

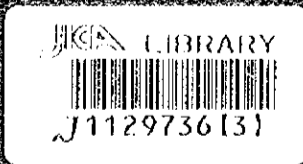
REPUBLICA DE VENEZUELA

CONVENIOS ENTRE EL PUNTO TECNICO  
PARA MEJORAR LA CONDICION  
DEL RIO SANTO DOMINGO

Marzo 1996  
Caracas - Venezuela

AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL  
DEL JAPON

JICA



712  
617  
J

Documentación técnica al punto técnico para mejorar la condición del río Santo Domingo



1129736(3)

REPUBLICA DE VENEZUELA

COMENTARIOS DESDE  
EL PUNTO TECNICO  
PARA MEJORAR LA  
CONDICION DEL RÍO  
SANTO DOMINGO

Marzo 1. 996

Caracas - Venezuela

AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL  
DEL JAPON

J I C A

## I N D I C E

1. ESTUDIO PRELIMINAR SOBRE EL PLAN MAESTRO PARA EL DESARROLLO INTEGRAL DE LA CUENCA DEL RÍO SANTO DOMINGO

p 1 ~

2. Opinión sobre el "Informe del Estudio Preliminar sobre el Plan Maestro para el Desarrollo Integral de la Cuenca del Río Santo Domingo"

p 1 1 2 ~

3. COMENTARIOS DESDE EL PUNTO DE VISTA TECNICO PARA MEJORAR LA CONDICION DEL RÍO SANTO DOMINGO EN VENEZUELA

p 1 1 9 ~

4. COMENTARIOS SOBRE LA PROBLEMATICA DE SEDIMENTACIÓN DEL RÍO SANTO DOMINGO

p 1 5 3 ~

5. METODOS PARA CONSTRUCCION DE DIQUES O PRESAS Y OBRAS DE PROTECCION DE MARGENES

p 1 6 2 ~

6. OBSERVACIONES ACERCA DEL USO DE COLCHA-FLEX EN EL SECTOR EL REAL, RÍO SANTO DOMINGO

p 1 7 1 ~

# DOCUMENTOS DE CONSULTA

1. TRATADO DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL  
LECHO DEL RÍO

p 1 9 1 ~

2. La planificación del canal principal  
y efectos de las medidas ejecutados  
en el área de Nagaoka del Río Shinano

p 2 2 3 ~

3. Fluvial Geomorphie Responses to  
Human Modifications

p 2 3 5 ~

4. PROTECCION DE MARGENES DE RIOS Y  
PREVENCION DE DESTRUCCIONES DE  
PUENTES

p 2 8 5 ~

5. Diseño de la obra de canalización

p 3 0 6 ~

6. TRABAJO DE PROTECCIÓN DEL DIQUE DE  
DEFENSA

p 3 2 9 ~

Republica de Venezuela

ESTUDIO PRELIMINAR SOBRE EL PLAN  
MAESTRO PARA EL DESARROLLO INTEGRAL  
DE LA CUENCA DEL RÍO SANTO DOMINGO

Resumen del Informe

Caracas, Febrero de 1.995

Agencia de Cooperación Internacional  
del Japón

J I C A

## PREFACIO

El Gobierno de Japón decidió el envío de un experto por un lapso de 3 años y 5 meses, desde el 21 de Mayo de 1.990 hasta el 20 de Octubre de 1993, para la transferencia de Tecnología de Ingeniería de Ríos y en respuesta a una solicitud del Gobierno de Venezuela, la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (J.I.C.A) envió al Ingeniero Yokito Sugimura como asesor en dicho campo para el M.A.R.N.R.

Dicho experto hizo una evaluación sobre la situación real de la tecnología de ríos y su administración en Venezuela, y de común acuerdo con su contraparte, el Director de Estudios y Proyectos de la D.G.S.I. del Ministerio del Ambiente y Recursos Naturales Renovables., se decidió tomar como tema objeto de la transferencia de tecnología el tema de "Formulación de un Plan para el Desarrollo Integral de un Río", por considerarlo de máxima prioridad.

Este informe del "Estudio Preliminar sobre el Plan Maestro para el Desarrollo Integral de la Cuenca del Río Santo Domingo" fue seleccionado como el caso modelo para dicha transferencia de Tecnología que se comenzó en Octubre de 1.991 y se terminó en Octubre de 1.993.

Deseo que este informe contribuya positivamente en la transferencia de tecnología sobre la metodología en la elaboración de un Plan Maestro para el Desarrollo Integral de la Cuenca de un Río y su posterior implementación a nivel de proyecto, además de contribuir en la prosperidad de las buenas relaciones entre Japón y Venezuela.

Para concluir, les agradezco mucho a las personas de ambos países que apoyaron y colaboraron para la ejecución de este estudio de cooperación técnica.

Octubre, 1.993.

Ing. Yokito Sugimura.  
Experto de J.I.C.A.  
Asesor de la Dirección  
General Sectorial de  
Infraestructura del  
M.A.R.N.R.

# Capítulo 1 Introducción

## 1.1 Prefacio

### Significado del presente estudio:

- En Venezuela, no hay planes de control de inundaciones donde se tome en consideración la totalidad de la cuenca del río.
  - En el presente estudio, se ha elegido, como un caso modelo para formulación del "Plan Maestro para el Desarrollo Integral de la Cuenca del Río Santo Domingo", el Río Santo Domingo, que es una importante vía fluvial ubicada dentro de la cuenca del Río Barinas, y que posee además las características que se mencionan a continuación.
- (1) Obstrucción del cauce debido a los sedimentos transportados por los ríos en los llanos ubicados en las partes más bajas de los Andes, que es un área donde se producen cantidades macizas de sedimentos.
  - (2) Inundaciones y desbordes en las tierras arables de las vecindades de los ríos, como resultado del problema mencionado en el ítem (1) arriba.
  - (3) Situación extremadamente inestable del cauce.

El presente estudio preliminar ha sido realizado, bajo la forma de un caso modelo para formulación del plan de desarrollo integral de la cuenca, en el Río Santo Domingo, que es un caso típico de río de las llanuras aluviales de Venezuela que presenta los problemas arriba mencionados.

- Los resultados del presente estudio constituyen el marco para la formulación del "Plan Maestro para el Desarrollo Integral de la Cuenca del Río Santo Domingo", y es el primer paso hacia la realización del estudio definitivo más detallado sobre el asunto.
- La transferencia, a los ingenieros venezolanos, de la tecnología relativa a la ingeniería fluvial ha sido realizada a través de la ejecución del presente estudio.

## 1.2 Descripción general del estudio

### 1.2.1 Finalidad del estudio

- 1) Proposición del marco del "Plan Maestro para el Control de las Inundaciones y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos en la Cuenca del Río Santo Domingo".
- 2) Proposición del Plan de Acción de Emergencia.
- 3) Transferencia de tecnología.

### 1.2.2 Área de estudio

El área de estudio se compone de la superficie de aproximadamente 2.945 kilómetros cuadrados, que comprende las cuencas del Río Santo Domingo, y de su afluente, el Río Calpe.

### 1.2.3 Contenido del estudio

- 1) Recolección y puesta en orden de los datos e informaciones
  - a. Topografía y geología.
  - b. Meteorología e hidrología.
  - c. Condiciones actuales de utilización de las tierras y de los recursos hídricos.
  - d. Condiciones actuales del cauce (Incluso movimiento de los sedimentos).
  - e. Condiciones actuales de las instalaciones para el Control de las Inundaciones y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos.
  - f. Daños causados por las inundaciones acontecidas en el pasado.
  - g. Reseña de los informes de los estudios realizados hasta ahora sobre el control de las inundaciones.
  - h. Situación socioeconómica.
  - i. Otros aspectos afines.



- 2) **Estudio de campo**
  - a. Búsqueda de datos relativos a las precipitaciones pluviométricas horarias y los niveles de agua durante las inundaciones.
  - b. Encuesta en el campo sobre los daños causados por las inundaciones acontecidas en el pasado, las profundidades de sumersión, los tiempos de sumersión, etc.
  - c. Estudio de las condiciones actuales del cauce.
  - d. Levantamiento topográfico de los ríos.
  - e. Observaciones de las corrientes de inundación.
  - f. Observación del aérea de las corrientes de desborde de las crecientes por medio de aviones  
-> Identificación del mecanismo de desborde de las crecientes.
  - g. Elección y reconocimiento de los sitios propuestos para construcción de las presas.  
-> Se propone Barinesa, como el sitio más prometedor para futura construcción de la presa. Las características topográficas, y los resultados del reconocimiento de las características geológicas de la superficie han sido los puntos más importantes de esta decisión.
- 3) **Estudios y análisis**
  - a. Análisis meteorológico e hidrológico.
  - b. Capacidad de conducción del caudal del cauce y características del cauce.
  - c. Preparación del mapa de desborde de las crecientes.
- 4) **Preparación del plan maestro para control de las inundaciones**
  - a. Elección de las áreas principales objeto de aplicación de las medidas para control de los desbordes de las inundaciones.
  - b. Nivel de crecienta básico.
  - c. Plan de control de las inundaciones por medio de presas.
  - d. Distribución de las inundaciones a través de los cauces.
  - e. Estudio de las varias alternativas de los planes de los cauces y del plan óptimo.
  - f. Estudio del plan de las acciones de emergencia para control de las inundaciones.
- 5) **Plan de desarrollo de los recursos hídricos**
  - a. Demanda de agua
  - b. Plan de aprovechamiento de los recursos hídricos por medio de la Presa Barinesa
- 6) **Estudio preliminar del proyecto de la Presa Barinesa**
  - Dimensiones de la presa y del embalse.
  - Geología de las vecindades de la presa y del embalse.
  - Diseño preliminar de la presa.
  - Cálculo del costo aproximado del proyecto.

