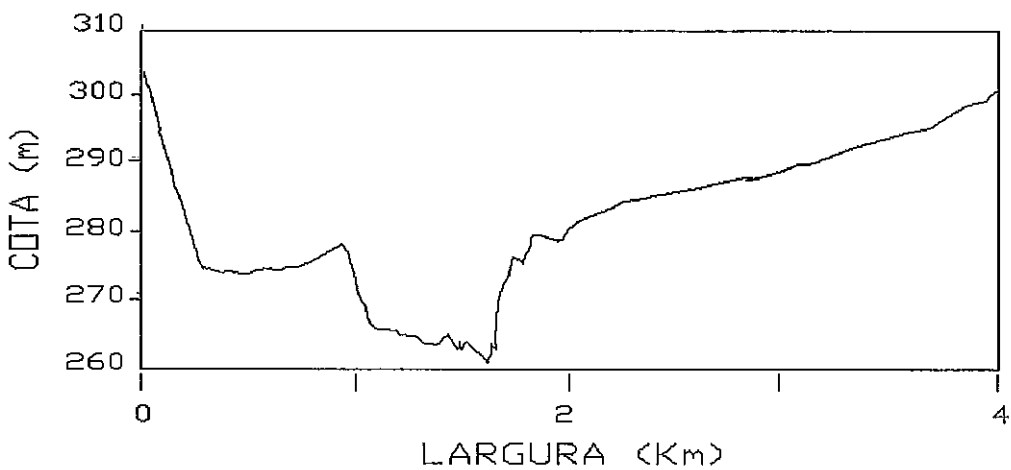
SECAO 31



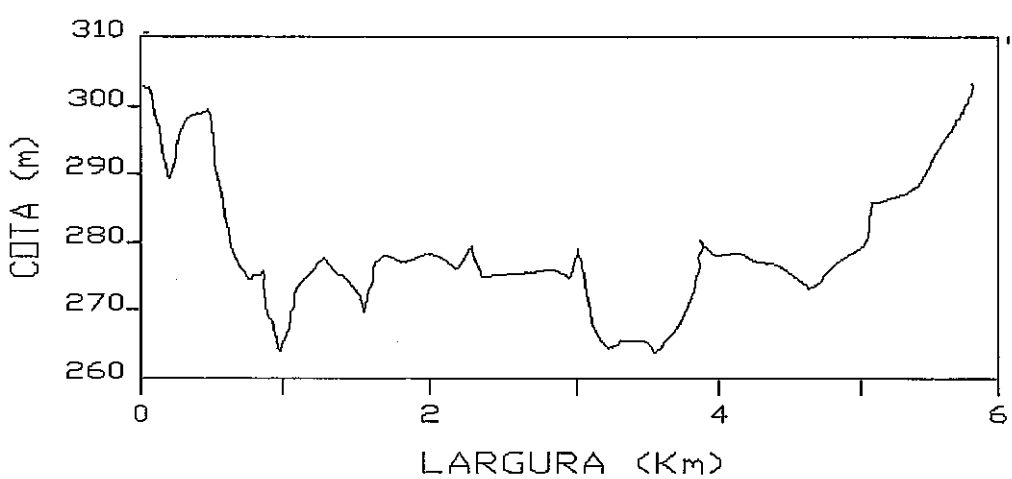
SECAO 36

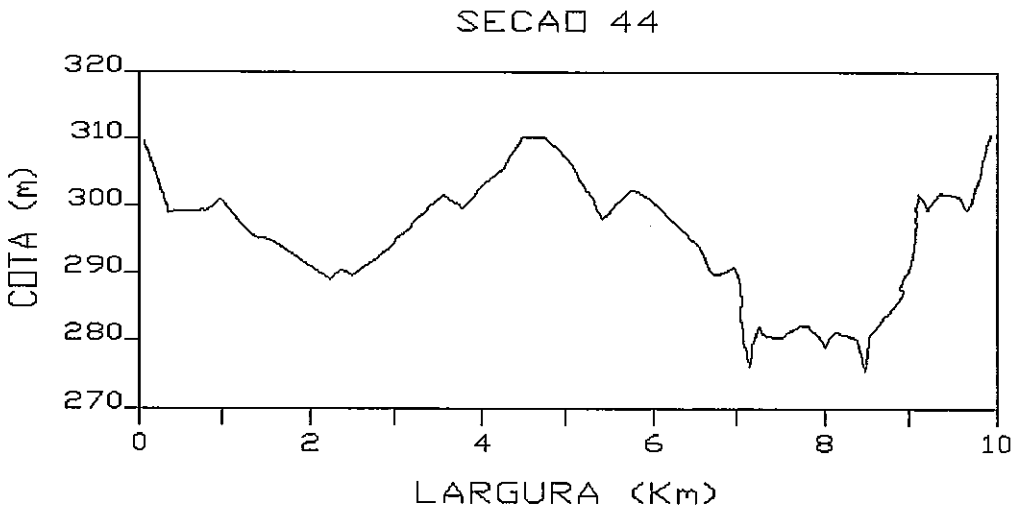