---

[Programas de computación objeto de la transferencia de tecnología]

- 1) Cálculo del escurrimiento de las inundaciones por medio del método de la función de acumulación y control de las inundaciones por medio de presas
- 2) Cálculos de los flujos irregulares
- 3) Análisis de los bajos niveles de agua por medio del modelo del tanque
- 4) Cálculos de la utilización de los recursos hídricos de la presa
- 5) Cálculos de la generación de energía hidroeléctrica
- 6) Otros aspectos afines
  - Procesamiento estadístico de Gumbel, etc.
  - Compensación de las partes inexistentes de la base de datos de la Dirección de Meteorología e Hidrología

## Capítulo 2 Situación actual del área de estudio

### 2.1 Topografía de la cuenca

### 2.2 Meteorología e hidrología

#### 2.2.1 Estaciones de observación

- Lista de las estaciones pluviométricas, estaciones meteorológicas y estaciones hidrológicas de la cuenca:
  - Cuadro 2.2.1: Estaciones meteorológicas  
Estaciones hidrológicas
  - Figura 2.2.1: Estaciones hidrológicas y pluviométricas
- Disponibilidad de datos:
  - Figura 2.2.2: Registro de la precipitación diaria en cuenca del Río Santo Domingo y área relacionada
  - Figura 2.2.3: Registro disponible de precipitación horaria de la cuenca alta del Río Santo Domingo para el análisis de creciente

#### 2.2.2 Meteorología en general

- Variación anual de la temperatura
  - Figura 2.2.4: Temperaturas medias mensuales (1/2)
- Variación anual de las evaporaciones
  - Figura 2.2.5: Evaporaciones medias mensuales (2/2)

#### 2.2.3 Características de las precipitaciones anuales y de la distribución de las precipitaciones

- Distribución de las precipitaciones medias anuales
  - Figura 2.2.6: Distribución de la precipitación anual en la cuenca alta del Río Santo Domingo
  - Figura 2.2.7: Isoyetas de precipitación media anual
  - Cuadro 2.2.2: Precipitaciones mensuales en las mayores estaciones de la cuenca del Río Santo Domingo.
- Valores máximo, mínimo y medio de las precipitaciones en las varias estaciones pluviométricas
  - Figura 2.2.8: Distribución de la precipitación media mensual en la cuenca del Río Santo Domingo (1/6) - (6/6)

### 2.3 Caudales

- Escurrimientos anuales y caudales de pico en El Campero (1.207 km<sup>2</sup>) y El Cambur (421 km<sup>2</sup>)
  - Cuadro 2.2.3: Caudal medio anual y máximo al instante en El Campero y El Cambur
- Comparación de los escurrimientos del Río Santo Domingo y del Río Calderas

### 2.5 Movimiento de los sedimentos

- Cuadro 2.2.4: Producción anual de sedimentos para El Río Santo Domingo en el Campero
- Cuadro 2.2.5: Granulometría acarreo de sedimentos y conc. media anual para Ríos similares al Río Santo Domingo

#### Fuentes de generación de los sedimentos

## 2.6 El problema de las inundaciones en la cuenca

- Repetición de los daños en los diques, malecones y espigones de Barinas, y su subsiguiente rehabilitación.
- Desborde del Río Caipe y de la orilla izquierda del Río Santo Domingo, en la orilla opuesta de Barinas.
- Desborde de las crecientes en la orilla izquierda, que se repite todos los años en las partes más arriba de Torunos → Zanjón de Antonio
- Bloqueo del cauce y desborde de las crecientes en las partes más bajas del Río Santo Domingo (El Real — Santa Lucía).
  - El río se caracteriza intrínsecamente por grandes cantidades de sedimentos, y además el río posee una sección transversal extremadamente reducida → El cauce del río se pone más alto que el nivel del suelo adyacente → Movimiento del río → Fuente de desbordes
  - Factores causados por el hombre
    - Desaparecimiento del cauce en las partes aguas abajo del río (el cauce del río se pone más alto que el nivel del suelo adyacente) debido a factores tales como la deforestación los bosques tropicales de las vecindades del cauce, rectificación del cauce, construcción de dique en las áreas que tenían la función de embalses moderadores, etc. → Desborde en las tierras agrícolas y otras partes de las dos orillas del río en los casos de las crecientes.
- Erosión de las orillas en las partes más arriba de los ríos (Erosión y colapso de grandes proporciones en las vecindades del Río Santo Domingo y en la rasa de Barinesa).

En vista de los problemas arriba mencionados, es indispensable formular un plan maestro para control de las inundaciones, tomando en consideración la totalidad de la cuenca.

## 2.7 Condiciones socioeconómicas

Población del Estado de Barinas: Aproximadamente 420.000 habitantes (datos relativos a 1990). Durante la década de 1980, hubo un crecimiento demográfico de aproximadamente 100.000 habitantes. La tasa de crecimiento demográfico es de aproximadamente el 3%.

# Capítulo 3 Estudio y análisis de las inundaciones

## 3.1 Análisis de las precipitaciones

### 3.1.1 Características de las precipitaciones de la cuenca

- Las causas de las inundaciones son las lluvias concentradas que tienen lugar en las áreas montañosas de los Andes, durante la estación lluviosa (de abril a octubre).
- Análisis de la distribución de las precipitaciones de las inundaciones principales que han acontecido en el pasado
  - Figura 3.1.3: Mapa isoplúvial de la precipitación diaria en 22 de julio de 1976
  - Figura 3.1.4: Mapa isoplúvial de la precipitación diaria en 18 de mayo de 1979
  - Figura 3.1.5: Mapa isoplúvial de la precipitación diaria en 8 de junio de 1981
  - Figura 3.1.6: Mapa isoplúvial de la precipitación diaria en 5 de abril de 1990
- Características de las precipitaciones concentradas en las áreas montañosas vecinas. De una manera general, las precipitaciones del Río Calderas son predominantes.

### 3.1.2 Compensación de los datos inexistentes de las precipitaciones

- Precipitaciones diarias y horarias
  - Figura 3.1.1: Correlación de la precipitación mensual
  - Figura 3.1.2: Correlación de la precipitación horaria (1/5) - (5/5)
  - Cuadro 3.1.1: Correlación de la precipitación mensual entre cada dos estaciones y su coeficiente de correlación
  - Cuadro 3.1.2: Correlación de la precipitación horaria entre cada 2 estaciones y su coeficiente de correlación

### 3.1.3 Distribución horaria de las precipitaciones en las inundaciones acontecidas en el pasado

- Valor anual máximo de la precipitación diaria promedio de la cuenca
  - Cuadro 3.1.3: Precipitación promedio máxima anual de la cuenca alta del Río Santo Domingo
- Precipitaciones horarias en los varios observatorios durante las inundaciones acontecidas en el pasado
  - Cuadro 3.1.4 (a) -- 3.1.7 (a): Distribución horaria de la precipitación promedio de las principales estaciones en la cuenca alta del Río Santo Domingo (1/4) - (4/4) (21 de julio de 1976, 17 de mayo de 1979, 8 de junio de 1981, 5 de abril de 1990).
- Precipitaciones horarias de las partes divididas de las cuencas durante las inundaciones acontecidas en el pasado
  - Cuadro 3.1.4 (b) -- 3.1.7 (b): Distribución horaria de la precipitación promedio de las principales estaciones en la cuenca alta del Río Santo Domingo (1/4) - (4/4) (21 de julio de 1976, 17 de mayo de 1979, 8 de junio de 1981, 5 de abril de 1990.)

### 3.1.4 Análisis de las intensidades de las precipitaciones y de las horas de duración

- Probabilidades de las intensidades de las precipitaciones y de las horas de duración de las lluvias en las varias estaciones pluviométricas.
  - Cuadro 3.1.9: Intensidad de lluvia por duración (1/4) - (4/4) (1/200, 1/100, 1/70, 1/50, 1/30, 1/10, 1/5, 1/2).

## 3.2 Análisis de las inundaciones por medio del método de la función de acumulación

- Esquema de división de la cuenca en subcuencas
  - Figura 3.2.1: División de subcuenca Modelo de la cuenca:
  - Figura 3.2.2: Diagrama de modelo
- División de Thiessen
  - Cuadro 3.2.1: División de Thiessen
  - Figura 3.2.3: División de Thiessen
- Constantes del modelo de la función de acumulación
  - Cuadro 3.2.2: Las constantes del modelo de función de almacenamiento
- Identificación de las constantes del modelo de la función de almacenamiento
  - Figura 3.2.4: Relación de la altura de la escorrentía acumulada del hidrograma simulado y observado
  - Figura 3.2.5: Comparación entre los hidrogramas de crecida observados y simulados (1/5) - (5/5)

- Hidrograma de inundaciones acontecidas en el pasado
  - Figura 3.2.6: Registros de las crecientes máximas anuales 1.969/04/10 (1/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.970/08/04 (2/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.971/09/04 (3/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.972/08/18 (4/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.973/10/03 (5/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.974/10/08 (6/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.975/10/27 (7/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.976/07/22 (8/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.977/05/21 (9/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.978/06/22 (10/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.979/05/18 (11/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.980/08/28 (12/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.981/06/08 (13/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.982/05/30 (14/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.983/06/21 (15/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.984/08/31 (16/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.985/08/21 (17/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.986/10/23 (18/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.987/09/24 (19/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.988/09/07 (20/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.989/10/10 (21/22)
  - : Registros de las crecientes máximas anuales 1.990/05/05 (22/22)
- Caudal de pleo de las inundaciones acontecidas en el pasado
  - Cuadro 3.2.3: Caudal al instante máximo por año (Procesamiento de probabilidad del caudal de pico de la inundación)
  - Cuadro 3.2.4: Probabilidad de caudal máximo anual

### 3.3 Estudio de los desbordes de las crecientes

#### 3.3.1 Características de los cauces

- Diagramas de las secciones transversales de los cauces
  - Plano 3.2:
- Diagramas de las secciones longitudinales de los cauces
  - Plano 3.3:
- Diagramas de los cambios en los cauces
  - Plano 3.3.(1)
- Clasificación según las características de los cauces
- Sección transversal de los cauces, gradientes de los techos de los ríos, caudal máximo sin desbordarse (bankfull flow)
  - Cuadro 3.3.1: Características de sección y capacidad del cauce
- Capacidad de conducción de caudal del cauce y desborde de la creciete
  - Figura 3.3.1: Capacidad del cauce a sección llena y puntos de desborde
  - Figura 3.3.2: Hidrograma observado de El Campero y Santa Inos (1/2) - (2/2)

### 3.4 Encuesta sobre los daños causados por el desborde de las crecientes

Han sido preparados formularios para las encuestas, y los propios expertos han visitado a los residentes del área de estudio, para recolectar a los datos y las informaciones sobre los desbordes de las crecientes. Véase el formulario de la encuesta en los materiales de referencia.

### 3.5 Estudio de la situación real de las inundaciones en junio de 1993

Los desbordes de las crecientes han sido observados durante 3 días por medio de aviones.

- Hidrograma de las inundaciones ( $Q_{max}$ : 700 m<sup>3</sup>/s, Probabilidad: 1/10)
  - Figura 3.5.1: Hidrograma de la creciete del 26 de junio de 1993 en la estación del Acueducto
- Diagrama de desborde de la creciete
  - Planos 3.4(1) y 3.4(2)

## Capítulo 4. Análisis de los niveles bajos de agua

### 4.1 Descripción general

**El Campero: 1969 – 1981.** El observatorio fue removido en 1982. Posteriormente, el observatorio ha sido instalado nuevamente en 1993. En vista de eso, los datos han sido reproducidos por medio del modelo estanque.

**El Cambur: 1970 – 1990**

### 4.2 Compensación de los datos inexistentes de las precipitaciones diarias

### 4.3 Cálculo de las precipitaciones medias de la cuenca

- Diagrama de la cuenca del modelo estanque
  - Figura 4.6.1: División de la cuenca para el modelo estanque
- Peso de la división de Thiessen
  - Cuadro 4.3.1: Peso de cada estación según la división de Thiessen para el cálculo de la precipitación media de la cuenca relacionado con el modelo

### 4.4 Estimación de la evaporación

- Resultados de las observaciones en el Aeropuerto de Barinas
  - Cuadro 4.3.2: Evaporación en la Estación Meteorológica de Barinas-Aeropuerto

### 4.5 Determinación de las constantes del modelo estanque

- Identificación de las constantes del modelo estanque
  - Figura 4.6.2: Constantes definidas para cada estanque
  - Figura 4.6.3: Caudal diario observado (1975)

### 4.6 Hidrogramas de los escurrimientos a bajos niveles de agua

- Figura 4.6.5: Hidrograma de caudales medios diarios (1969 – 1990)

## Capítulo 5 Análisis topográfico y evaluación del aprovechamiento de las tierras agrícolas a través de la vegetación de Los Llanos

### 5.1 Descripción general

### 5.2 Clasificación de las categorías topográficas según la vegetación de Los Llanos

- Distribución de la topografía y de las aguas superficiales según la vegetación (interpretación de las fotografías aéreas)
  - Planos 5.1(1) a 5.1(3)

### 5.3 La topografía de Los Llanos

### 5.4 Evaluación del aprovechamiento de las tierras para uso agrícola

- Mapa de las posibilidades de aprovechamiento de las tierras
  - Planos 5.1(1) y 5.1(2)

### 5.5 Relación entre la topografía y los desbordamientos de las crecientes

## Capítulo 6 Principios básicos para formulación del plan

### 6.1 Bases para la formulación del plan

Año meta del plan maestro: 2020  
Plan de acción de emergencia: 2000

### 6.2 Concepto básico para formulación del plan para control de las inundaciones

Área del proyecto : Cuenca del Río Santo Domingo, comprendida entre la Carretera N° 5, el Río Paguey y el Río Caipe  
Escala del proyecto : 1/30  
Construcciones : Presa  
Estructuras hidráulicas en el cauce

### 6.3 Plan de aprovechamiento de Los recursos hídricos

Demanda de agua (servicios de agua corriente) : Demanda futura de Barinas y Barinitas  
Suministro (envergadura de la presa) :

Se realizarán los cálculos para determinar la cantidad de agua para uso agrícola, además del servicio de agua corriente (arriba mencionado), que puede ser suministrada con la envergadura máxima de la Presa Barinesa, garantizando el caudal normal.

Margen de seguridad del aprovechamiento de los recursos hídricos : 1/10

### 6.4 Plan de acción de emergencia

Elección de los proyectos más urgentes, que deben ser ejecutados dentro del ámbito del plan maestro.

## Capítulo 7 Plan maestro para control de las inundaciones

### 7.1 Descripción general

### 7.2 Áreas objeto de las medidas de protección contra las inundaciones

- Elección de las áreas objeto de las medidas de protección contra las inundaciones, a partir de los mapas de desborde de las crecientes y del estudio de la situación real de los desbordamientos de las crecientes.
  - Figura 7.2.1: A, B, C, D Selección de áreas de protección contra inundaciones

### 7.3 Creciente básica

### 7.4 Punto de referencia para control de las inundaciones

El Campero

### 7.5 Escala del plan

Cauce : 1/30

Presa : (1/100)

- Cuando se planifica la Presa Barinesa con su escala máxima tomando en consideración el aprovechamiento de los recursos hídricos, gracias a las buenas condiciones del flujo el embalse se recuperará sin falta hasta el nivel máximo de agua en diciembre de todos los años, incluso cuando se garantiza una capacidad de control de inundación con una escala de 1/100 durante la estación lluviosa.

### 7.6 Determinación de la precipitación planificada

- Tiempo de continuidad: 24 horas
- Valor anual máximo de la precipitación media de 24 horas de la cuenca
  - Cuadro 7.6.1: Caudal máximo al instante y precipitación media máxima diaria de la cuenca
- Valor máximo de la precipitación probable media de la cuenca
- Extensión de las inundaciones acontecidas en el pasado y rectificación del tiempo de continuidad de la intensidad de la precipitación
  - Cuadro 7.6.3(a): Precipitación horaria proporcionada para un periodo de retorno de 100 años (1/4) - (4/4)
  - Cuadro 7.6.3(b): Precipitación media proporcionada para un periodo de retorno de 100 años (1/4) - (4/4)

### 7.7 Creciente básica

- Procedimiento para examen de la crecencia básica
  - Figura 7.7.1: Determinación crecencia básica del plan
- Hidrograma con un periodo de retorno de 30 años de las crecientes acontecidas en el pasado, y efecto de control de la Presa Barinesa
  - Figura 7.7.2: Hidrograma de crecencia con un periodo de retorno de 30 años (1/2) - (2/2)
- Crecencia básica (El Campero) periodo de retorno de 30 años: 2.410 m<sup>3</sup>/s (Tipo 1979);
  - Cuadro 7.7.1: Exámenes de crecientes básicas del plan en la estación El Campero del Río Santo Domingo

Nota) Normalmente, el escurrimiento de crecientes del Río Calderas es grande. La crecencia tipo Santo Domingo 1979 es un tipo con precipitación en el propio Río Santo Domingo, donde el plan de la presa no es eficaz.



## 7.8 Distribución, en el cauce, del caudal de creciente planificado

- Distribución, en el cauce, del caudal de creciente planificado suponiendo como premisa el control de inundación por medio de la Presa Barinesa.
  - Cuadro 7.8.1: Distribución del caudal de Creciente del plan sobre El Río Santo Domingo

## 7.9 Examen del control de inundación por medio de la presa

- Presa objeto del examen Diagrama de ubicación; Plano 7.1
  - \* Río Calderas: Presa San José (plan óptimo anteriormente examinado por las autoridades venezolanas), Presa Barinesa (propuesta en el presente estudio)
  - \* Río Santo Domingo: Presa Barinitas, Presa Santa Clara
- H-A y V de cada presa
  - Cuadro 7.9.1: Curvas de altura, área, capacidad (1/2) -- (2/2)
  - Figura 7.9.1: Curvas de altura, área, capacidad presa San José  
Curvas de altura, área, capacidad presa Barinesa  
Curvas de altura, área, capacidad presa Barinitas  
Curvas de altura, área, capacidad presa Sta. Clara
- Efecto de control de inundaciones de cada presa
  - Figura 7.9.2: Efecto de control de inundaciones por la presa (1/6) -- (6/6)
  - Cuadro 7.9.2: Volumen calculado para el plan de control de inundaciones
  - Cuadro 7.9.3: El efecto aproximado del control de inundaciones para la Presa Barinesa

### [Conclusiones]

- La Presa Barinesa, ubicada en la parte más baja del Río Calderas, que posee gran escurrimiento de inundación, presenta el efecto más grande de control de inundaciones.
- El Río Calderas produce una cantidad de sedimentos más grande que la parte principal del Río Santo Domingo. El problema de obstrucción del cauce debido a los sedimentos, que es actualmente un problema bastante serio en las partes más bajas del río, será aliviado de manera considerable. (La presente presa producirá en efectos considerables relacionados con el desarrollo de los recursos hídricos).

## 7.10 Medidas de control de las inundaciones por medio de otras estructuras hidráulicas además de la presa

### 7.10.1 Premisas

- Estas medidas tendrán la función de hacer frente a caudales con un período de retorno de 30 años
- Se supone la existencia de la Presa Barinesa

### 7.10.2 Alternativas

- Mapa de ubicación, etc.
  - Plano
- Diagramas de explicación de las varias alternativas
  - Figura 7.10.1(1) -- (6): Alternativa 1 -- 6

#### (1) Tramo entre los puntos de bifurcación del Río Caipe y de confluencia del Río Paguey

##### Alternativa 1: Aliviadero del Río Caipe + una orilla del Río Caipe

- Las áreas de desborde de las crecientes, en la orilla izquierda de las partes más bajas del Río Caipe y en las vecindades del punto de confluencia con el Río Masparo, serán aprovechadas como embalse moderador. Hay actualmente dos desbordes principales:
  - Partes más arriba del Río Torunos: Desborde hacia Zanjón de Antonio
  - Desborde hacia las dos orillas de las partes más bajas del Río El Real:
    - Esta alternativa propone hacer el desagüe hacia el Río Caipe, en las partes más arriba.
- En comparación con las demás alternativas, en esta alternativa se puede usar el aliviadero con una sección transversal del cauce más pequeño en sus partes más bajas.

- En el Río Masparo hay planes para construir la Presa Bocono, que posee una gran capacidad de embalse. Después de la conclusión de la presa, este río estará libre de los daños causados por las inundaciones.

[Problema]

¿Es posible hacer la distribución de sedimentos entre el Río Santo Domingo y este río, con la finalidad de estabilizar el cauce?

Hay el riesgo de acumulación de sedimentos en las partes más abajo del aliviadero. (Diseño del aliviadero).

Alternativa 2: Obras en las dos orillas del Río Santo Domingo

Alternativa 3: Conversión de El Real en embalse moderador + ejecución de obras en las dos orillas del Río Santo Domingo.

[Problema]

- Acumulación de sedimentos de la parte más abajo del embalse moderador.

(2) Tramo comprendido entre el punto de bifurcación de Caño Guabina y el punto de confluencia de Caño Caroní

Alternativa 4: Mantenimiento del cauce principal del Río Santo Domingo

- El cauce del río se pone aun más alto que el nivel del suelo adyacente, y los daños en el caso de hundimiento del dique son grandes en comparación con las alternativas 5 y 6.
- La ecología hídrica del pueblo de Santa Ines será preservada.

Alternativa 5: Construcción en Caño Guabina – Caño Caroní (dique)

- Puesto que el nivel es más bajo que el Río Santo Domingo, los daños en el caso de hundimiento del dique son menores que en caso de la Alternativa 4.
- Esta alternativa atraviesa una granja ganadera (Hacienda Carmen: propiedad privada) de gran convergadura.

Alternativa 6: Construcción en Caño Monte – Caño Caroní (dique)

- Puesto que el nivel es más bajo que el Río Santo Domingo, los daños en el caso de hundimiento del dique son menores que en caso de la Alternativa 4.

### 7.10.3 Diseño preliminar de las estructuras hidráulicas

Alternativa 1: Plano 7.2(1) y plano 7.2(2)

Alternativa 2: Comparar los diseños 7.2.1(1)-(6), prestando atención a la anchura de los ríos.