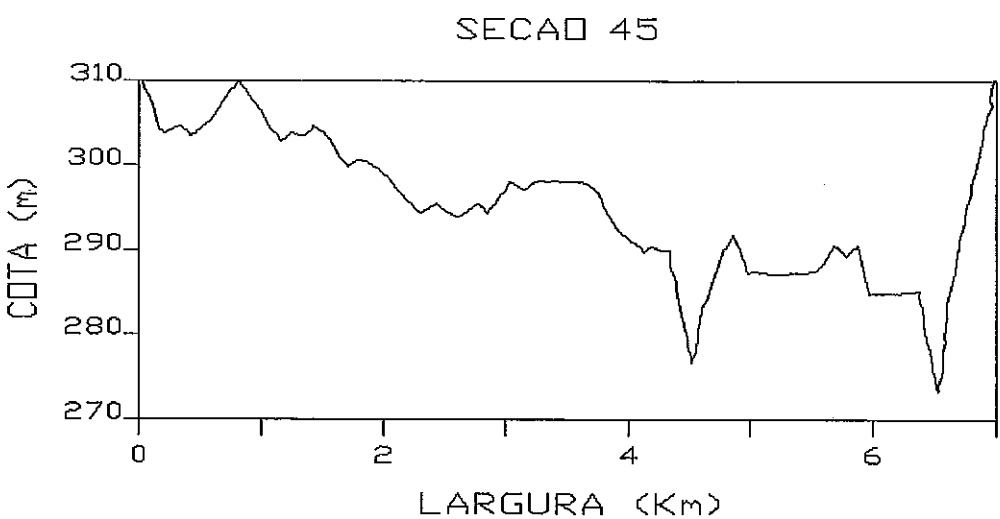
SECAO 40

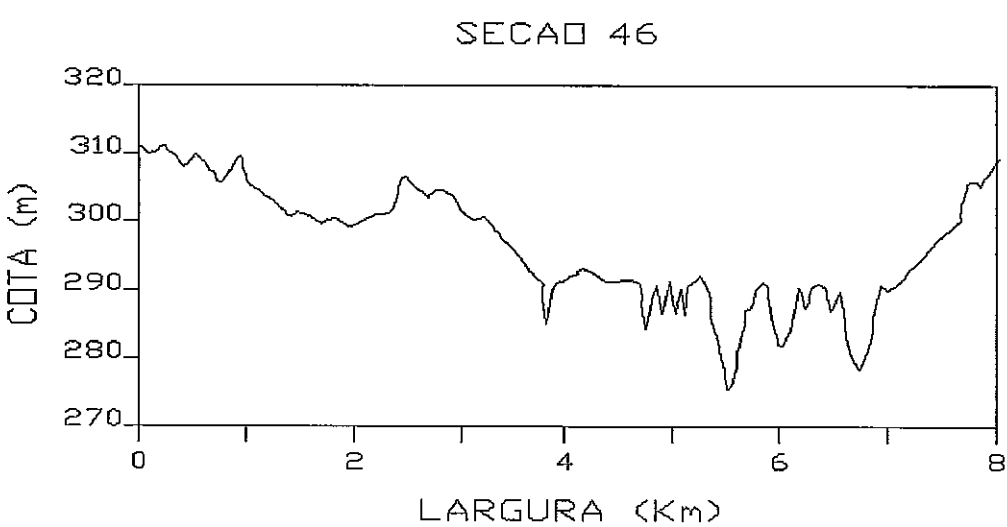


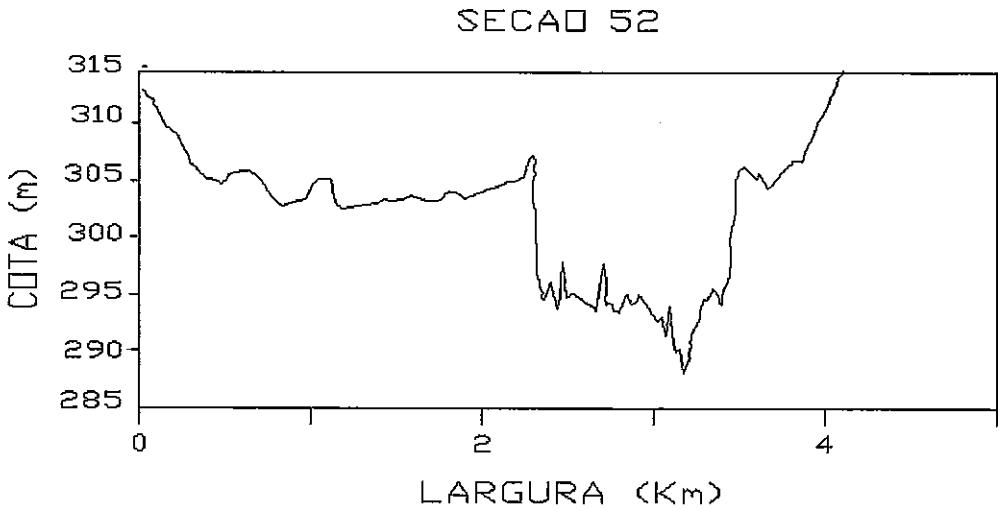
SECAO 42