Alternativa 3: Volumen del embalse amortiguador de aproximadamente 21 millones de metros cúbicos (1.400 hectáreas) --- Plano 7.3.(2)

Alternativa 4:  $Qd = 1.400 \text{ m}^3/\text{s}$ , anchura del río 650 metros, obras de terraplén de los diques 3,2 millones de metros cúbicos, plano

Alternativa 5:  $Qd = 1.400 \text{ m}^3/\text{s}$ , anchura del río 600 metros, obras de terraplén de los diques 3,5 millones de metros cúbicos, plano

Alternativa 6:  $Qd = 1.400 \text{ m}^3/\text{s}$ , anchura del río 600 metros, obras de terraplén de los diques 2,6 millones de metros cúbicos, plano

### 7.10.4 Diseño preliminar del aliviadero del Río Santo Domingo --- Río Caipe

### 7.10.5 Cálculo de los flujos irregulares

### 7.10.6 Comparación de las alternativas desde el punto de vista económico

- (1) Tramo entre los puntos de bifurcación del Río Caipe — confluencia del Río Paguey:  
- Cuadro 7.10.1: Costo de las alternativas de la opción A (1/2) - (2/2)
- (2) Tramo entre los puntos de bifurcación del Río Caño Monte — confluencia del Caño Caroní:  
- Cuadro 7.10.2: Costo de las alternativas de la opción B (1/2) - (2/2)

### 7.10.7 Elección del plan óptimo

- Puntos de vista de la comparación
  - a. Manera de ser del aprovechamiento de las tierras
  - b. Eficiencia económica
  - c. Posibilidad de expropiación de las tierras de propiedad privada
  - d. Período de duración del proyecto
  - e. Problemas relacionados con la ejecución del proyecto
  - f. Medidas para hacer frente al problema de los sedimentos
- Es difícil obtener una conclusión definitiva, puesto que los estudios han sido insuficientes. Sin embargo, se puede hacer la siguiente clasificación de las varias alternativas.
  - (1) Tramo comprendido entre los puntos de bifurcación del Río Caipe - confluencia del Río Paguey:  
- Alternativa 1  
Particularmente desde el punto de vista (a) mencionado arriba.
  - (2) Tramo comprendido entre los puntos de bifurcación del Caño Monte - confluencia del Caño Caroní:  
- Alternativa 6  
Particularmente desde los puntos de vista (c), (d) y (e).

Por consiguiente, el plan óptimo es la combinación de la Alternativa 1 y de la Alternativa 6.  
- Figura 7.10.3: Plan óptimo de obras a corto plazo (1 - 5 años)

### 7.10.8 Cronograma del proyecto

#### Contenidos del proyecto

- 1) Dique de la orilla izquierda de Barinas-Torunos: 22 kilómetros  
Dique de la orilla derecha de Barinas-Torunos: 10 kilómetros
- 2) Obras del aliviadero del Río Santo Domingo — Río Caipe
- 3) Dique de la orilla derecha del Río Caipe (hasta el punto de confluencia del Río Masparo)
- 4) Dique de Torunos — punto de bifurcación de Torunos — Caño Monte, orilla izquierda  
( $Qd = 410 \text{ m}^3/\text{s}$ , anchura del río 200 metros): 30 kilómetros
- 5) Excavación de un nuevo cauce en el tramo comprendido entre los puntos de bifurcación de Caño Monte — confluencia de Caño Caroní  
( $Qd = 410 \text{ m}^3/\text{s}$ , anchura del río 200 metros): 28 kilómetros
- 6) Compuerta del punto de bifurcación de Caño Monte  
Suministro del caudal de mantenimiento del Río Santo Domingo actualmente existente.
- 7) Construcción del dique en la orilla izquierda del río, en el tramo comprendido entre los puntos de confluencia de Caño Caroní — Confluencia del Río Paguey  
( $Qd = 410 \text{ m}^3/\text{s}$ , anchura del río 200 metros): 27 kilómetros

## Subdivisión del cronograma del proyecto

### Primera Fase (A) : 5 años

- Excavación del nuevo cauce del río comprendido entre los puntos de bifurcación del Caño Monte – Confluencia del Caño Caroni
- Obras del Aliviadero del Río Santo Domingo – Río Caipe
- Dique de la orilla derecha del Río Caipe (hasta el punto de confluencia con el Río Masparo)

### Segunda Fase (B) : Durante los 3 años siguientes

- Dique de la orilla izquierda de Barinas — Torunos: 22 kilómetros
- Dique de la orilla derecha de Barinas — Torunos: 10 kilómetros
- Dique de la orilla derecha desde el punto de confluencia de Caño Caroni hasta Santa Lucía

### Tercera Fase (C): Durante el período de los 4 años subsiguientes

- Desde Santa Lucía hasta el punto de confluencia del Río Paguey
- Obras del aliviadero del Río Caipe — Dique hasta El Real

## Capítulo 8 Plan de acción de emergencia

La parte que corresponde a la "Primera Fase" arriba mencionada.

## Capítulo 9 Desarrollo de los recursos hídricos

### 9.1 Descripción general

Estimación de la demanda de agua (servicios de agua corriente: año 2010) y examen de la cantidad (en m<sup>3</sup>/s) de agua para uso agrícola que podrá ser suministrada por medio de la Presa Barinesa.

### 9.2 Caudal necesario para mantener las funciones normales de las aguas fluviales

- Caudal de mantenimiento del río

En El Campero, se supone un caudal promedio de aguas bajas de 10,79 m<sup>3</sup>/s (equivalente a 0,894 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>).

En el Río Calderas, situado más abajo de la Presa Barinesa, se supone 4,46 m<sup>3</sup>/s (equivalente a 1,059 m<sup>3</sup>/s/100 km<sup>2</sup>).

- Derechos adquiridos relativos a las aguas para fines agrícolas actualmente en uso

Sistema de irrigación agrícola de Barinas:

La capacidad de pasaje de agua del canal es de 10 m<sup>3</sup>/s, y la cantidad que está siendo usada actualmente es de 2,6 m<sup>3</sup>/s. En este caso, se supone que los derechos adquiridos se refieren a los 2,6 m<sup>3</sup>/s que están siendo suministrados a través de la toma.

Incluso cuando se toma en consideración el "caudal de mantenimiento del río + derechos adquiridos", hay insuficiencia durante los períodos de sequía.

### 9.3 Punto de referencia para aprovechamiento de los recursos hídricos

El Campero

Modelo de los cálculos para aprovechamiento de los recursos hídricos

– Figura 9.1.1 Modelo de cuenca para desarrollar los recursos hidráulicos

## 9.4

### 9.5 Cálculo de la demanda para el servicio de agua corriente

Demanda de los servicios de agua corriente en las ciudades de Barinas y Barinitas en el año 2010.  
0,768 m<sup>3</sup>/s (1,52 - 0,752)

- Cuadro 9.5.2: Demandas totales

### 9.6 Cálculos del aprovechamiento de los recursos hídricos de la Presa Barinesa

- Caudal: El Campero (1.207 m<sup>3</sup>)
  - Caudal medido (1969-81), reproducción por medio del modelo estanque (92-90)
  - Influjo de la Presa Barinesa:
    - Los cálculos han sido realizados basándose en la razón de las áreas de la cuenca, a partir de los valores medidos en El Cambur (1970-90).
- Periodo de cálculo:
  - Durante el período de 22 años comprendidos entre 1969-90.
- Cálculo del caudal objeto del desarrollo
  - Suponiendo como premisas las condiciones mencionadas en las secciones 9.2 y 9.5 de arriba, se hace el cálculo de las cantidades de agua (en m<sup>3</sup>/s), que podrán ser suministradas en el futuro para fines agrícolas.
  - Figura 9.6.1: Distribución del caudal para calcular el nuevo desarrollo de agua por la presa Barinesa.

### 9.7 Dimensiones de la Presa Barinesa

- En vista de las condiciones geológicas, la altura de la presa tendrá un valor máximo de aproximadamente 50 metros. En la meseta de Barinesa, ubicada en la orilla derecha, hay sedimentación de aluviones del antiguo lecho del río (gravas arenosas), arriba de ciertas altitudes.
- Capacidad de sedimentación de arena de 100 años  $23.000 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ 
  - Esta cantidad ha sido estimada por medio del método proporcional, a partir de los resultados de sedimentación en la Presa José Antonio Páez, ubicada más arriba en el Río Santo Domingo.
  - Cuadro 9.7.1: Sedimentos arrastrados observados en la Presa "José Antonio Páez"
- Distribución de las capacidades de embalse
  - Figura 9.7.1 Distribución del volumen del embalse Barinesa
- Normas para uso del embalse
  - Figura 9.7.2 Límite del agua acumulada en el embalse Barinesa

### 9.8 Procedimiento de los cálculos para aprovechamiento de los recursos hídricos

- Figura 9.8.1: Procedimiento para calcular el desarrollo de aguas

### 9.9 Volumen de los recursos hídricos desarrollados a través del presente proyecto, y resultados de operación del embalse

Suponiendo un coeficiente de seguridad de 1/10 para el aprovechamiento de los recursos hídricos, será posible suministrar los siguientes valores:

Servicios de agua corriente	: 0,768 m <sup>3</sup> /s
Aguas para uso agrícola	: 15,65 m <sup>3</sup> /s

Cantidades de agua por tipo de uso, suministrados en 1975 (2/22), que es el año de referencia para aprovechamiento de los recursos hídricos.

Caudal de mantenimiento	: 12.912 * 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Derechos adquiridos de aguas agrícolas	: 15.283 * 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Nuevos recursos hídricos	: 144.547 * 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>

Condiciones de operación de los embalses

- Cuadro 9.9.1: Abastecimiento de aguas por la Presa Barinesa
- Figura 9.9.1: Gráficos de los caudales natural y controlado en la Estación El Campero y del volumen de agua del embalse.
- Capacidad Insuficiente durante el año de sequía (1989) : 4.200 \* 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>

## 9.10 Plan de generación de energía hidroeléctrica

Sistema de generación: Generación de energía hidroeléctrica subordinada al aprovechamiento de los recursos hídricos

Envergadura de generación de energía eléctrica:

Cantidad de energía eléctrica generada: 12.000 KW

Cantidad anual de energía hidroeléctrica generada: 66,21 GW

(Cuadro 9.10.1: Energía media anual generada por la Presa Barinesa)

Carga hidrostática eficaz : 40 metros

Caudal máximo utilizado : 41 m<sup>3</sup>/s

Tipo de turbina : Francis

## Capítulo 10 Diseño simplificado de la Presa Barinesa

- Dimensiones de la presa
 

Altura de la presa	:	65 metros
Longitud del dique	:	1.480 metros
Volumen de la presa	:	Aproximadamente 5.630.373 m <sup>3</sup>
- Tipo de la presa: Presa de escollera (presa de terraplén)
- Dimensiones del embalse:
 

Capacidad total del embalse	:	199.065 * 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Capacidad eficaz del embalse	:	176.065 * 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Capacidad de acumulación de sedimentos	:	23.000 * 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Nivel de sobrecarga	:	El. 335.000 m
Nivel límite de agua durante la creciente	:	El. 329.311 m
Nivel mínimo de agua	:	El. 302.582 m
- Volumen de las obras:
 

Volumen de excavación (terraplén)	:	1.082.900 m <sup>3</sup>
Altitud de la roca base	:	El. 285.000 m
Volumen de excavación (rocas)	:	191.100 m <sup>3</sup>
Núcleo	:	690.826 m <sup>3</sup>
Rocas	:	4.878.550 m <sup>3</sup>
Filtro	:	61.000 m <sup>3</sup>
Vertedero	:	1 sistema
Toma de agua	:	1 sistema
- Costo aproximado del proyecto : Aproximadamente 5.200 millones de Bs

## Capítulo 11 Estudio geológico de la Presa Barinesa

- Roca base: Formación Yuca (roca aluvial terciaria)
- Mapa geológico del sitio de construcción de la presa y de las vecindades del embalse: Mapas geológicos anexos en plano y mapas geológicos anexos en sección.