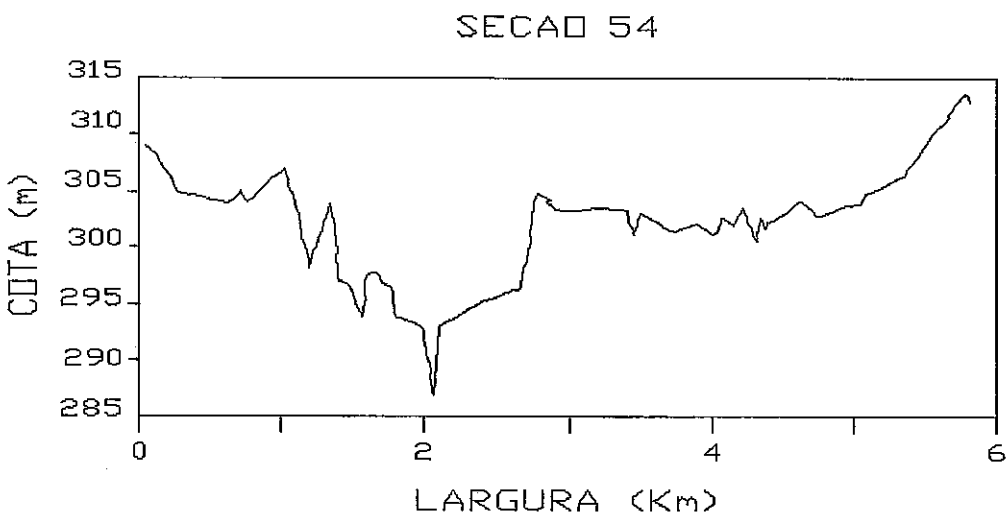


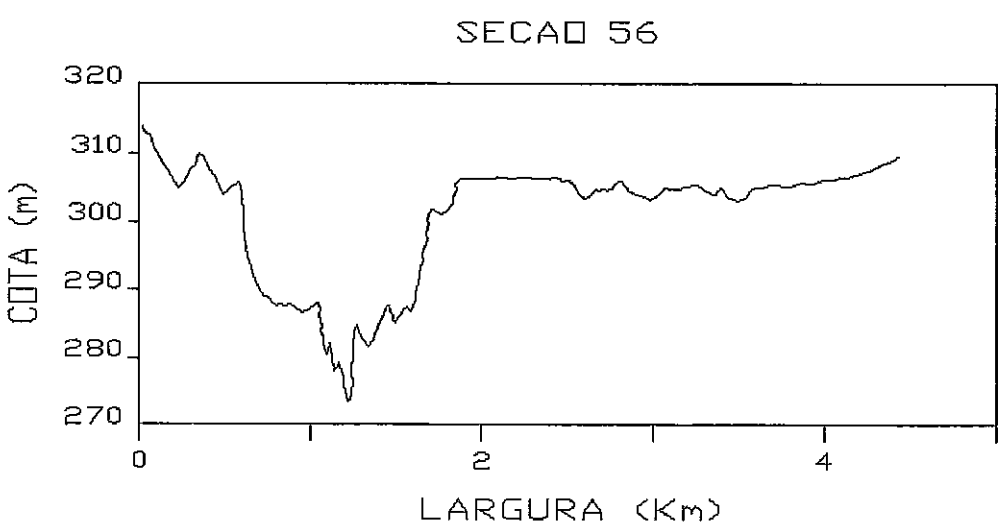

SECAO 44
320
310
300
290
280
270
COTA (m)
0
2
4
6
8
10
LARGURA (Km)