## Capítulo 12 Conclusiones y recomendaciones

### 1. Conclusiones

#### 1.1 La Presa Barinesa

1) Se ha descubierto la posibilidad de construir la Presa Barinesa, con una altura de 65 metros, sobre el Río Calderas, en el sitio 9,5 kilómetros aguas arriba de la confluencia del Río Santo Domingo, apoyándose sobre la Formación Yuca terciaria como roca base. Anteriormente, este sitio no estaba llamado la atención como un suelo para construcción de presa, puesto que la Meseta de Barinesa, ubicada en la orilla derecha, está cubierta por una formación muy espesa de gravas arenosas. Se ha considerado por primera vez la posibilidad de este sitio para construcción de la presa, usando la Formación Yuca arriba mencionada como roca base de la presa, respaldado en una Inspección geológica del área del sitio de la presa y del embalse.

2) Dimensiones de la presa y del embalse

• Tipo: Presa de escollera (presa de terraplén)

• Dimensiones de la presa

Altura de la presa	:	65 metros
Longitud del dique	:	1.480 metros
Volumen de la presa	:	Aproximadamente 5.630.373 m <sup>3</sup>

• Dimensiones del embalse

Capacidad total del embalse	:	199.065 * 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Capacidad eficaz del embalse	:	176.065 * 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Capacidad de acumulación de sedimentos	:	23.000 * 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Nivel de sobrecarga	:	El. 335.000 m
Nivel límite de agua durante la creciente	:	El. 329.311 m
Nivel mínimo de agua	:	El. 302.582 m

3) La Presa Barinesa tiene las siguientes ventajas sobre el sitio de la Presa San José, el cual fue estudiado anteriormente y fue considerado entonces como el mejor sitio para construcción de presa. Sin embargo, este estudio arroja unos resultados de los que se puede concluir que el sitio de la Presa Barinesa es mejor que el sitio de la Presa San José.

a) Hablando de una manera general, la efectividad de la Presa Barinesa para el control de las inundaciones es incomparablemente mejor que los demás sitios propuestos para construcción de presa, puesto que está ubicado en la vecindad de la parte más baja del Río Calderas, que contribuye junto con la mayor parte del flujo de inundación del Río Santo Domingo.

b) Según los estudios relativos a los efectos de reducción del caudal de pico de las inundaciones acontecidas durante el período de 22 años comprendido entre 1969 y 1990, con respecto a los datos medidos en El Campero, que es el punto de referencia para el control de las inundaciones, se pudo concluir que es posible realizar una reducción promedio de aproximadamente el 50% en el caudal de pico. En particular, para las inundaciones de julio de 1976 (6/22), junio de 1981 (5/22) y abril de 1990 (1/22), que fueron las más grandes durante el período susodicho, se obtuvieron tasas de reducción del 57%, 63% y 66%, respectivamente, del caudal de pico. (Capacidad de control de las inundaciones de 41.000.000 m<sup>3</sup>).

c) Será posible suministrar las siguientes cantidades de agua, con un coeficiente de seguridad de 1/10.

Caudal de mantenimiento	:	10,79 m <sup>3</sup> /s
Derechos adquiridos de aguas agrícolas	:	2,6 m <sup>3</sup> /s
Demanda de agua en Barinas y Barinitas en el año 2010	:	0,768 m <sup>3</sup> /s
Nueva demanda de aguas agrícolas	:	15,65 m <sup>3</sup> /s

d) Generación de la energía hidroeléctrica (subordinada al aprovechamiento de los recursos hídricos)

Forma de generación de la energía hidroeléctrica: Subordinada al aprovechamiento de los recursos hídricos

Envergadura de generación de energía hidroeléctrica:

Potencia generada : 12.000 kW

Cantidad anual de energía hidroeléctrica generada : 66,21 GW (Cuadro 9.10.1: Energía media anual por la Presa Barinesa)

Carga hidrostática eficaz : 40 metros

Caudal máximo utilizado : 41 m<sup>3</sup>/s

Tipo de turbina : Francis

- e) Con respecto a la obstrucción del cauce por los sedimentos, que es un problema bastante serio en las partes aguas abajo de El Real del Río Santo Domingo, será posible cortar el influjo de los sedimentos del Río Calderas, y por consiguiente el problema será aliviado de manera considerable.
- f) La Presa Barinesa está ubicada en la vecindad de Barinas y Barinitas, y podrá proporcionar una excelente área de recreación para los habitantes de estas ciudades.
- g) Puesto que no hay ningún problema de sumersión de tierras debido a la ejecución del proyecto, la influencia sobre el ambiente social es prácticamente nulo.
- h) Se recomienda incluir este proyecto de manera oficial dentro del Plan de Desarrollo Regional del Estado de Barinas.

## 1.2 Plan maestro de control de las inundaciones de las áreas aguas abajo

- 1) Suponiendo como premisa la ejecución del control de las inundaciones por medio de la Presa Barinesa, se ejecutó un estudio sobre la distribución del caudal de creciente planificado (escala de planificación de 1/30) en el cauce, y se ejecutó el estudio preliminar del plan maestro de control de las inundaciones. Dicho plan maestro se refiere al tramo del Río Santo Domingo aguas abajo del puente de la Carretera N°5 hasta el punto de confluencia del Río Paguey, incluso el tramo del Río Calpe hasta el punto de confluencia del Río Masparo.
- 2) Con respecto a la parte aguas abajo del Río Santo Domingo, se necesita tomar medidas urgentes de control de las inundaciones relativas a los dos problemas que se mencionan a continuación.
  - a) Los problemas de la Obstrucción del cauce del tramo del Río Santo Domingo comprendido entre El Real y el punto de confluencia del Caño Caroní, y del desborde de las crecientes en las tierras arables y en los pastos ubicados en las dos orillas del río.
  - b) El problema de desborde en la orilla izquierda del Zanjón de Antonio, desde el punto a 5 kilómetros aguas arriba de Torunos.
- 3) Con respecto a los problemas mencionados en los apartados a) y b) de arriba, se realizó en primer lugar un estudio relativo a las medidas (Alternativas 1 hasta 3) para hacer frente a las inundaciones en el tramo del río comprendido entre el punto 5 kilómetros aguas arriba de Torunos y el punto de confluencia del Río Paguey (Estudios de la Primera Fase). Las medidas aplicables a las partes aguas arriba de El Real han sido decididas como resultado de dichos estudios. En seguida, han sido formuladas las Alternativas 4 hasta 6, y se han llevado a cabo los estudios relativos al asunto. (Estudios de la Segunda Fase).
- 4) Durante los estudios de las dos fases arriba mencionadas, las 3 informaciones que se mencionan a continuación han sido muy importantes para hacer la elección de las varias alternativas propuestas.
  - a. Mapa de distribución de las corrientes de las aguas superficiales, a través de la interpretación de la topografía basada en la interpretación de la vegetación de las fotografías aéreas, hechas por POA.
  - b. Mapa indicando la posibilidad de aprovechamiento de las tierras, basado en el estudio de los suelos.
  - c. Mapa del desborde de las inundaciones de junio de 1993.



- 5) En la Primera Fase, se ha tomado en consideración que en la llanura de inundación de la orilla izquierda del Río Calpe, el suelo no es apropiado para usos agrícolas, y se ha pensado aprovechar este área como embalse moderador. Por eso, la Alternativa 1 (para hacer frente al caudal total de inundación de 1.000 m<sup>3</sup>/s, será excavado un aliviadero en Prog. ubicado adyacente al Río Santo Domingo y al Río Calpe, y un dique será construido en la orilla derecha del Río Calpe, con el objeto de reducir el caudal planificado más abajo del aliviadero a 410 m<sup>3</sup>/s) ha sido elegida como la alternativa óptima.
- 6) En cuanto a la Segunda Fase, no hay prácticamente ninguna diferencia en las eficiencias económicas de las Alternativas 4 a 6. La Alternativa 4, que propone el mantenimiento del cauce actual del Río Santo Domingo, que tiene su lecho más alto que las tierras adyacentes, ha sido descartada, puesto que resulta en daños muy cuantiosos en el caso de hundimiento del dique en el caso de rebosé de la inundación. De entre las dos alternativas restantes, la Alternativa 6 ha sido recomendada, puesto que ella abarca áreas relativamente pequeñas de tierras de propiedad privada, y por consiguiente la expropiación para ejecución del proyecto es relativamente fácil.
- 7) Para hacer frente al desbordo de las inundaciones en Barrio San Juan de la ciudad de Barinas y en la orilla izquierda del Río Santo Domingo, será construido un dique continuo en la orilla derecha.
- 8) En cuanto a las áreas de la orilla derecha del Río Santo Domingo, situadas más abajo del Barrio Milagua, es recomendable conservarlas como embalse moderador por ahora.

## 2. Recomendaciones

El presente trabajo es un estudio preliminar que tiene la finalidad de identificar claramente la naturaleza del problema de las inundaciones del Río Santo Domingo, y proponer las medidas para solucionar el problema. Es necesario tener en cuenta que el presente estudio ha sido realizado en condiciones bastante limitadas, que se caracterizan por la falta de muchas informaciones esenciales.

El presente proyecto ocupa una posición de importancia extremadamente alta con respecto al futuro desarrollo del Estado de Barinas. De ahora en adelante, se necesita en primer lugar definir una orientación básica con respecto a la manera de ser de la conservación y del futuro desarrollo del área de estudio. Además, se necesita también realizar un estudio más detallado sobre la Presa Barinesa, el desbordo de las inundaciones, los problemas mencionados en los apartados a) y b) de arriba relativos a la obstrucción del cauce, el problema ecológico, la evaluación económica del proyecto, etc. A través de dichos trabajos, se debe considerar el "Plan Maestro para el Desarrollo Integral de la Cuenca del Río Santo Domingo" como elemento central de los planes futuros para el desarrollo del Estado de Barinas.

Republica de Venezuela

ESTUDIO PRELIMINAR SOBRE EL PLAN  
MAESTRO PARA EL DESARROLLO INTEGRAL  
DE LA CUENCA DEL RÍO SANTO DOMINGO

(CUADROS)

Resumen del Informe

Caracas, Febrero de 1.995

Agencia de Cooperación Internacional  
del Japón

J I C A

CUADRO 2.2.1 ESTACIONES METEOROLÓGICAS

SERIAL	ESTACION	TIPO	ZONA	ORG	ALT	LATITUD	LONGITUD	INST	ELIM
3112	PARAMO PICO AGUILA	PR	16	MA	4126	85100	704937	353	
3072	MUCUBAJI	PR	16	MA	3560	84010	704922	169	
3161	LOS PLANTIOS	PR	16	MA	3878	84911	704705	169	
3114	SANTO DOMINGO	PR	16	MA	2155	85227	704027	657	
3115	LA MITISUS	PR	16	MA	1668	85315	703830	555	
3197	EL PEROL	PR	16	MA	2460	85606	704045	770	
3089	LA CULATA	PR	16	MA	2600	85712	703838	169	
3098	LA MESA DE ARACAY	PR	16	MA	1980	85603	703648	169	
3195	LAS MESAS	PR	16	MA	1360	85230	703535	169	184
3087	EL CELOSA	PR	15	MA	1050	85110	703314	770	
3090	CALDERAS	PR	15	MA	855	85436	702645	169	
3149	ALTA MIRA	PC	15	AC		850	7030	1060	
3126	BARINITAS	PR	15	MA	550	84604	702448	344	
3136	QUEBRADA SECA	PR	15	MA	288	84224	701915	246	
3178	BARINAS AEROPUERTO	CI	15	MA	189	836	7015	675	
3158	TORUNOS	PR	15	MA	140	82956	700522	246	
3261	EL REAL	PR	15	MA	125	82638	695948	246	
3283	SANTA LUCIA	PR	15	MA	95	80620	694703	552	
3162	EL COROZO-PALMITAS	PR	15	MA	205	83423	702112	253	
3173	SAN SILVIESTRE	PR	15	MA	130	81717	700621	1151	
3185	CURBATI	PR	15	MA	185	82822	703217	1269	
3190	LA ASEQUIA	PR	15	MA	239	827	7043	1269	
3191	BUM BUM	PR	15	MA	212	81628	704605	1269	
3120	BARRANCAS	PR	15	MA	202	84705	700617	246	
3120	PENA LARGA-ZONA	PR	15	MA	205	85324	700202	663	
3212	SABANETA	PR	15	MA	148	84545	695640	551	
3222	SAN HIPOLITO	PR	15	MA	130	84015	695150	1156	
3254	MIJAGUAL	PR	15	MA	118	83217	694517	765	

SERIAL	ESTACION	TIPO	ZONA	ORG	ALT	LATITUD	LONGITUD	INST	ELIM	RIO
361	EL CAMPERO	11	15	MA	216	84015	701525	968	1201	STO DOMINGO
39	EL CAMBUR	11	15	MA	280	8445	702015	170		CALDERAS
	SANTA INÉS	11	15	MA	125	81600	695315	170	1286	STO DOMINGO

**Nota:**

TIPO.

PR. Estac. Pluviométrica

CI Estac Meteorológica

ORG: (Organización)

MA. MARNR

AC. MAC

ALT: Altitud (m.s.n.m.)

LATITUD. Norte

LONGITUD. Oeste

INST. Instalado mes/año

EUM. Eliminado mes/año

CUADRO 2.23(a) PRECIPITACIÓN PROMEDIA OBSERVADA. (Z-4)

ESTACION	18 DE MAYO																		TOTAL							
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25		26	27	28	29	30	31	TOTAL
3171																										
3172																										
3072																										
3161																										
3117																										
3115																										
3191																										
3085																										
3166																										
3088																										
3185																										
3067																										
3090																										
3146																										
3126																										
3136																										
3178																										
3143																										
TOTAL																										

CUADRO 224 (b) PRECIPITACION PROMEDIA OBSERVADA DE LA SUB-CUENCA (2-4)

CUADRO PRECIPITACION PROMEDIA DE LA SUB-CUENCA  
OBSERVADO

PT805181 AÑO: 1979 MES: 5 DIA: 17

No. de Sub C.	18 DE MAYO												No.	P.I.A.												
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19			20	21	22	23	24	1	2	3	4	5	6	7
1	0.32	0.53	0.06	0.11	0.12	0.21	0.72	1.21	0	0	0	0.15	1.33	2.84	2.91	2.54	0.57	0.38	1.08	1.33	3.95	3.09	0.4	0.2	25.93	1.685
2	0.2	0.42	0.83	0.08	0.29	1.07	0.73	0.37	0	0	0	0.01	0.31	1.06	1.19	1.37	0.62	0.91	1.72	1.15	4.48	1.91	0.34	0.22	22.22	1.194
3	0.14	0	0.92	0.25	0.57	0.98	0.29	0	0.04	0.03	0.38	0.23	0.23	0.57	0.39	0.33	0.39	0.99	2.12	5.79	4.48	1.98	0.92	0.73	26.78	2.089
4	0.02	0	0	0	0	0.27	0	0	0	0	0.39	0.85	0.84	0.47	0.11	0.63	0.18	0.13	0.81	0.65	0.45	0.51	0.3	0.06	7.265	0.487
5	0.17	0	0.21	0.33	0	0.09	0	0	0.05	0.12	0.08	0.08	0.05	0.07	0.75	4.35	5.8	7.99	5.36	1.02	2.17	2.21	0.57	0.57	54.7	8.588
6	1.48	0.1	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.16	1.5	7.26	9.27	29.6	19.4	9.36	9.99	2.77	2.29	1.07	0.05	154.3	12.96
7	0.1	0	0.1	0	0	0	0	0	0.378	0	0	0	1.2	7.62	5.68	2.46	2.15	0.84	0.81	3.4	0.95	0.2	0.49	0.75	4.12	0.929
8	0.53	0.0	0.1	0	0	0	0	0	0.26	0	0	0	0.26	2.7	0.75	0.29	0.5	2.4	0.3	1.44	3.54	0.54	0.83	0.55	20.6	1.3
9	0.18	0	0.22	0.18	0	0.2	0	0	0.88	0.06	0.03	0	0.7	0.11	0.13	0.54	0.39	2.2	0.6	0.3	0.92	0.35	0.75	0.5	7.5	0.234
10	2.29	0.18	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.37	3.53	7.38	0.2	1.9	1.3	0.7	2.31	0.98	0.87	0.3	0.05	26.53	0.579
11	2.5	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0.3	2.2	0.9	1.62	2.3	0.9	2.4	4.3	0.5	0.1	0.1	81.2	0.893
12	2.44	0.19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.22	0.49	2.4	2.9	1.56	1.2	0.8	2.55	4.04	0.5	0.11	0.05	78.33	3.838
																							TOTAL		0.47	

CUADRO 3.1.9 INTENSIDAD DE LLUVIA POR DURACION (1.4)

Serial No.	Estacion	Gumbel-1											
		1-hora (mm)	(mm/hr)	3-horas (mm)	(mm/hr)	6-horas (mm)	(mm/hr)	9-horas (mm)	(mm/hr)	12-horas (mm)	(mm/hr)	24-horas (mm)	(mm/hr)
3072	Mucubaji	18	11.33	36	7.17	50	5.56	54	4.50	65	2.71		
3087	Los Planillos	18	10.67	37	7.17	47	5.22	52	4.33	72	3.00		
3114	Sto. Domingo	44	18.67	55	13.17	50	10.00	83	8.58	131	5.46		
3115	La Mitigua	44	28.00	84	24.17	171	19.00	178	14.83	212	8.83		
3197	El Perol	33	17.67	53	11.33	86	10.67	139	11.58	169	7.04		
3088	La Guata	30	14.33	48	8.00	58	6.44	88	5.67	85	3.54		
3098	La Mesa de Aracay	53	26.00	78	16.83	101	13.00	119	8.83	153	6.38		
3195	La Mesa	34	34	128	22.63	153	17.00	174	14.50	247	10.29		
3087	El Celoso	115	58.67	268	39.00	246	27.33	249	20.75	277	11.54		
3090	Calderas	105	58.67	170	35.67	227	25.22	237	19.75	266	10.57		
3149	Altamira	117	53.00	158	31.50	193	21.44	192	16.00	242	10.08		
3128	Sorinitas	102	58.00	174	35.33	228	25.33	242	20.17	249	10.33		
3138	Quebrado Seco	113	59.33	178	33.67	206	22.69	211	17.58	234	9.75		
3178	Borinca Aerop.	154	71.67	215	37.00	274	27.11	246	20.50	250	10.42		

Serial No.	Estacion	Gumbel-1											
		1-hora (mm)	(mm/hr)	3-horas (mm)	(mm/hr)	6-horas (mm)	(mm/hr)	9-horas (mm)	(mm/hr)	12-horas (mm)	(mm/hr)	24-horas (mm)	(mm/hr)
3072	Mucubaji	16	10.67	32	8.67	47	5.22	51	4.25	67	2.54		
3087	Los Planillos	18	10.00	30	6.83	47	4.83	49	4.08	67	2.79		
3114	Sto. Domingo	40	17.33	52	12.17	83	9.22	94	7.83	120	5.00		
3115	La Mitigua	41	26.00	78	22.00	155	17.22	162	13.50	192	8.00		
3197	El Perol	31	16.33	48	15.67	82	9.78	127	10.58	153	6.38		
3088	La Guata	28	13.67	47	8.50	55	6.11	84	5.33	80	3.35		
3098	La Mesa de Aracay	48	24.00	72	15.57	108	12.00	109	9.08	140	5.95		
3095	La Mesa	36	38.33	118	21.33	141	15.57	161	13.42	225	9.42		
3087	El Celoso	105	53.33	190	35.50	225	25.00	229	19.08	253	10.54		
3090	Calderas	97	52.00	156	32.67	208	23.22	218	18.17	235	9.79		
3149	Altamira	108	49.33	148	29.17	180	20.00	189	14.92	224	9.33		
3128	Sorinitas	95	53.67	161	32.67	211	23.44	223	18.58	230	9.58		
3138	Quebrado Seco	105	55.00	165	31.33	182	21.33	196	16.33	217	9.04		
3178	Borinca Aerop.	141	65.33	196	33.83	223	24.78	225	18.75	218	9.08		

Gumbel-1

Periodo Retorno : 30 Año

Serial No.	Estacion	1-hora (mm)	1-hora (mm/hr)	3-horas (mm)	3-horas (mm/hr)	6-horas (mm)	6-horas (mm/hr)	9-horas (mm)	9-horas (mm/hr)	12-horas (mm)	12-horas (mm/hr)	24-horas (mm)	24-horas (mm/hr)
3072	Mucubaji	15	15	28	8.33	35	8.00	41	4.56	45	3.75	53	2.21
3161	Los Pantanos	15	15	27	9.00	37	6.17	40	4.44	44	3.67	59	2.46
3114	Sto. Domingo	34	34	45	15.00	62	10.33	71	7.89	80	6.67	100	4.17
3115	La Mitlana	36	36	66	22.00	109	18.17	128	14.22	133	11.08	157	6.54
3197	El Perol	27	27	43	17.33	56	9.33	76	8.44	105	8.75	127	5.28
3089	La Culebra	27	27	36	12.00	45	7.50	49	5.44	56	4.87	69	2.86
3088	La Mesa de Arceay	4	4	62	20.67	15	13.50	92	10.22	84	7.83	119	4.96
3195	La Mesa	72	72	100	33.33	111	18.50	121	13.44	138	11.50	168	7.83
3087	El Cejón	89	89	157	52.33	178	29.57	186	21.00	192	16.00	213	8.88
3090	La Culebra	93	93	132	42.00	163	27.50	176	19.56	184	15.33	199	8.29
3149	Atlamite	93	93	129	43.00	152	25.33	157	17.44	157	13.08	193	8.04
3126	Sorinitoy	84	84	139	46.33	169	28.17	181	20.11	191	15.92	198	8.25
3135	Quebrada Seca	92	92	143	47.67	162	27.00	165	18.44	170	14.17	187	7.79
3178	Barinas Aerop.	118	118	163	51.33	170	28.33	152	16.89	188	15.67	192	8.00