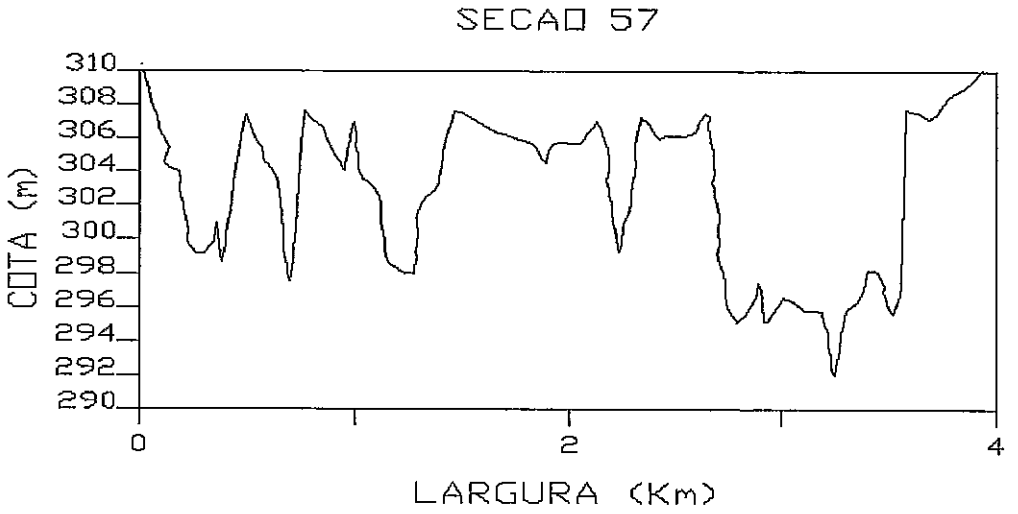

SECAO 45
310
300
290
280
270
COTA (m)
0
2
4
6
LARGURA (Km)


SECAO 46
320
310
300
290
280
270
COTA (m)
0
2
4
6
8
LARGURA (Km)


SECAO 52
315
310
305
300
295
290
285
COTA (m)
0
2
4
LARGURA (Km)


SECAO 54
315
310
305
300
295
290
285
COTA (m)
0
2
4
6
LARGURA (Km)


SECAO 56
320
310
300
290
280
270
COTA (m)
0
2
4
LARGURA (Km)


SECAO 57
310
308
306
304
302
300
298
296
294
292
290
COTA (m)
0
2
4
LARGURA (Km)

RESERVATÓRIO DE ITAPARICA

SEÇÃO	DIST. DE FLORES[1] (m)	LARGURA MÁXIMA* DA SEÇÃO (m)	COEFICIENTES DE MANNING PARA DIFERENTES COTAS					
			Z_1	n_1	Z_2	n_2	Z_3	n_3
SEÇÃO 61	0	1245	299,0	0,350	301,0	0,100	302,0	0,100
SEÇÃO 57a	14.700	1899	298,0	0,350	300,3	0,155	301,3	0,100
SEÇÃO 56	19.480	1184	298,0	0,350	300,3	0,155	301,3	0,100
SEÇÃO 54	24.140	1308	295,0	0,260	299,5	0,080	300,5	0,060
SEÇÃO 52	30.110	1146	295,0	0,260	299,5	0,080	300,5	0,060
SEÇÃO 46	46.670	1822	285,0	0,300	299,5	0,130	300,5	0,075
SEÇÃO 45	49.870	511	280,0	0,300	299,5	0,130	300,5	0,075
SEÇÃO 44	53.320	1984	285,0	0,075	299,5	0,075	300,5	0,075
SEÇÃO 42	58.500	816	275,0	0,075	299,5	0,075	300,5	0,075
SEÇÃO 40	64.500	713	280,0	0,075	299,5	0,075	300,5	0,075
SEÇÃO 36	74.050	705	280,0	0,075	299,5	0,075	300,5	0,075
SEÇÃO 31	89.060	733	275,0	0,075	299,5	0,075	300,5	0,075
SEÇÃO 30	91.880	732	275,0	0,075	299,5	0,075	300,5	0,075
SEÇÃO 28	98.380	581	270,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 27	100.940	650	270,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 26	104.500	621	275,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 22	116.800	850	275,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 21	119.740	550	270,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 18	128.340	1387	275,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 14	140.040	1187	270,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 10	150.160	693	268,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 9	153.460	897	270,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 7	158.120	689	268,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 5	160.180	1118	275,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 2	165.940	369	253,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018
SEÇÃO 0	170.680	1034	260,0	0,018	299,5	0,018	300,5	0,018

SEÇÕES DE CONTROLE

SEÇÃO 61 - FLORES
SEÇÃO 57a- BELÉM DE SÃO FRANCISCO
SEÇÃO 56 - BARRA DO TARRACHIL
SEÇÃO 52 - AGROVILA R-8
SEÇÃO 46 - NOVA RODELAS
SEÇÃO 30 - AGROVILA R-1
SEÇÃO 10 - PETROLÂNDIA
SEÇÃO 9 - NOVA PETROLÂNDIA
SEÇÃO 0 - BARRAGEM