Gumbel-1

Periodo Retorno : 10 Año

Serial No.	Estacion	1-hora (mm)	1-hora (mm/hr)	3-horas (mm)	3-horas (mm/hr)	6-horas (mm)	6-horas (mm/hr)	9-horas (mm)	9-horas (mm/hr)	12-horas (mm)	12-horas (mm/hr)	24-horas (mm)	24-horas (mm/hr)
3072	Mucubaji	13	13	25	8.33	32	5.33	36	4.00	39	3.25	46	1.92
3161	Los Pantanos	13	13	24	8.00	33	5.50	36	4.00	40	3.33	51	2.13
3114	Sto. Domingo	28	28	38	12.67	53	8.83	60	6.37	67	5.58	82	3.42
3115	La Mitlana	31	31	56	18.67	87	14.50	102	11.33	107	8.92	124	5.17
3197	El Perol	23	23	37	12.33	48	8.17	54	7.11	64	7.00	102	4.25
3089	La Culebra	21	21	31	10.33	40	6.67	43	4.18	48	4.08	50	2.50
3088	La Mesa de Arceay	34	34	53	17.67	68	11.33	78	8.67	79	6.58	98	4.13
3155	La Mesa	58	58	83	27.67	95	15.83	102	11.33	117	9.75	138	6.38
3087	El Cejón	73	73	126	42.00	145	24.17	155	17.22	169	13.25	175	7.29
3080	Quebrada Seca	69	69	110	36.67	136	22.67	146	16.22	150	12.75	166	6.92
3149	Atlamite	78	78	112	37.33	130	21.67	135	15.00	136	11.33	164	6.33
3126	Sorinitoy	73	73	119	39.67	143	23.83	152	17.00	160	13.33	199	7.04
3135	Quebrada Seca	76	76	121	40.33	138	23.00	142	15.78	148	12.17	198	6.63
3178	Barinas Aerop.	97	97	132	44.00	140	23.33	152	16.89	131	10.92	188	6.58

CUADRO 3.2.1 DIVISION DE THIESSEN

No de Subcuencia	Serial de Estacion													
	3072 (km <sup>2</sup> )	3114 (km <sup>2</sup> )	3115 (km <sup>2</sup> )	3187 (km <sup>2</sup> )	3089 (km <sup>2</sup> )	3098 (km <sup>2</sup> )	3195 (km <sup>2</sup> )	3087 (km <sup>2</sup> )	3090 (km <sup>2</sup> )	3148 (km <sup>2</sup> )	3178 (km <sup>2</sup> )	3136 (km <sup>2</sup> )	3178 (km <sup>2</sup> )	Total (km <sup>2</sup> )
1	28.8	49.9												78.8
2	36.5	53.4												100
3		57.1	69.1	1.4										188.8
4		33.9	55.1	4.4										100
5			0.4	38.3	45.3	2.2								94.2
6			0.4	41.8	48.1	2.3								100
7			1.7	1.7	2.1	1.1								80.8
8			9.5	87.9	2.6	87.9								100
9			6.1				59.3	43.3		60.2				188.1
10			3.2				31.4	22.8		31.8				100
11														101.6
12														51.48
13														272.1
14														100
15														75.7
16														100
17														85.8
18														100
19														1.5
20														130
21														13.6
22														100
23														3.5
24														52.9
Total	28.8	107.2	93.5	31.9	46.7	47.4	73.2	62.8	291.5	78.5	155.1	171.5	3.5	1205.9
(I)	2.39	8.88	7.75	2.64	3.87	3.93	5.07	5.2	24.35	6.5	12.83	18.56	0.3	100



CUADRO 3.2.2 LAS CONSTANTES DEL MODELO DE FUNCION DE ALMACENAMIENTO

En la Cuenca		A	L	h	1/i	K	=40%	=45%	=65%	P	T1	f
No. de Subcuenca	Subcuenca	(km <sup>2</sup> )	(km)	(m)								
1	Mucubaji	78.7	13.6	2020	6.73	22.57	25.4	36.88	0.274	0.508	0.6	
2	Sto. Domingo	168.9	8.6	1840	4.67	25.19	28.33	40.93	0.251	0.325	0.6	
3	Pueblo Llano	94.2	22.1	2240	9.87	20.13	22.64	32.71	0.3	0.818	0.6	
4	La Mesa de Aracay	80.8	18.3	1920	9.53	20.34	22.88	33.05	0.297	0.708	0.6	
5	Las Mesas - Altamira	189.1	9.9	2550	3.88	26.83	29.98	43.27	0.241	0.336	0.6	
6	Barinitas - Qda. Seca	101.8	10.4	320	32.5	14.08	15.84	22.87	0.397	0.733	0.6	
7	Calderas	272.1	25.9	3180	8.14	21.32	23.99	34.65	0.286	0.855	0.6	
8	Palo Grande	75.7	10	680	14.71	17.86	20.09	29.02	0.329	0.54	0.6	
9	Qda. La Bellaca	65.8	26.1	2820	9.26	20.52	23.08	33.34	0.295	0.899	0.6	
10	El Cambur	7.5	3.7	140	26.43	14.98	16.85	24.34	0.378	0.331	0.6	
11	Bajo de El Cambur	13.6	2.4	115	20.87	16.08	18.09	26.13	0.357	0.225	0.6	
12	El Campero	58.9	12.5	320	39.06	13.32	14.99	21.65	0.414	0.889	0.6	

En Cauce		T1
Cauce	Nombre de Cauce	
A	Sto. Domingo Arriba	0.2
B	Sto. Domingo Medio 1	0.55
C	Sto. Domingo Medio 2	2.86
D	Calderas 1	0.49
E	Calderas 2	2.46

CUADRO 3.3.1 CARACTERÍSTICAS DE SECCIÓN Y CAPACIDAD DEL CAUCE.

	Caracteres de sección del cauce					Capacidad del Cauce	
	Ancho	Altura	R	Área	Pendiente	Velocidad	Capacidad
El Trano (Progresiva)	Bu (m) Bd (m) Bn (m)	Hmax (m) Hn (m)	R (m)	A (m <sup>2</sup> )	i	(m/s)	(m <sup>3</sup> /s)
Barrío La Libertad (146.3kn)	110 99 104.5	3.71 3.17	2.99	331	0.00433	3.80	1,292
Barrío Central (139.7kn)	160 124 142	2.81 2.3	2.23	327	0.00386	3.03	989
Barrío Mijagua (137.9kn)	268 261 264.5	2.54 2	1.97	529	0.002737	2.35	1,243
Punta Gorda (131kn)	110 80 95	2.74 2	1.92	190	0.001042	1.42	271
Torunos (108kn)	66 58 62	4.1 4	3.54	246	0.000518	1.76	437
El Real (91.8kn)	50 50	3.3	2.92	165	0.001183	2.34	386
300m aguas arriba de dif. C. Guabina (84kn)	53 44 48.5	3 2.5	2.27	121	0.000436	1.20	146
150m aguas abajo de dif. C. Guabina (83.5kn)	50 45 50	2 1.5	1.42	75	0.000436	0.88	66
Sector de Tapon (70.5-75.5kn)	40	0.5	0.49	20	0.000436	0.43	9
10.4kn aguas arr. riba de Sta. Inés (69.4kn)	35 21 28	1.5	1.35	42	0.000436	0.85	36
Santa Inés (59kn)	45 35 37.5	2 1.5	1.39	56	0.000436	0.87	49
C. Manzo (48kn)	16	2.4	1.85	38	0.000333	0.92	35
Santa Lucía (26.5kn)	45 35 40	4.4 3.8	3.19	152	0.000229	1.09	166

CUADRO 3.2.3 CAUDAL INSTANTE MAXIMO POR AÑO

Fecha	Estac. El Campero ① Clasifi.	Estac. El Cambur ② Clasif.	③ = ②/①	Orden	El Campero El Cambur 1/100 1/100	( m3/s )
1969.10.04	1,170	791	99.37%	11		**
1970.08.04	796	1,153	109.19%	13		**
1971.09.04	1,056	1,027	87.57%	4		**
1972.08.18	1,520	502	65.54%			**
1973.10.03	766	768	112.94%			**
1974.10.08	680	620	47.66%	8		**
1975.10.27	1,301	1,114	74.97%	6	1,815	1,565
1976.07.22	1,486	286	26.60%	12		**
1977.05.21	1,075	486	37.85%	9		**
1978.06.22	1,284	817	49.40%	2	2,993	1,468
1979.05.18	1,654	725	106.93%			**
1980.07.28	678	1,223	81.32%	5	2,994	2,358
1981.06.08	1,504	534	55.92%			**
1982.05.30	955	540	61.36%			**
1983.06.21	880	354	63.44%			**
1984.08.31	558	787	66.19%	10		**
1985.08.21	1,189	1,210	84.52%	7		*
1986.10.23	1,430	835	102.42%			**
1987.09.24	620	682	82.87%			**
1988.09.07	823	934	61.17%	3		*
1989.10.10	1,527	1,917	79.81%	1	2,775	2,196
1990.04.05	2,402		73.20%			**
Promedio						

Leyenda :

- \* No hay los datos de precipitación horaria
- \*\* Faltan los datos de precipitación horaria en las estaciones principales.
- Observado
- Simulado

CUADRO 7.6.1 CAUDAL MAXIMO INSTANTE Y PRECIPITACION MEDIA MAXIMA DIARIA DE LA CUENCA

CUADRO LLUVIA MAXIMA (mm) EN 24 HORAS EN LA CUENCA DE RIO SANTO DOMINGO

ANO	1959	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	
MEJ	10	8	9	8	10	10	10	7	5	6	5	8	6	5	6	8	8	10	9	9	10	4	
DIR	4	4	4	18	3	6	21	22	21	22	18	28	8	30	21	31	21	23	24	7	10	5	
DATA																							
SERIAL																							
3072	3.6	21	14.4	22.3	20.1	16.9	1.7	18.3	8.7	38.7	21.3	15.6	7	13.3	18.3	0.72	14.8	4.6	30.7	17.5	43		
3181	3.5	12.6	10.2	21.8	18.8	16	0.5	18.8	15.4	19.6	28.6	17.7	8.4	10.4	26.8	0.61	15.8	1.98	36.3	14.1	63.3		
3114	18.6	20.4	26.7	27.2	20	27.7	0.3	34.1	16.3	34.1	18.3	7.7	19.7	23.3	21.2	0.8	19.6	2.5	20.4	11.5	55		
3115	4.2	21	39.1	42.6	27.1	34	3.6	50.6	19	57	21.2	22.1	25.9	0	30.6	6.1	24.5	12	4.6	14.7	14.5	21.9	
3097	21.4	25.4	37.9	25.3	21.3	37.5	3.3	39	15.3	43.8	23.7	4.5	33.2	29	41.2	3.8	16.7	2.99	43.5	12.2	19.9	9	
3088	10.8	28.6	27.3	25.6	25.9	31.1	5.1	42.4	20.1	24.8	26.2	1.8	29.7	17.4	27	6.43	14.1	8.8	39.6	14	72.8	8	
3098	12.1	21	41.3	22.1	23	56.6	3.4	73.1	17	48	5.2	21.6	28.8	30.9	70.9	5.61	11.2	7.37	13.2	0	23.1		
3195	35.9	6.27	0	55.5	20.1	52.1	10	92.6	27.5	32.2	22.1	8	39.7	46.8	43.8	13.1	45.9	21.6	6.6	0	22.2	168	
3087	41.6	7.2	102	75.4	18.8	54.6	30.3	12	63.6	50.9	28.5	24.5	50.1	54	50.6	53.5	59.7	35.2	6.26	45.2	26	236	
3090	24.8	4.7	86.2	22.7	15.5	11.7	9.2	17	55	56.5	52.3	18.8	11.3	53.2	37.3	53.2	48	64.7	77.1	63.6	89	177	
3149	51.5	47.1	81	22.5	4	22.3	69.1	124	88.2	55.6	52	27.9	76.1	61.5	43	79	59.8	80.9	90.2	47.9	112	222	
3128	29.7	13.5	6	24.6	57.6	22.9	82.4	82.2	146	55.1	225	14.2	151	123	63	52.5	101	47.1	1.1	96.8	22.2	10.1	
3136	58.6	101	50	34.6	31.3	11.5	85.1	50.5	137	122	61.2	0.9	172	108	20	14	71.7	6.6	4.5	95.1	16	4.9	
3178	89.2	69.2	0	21.3	34.7	9.9	16.3	12.4	131	74.3	15.6	2.5	30.6	76.5	12.3	0.4	11.7	1.8	2.5	60.8	4.7	1.9	
Medio																							
CAUDAL	28.5	41.4	37.5	33.9	52.1	29.1	85.3	63.5	63.5	60.5	56	15	31.7	57.4	37.6	33.3	47.3	35.4	26.2	53.6	39.7	105	
CAUDAL m3/s	766	1058	1020	766	1301	7486	1075	1284	1657	678	1507	1023	880	558	1430	520	323	1085	2402	882	934	1917	
CAUDAL m3/s	781	1153	1027	502	758	820	1114	266	488	817	725	1723	583	354	787	1210	635	882	934	1917			

## Cuadro. 7.6.2 Probabilidad de Precipitación diaria Máxima del Año

\*\*\* PRECIPITACION PROMEDIO DE LA CUENCA DE S. DOMINGO \*\*\*

(MAXIMUM V.)			(DECREASING ORDER)			THOMAS HAZEN	
NO	DAY	(R)	NO	DAY	(R)		
1	1969 10 4	31.8	1	1990 4 5	105.5	0.043	0.023
2	1970 8 4	28.5	2	1976 7 22	85.4	0.087	0.068
3	1971 9 4	41.4	3	1981 6 8	67.2	0.130	0.114
4	1972 8 18	37.6	4	1979 5 18	66.1	0.174	0.159
5	1973 10 3	33.9	5	1977 5 21	63.5	0.217	0.205
6	1974 10 8	52.1	6	1978 6 22	60.5	0.261	0.250
7	1975 10 27	29.1	7	1982 5 30	57.4	0.304	0.295
8	1976 7 22	85.4	8	1988 9 7	53.6	0.348	0.341
9	1977 5 21	63.5	9	1974 10 8	52.1	0.391	0.386
10	1978 6 22	60.5	10	1985 8 21	47.8	0.435	0.432
11	1979 5 18	66.1	11	1971 9 4	41.4	0.478	0.477
12	1980 7 28	15.0	12	1989 10 10	39.7	0.522	0.523
13	1981 6 8	67.2	13	1972 8 18	37.6	0.565	0.568
14	1982 5 30	57.4	14	1983 6 21	37.6	0.609	0.614
15	1983 6 21	37.6	15	1986 10 23	35.4	0.652	0.659
16	1984 8 31	33.3	16	1973 10 3	33.9	0.696	0.705
17	1985 8 21	47.8	17	1984 8 31	33.3	0.739	0.750
18	1986 10 23	35.4	18	1969 10 4	31.8	0.783	0.795
19	1987 9 24	26.2	19	1975 10 27	29.1	0.826	0.841
20	1988 9 7	53.6	20	1970 8 4	28.5	0.870	0.886
21	1989 10 10	39.7	21	1987 9 24	26.2	0.913	0.932
22	1990 4 5	105.5	22	1980 7 28	15.0	0.957	0.977

RETURN P.	THOMAS	GUMBEL-T	IWAHIO	ISHIHARA	AVERAGE
1/ 200	151.	138.	140.	132.	140.
1/ 100	134.	125.	124.	118.	125.
1/ 70	125.	118.	117.	111.	118.
1/ 50	117.	112.	110.	105.	111.
1/ 30	105.	102.	99.	95.	100.
1/ 10	81.	80.	77.	75.	78.
1/ 5	65.	66.	63.	62.	64.
1/ 2	44.	45.	43.	43.	44.

**CUADRO 7.6.3 (a) PRECIPITACIÓN HORARIA PROPORCIONADA PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 100 AÑOS. (2/4)**

SERIAL	18 DE MAYO																		Kc.
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24		
3111	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3112	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3113	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3114	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3115	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3116	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3117	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3118	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3119	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3120	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3121	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3122	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3123	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3124	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3125	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3126	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3127	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3128	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3129	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3130	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3131	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3132	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3133	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
TOTAL	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

PARA PLANTIFICACION 2125/66.1  
 AÑO : 1978 MES : 5  
 DIA : 17-18  
 Modificación 3128 y 3136 con valores de

CUADRO 7.6.3 (b) PRECIPITACION MEDIA PROPORCIONADA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS. (4/4)

PAPA PLANIFICACION #125/61.5  
 P7905181 AÑO : 1978 MES : 5 DIA : 17-18

No. de Sub C.	18 DE MAYO																		No.							
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	1		2	3	4	5	6	7	
1	0.96	1.58	0.19	0.32	0	0.54	5.19	0.65	0	0	0	0	0.44	4.03	8.81	1.68	1.72	15.2	26	4.02	11.9	9	35	21	0.6	
2	0.59	1.28	0.51	0.25	0.88	2.24	2.1	1.3	0	0.01	0	0.22	2.48	0.82	3.2	3.9	1.14	8.6	7.5	2.21	12.5	4	38	04	1.66	
3	0.42	0	0.59	0.76	2.03	2.55	0.89	0	0	0	0	0	1.8	2.03	1.17	1.01	0.18	0.03	6.42	11.5	13.5	9	32	79	2.0	
4	0.06	0	0.33	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	2.68	2.52	0.33	1.39	0.54	0.38	2.74	0.98	1.39	1	53	0	1.72	
5	0.4	0	0.8	0.98	0	0.28	0	0	0	0	0	0	1.9	1.7	15.7	7.94	8.45	18.6	16.2	11.8	8.21	2	74	18	0.13	
6	0.53	0.25	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16.5	29.3	53.2	43.4	30	15.9	3.98	6.31	2	74	18	0.13	
7	0.3	0	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.32	22.7	7.2	5.09	25.7	1.6	13.1	5.37	2	13	35	2.26	
8	0.69	0.02	0.11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.91	47.5	25.3	10.6	28.9	10.7	2.65	2.2	2	88	97	0.18	
9	0.35	0	0.63	0.54	0	0.36	0	0	0	0	0	0	0	8.66	12.1	13.2	10.3	28.7	10.3	10.8	10.8	5	49	1	1.8	
10	0.02	0.18	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.45	10.8	4.7	3.3	3.3	2.2	2.2	10.4	10.4	5	52	5	0.24
11	0.68	0.53	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.88	6.8	7.6	7.3	3.4	2.4	6.41	11.5	11	28	21	0.24	
12	0.58	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.23	0.85	7.3	11.3	3.1	23.5	6.5	10.8	10.8	28	28	0.25	

CUADRO 7.7.1 EXAMENES DE CRECIENTES BASICOS DEL PLAN

ESTAC. EL CAMPERO DEL RIO STO. DOMINGO

m<sup>3</sup>/s

Año	Periodo de Retorno			
	1/100	1/50	1/30	1/10
1976	1,815	1,530	1,313	858
1979	2,993	2,662	2,405	1,831
1981	2,994	2,573	2,243	1,543
1990	2,755	2,346	2,031	1,447



CUADRO 7.9.2 VOLUMEN CALCULADO PARA EL PLAN DE CONTROL DE INUNDACIONES

Periodo de Retorno : 1/100 Tipo de Creciente : 1976/7/22, 1978/5/18  
1981/6/8, 1990/4/5

Tipo de Creciente	La Presa		Caudal en El Campero		Volúmen #1	Volúmen #2
	Sin Presa (1) (m <sup>3</sup> /s)	Con Presa (2) (m <sup>3</sup> /s)	(3) = (1) - (2) (m <sup>3</sup> /s)	(4) = (3) / (1) (%)		
1981-1/100	San Jose	2,994	1,774	1,220	20,411	24,493
	Barinuesa	2,994	1,061	1,933	33,670	40,404
	Barinitas	2,994	2,822	172	2,410	2,892
1979-1/100	San Jose	2,993	2,600	393	16,027	19,232
	Barinuesa	2,993	1,969	1,024	31,484	37,752
	Barinitas	2,993	2,627	366	14,085	16,902
1990-1/100	San Jose	2,755	1,554	1,201	17,880	21,456
	Barinuesa	2,755	1,084	1,671	27,439	32,927
	Barinitas	2,755	2,120	635	15,574	18,589
1976-1/100	San Jose	1,815	1,024	791	18,269	21,923
	Barinuesa	1,815	812	1,003	28,392	34,070
	Barinitas	1,815	1,681	134	9,858	11,830

\*1 : Volúmen calculado segun hidrograna

\*2 : Volúmen calculado para el plan de control de inundación

CUADRO 7.9.3

EL EFECTO APROXIMADO DEL CONTROL DE INUNDACIONES PARA LA PRESA BARINESA.

Fecha	Estac. (1) El Campero	Estac. (2) El Cambur	(3)=(2)/(1)	Orden	Q camp con Presa	Q cortado por Presa	Flata de control
1969 10.04	1,170		0 00%	11			
1970 08.04	796	791	99.37%		255	541	67.96%
1971 09.04	1,056	1,153	109.19%	13	175	881	83.43%
1972 08.18	1,520	1,027	67.57%	4	757	763	50.20%
1973 10.03	766	502	65.54%		496	270	35.25%
1974 10.08	680	768	112.94%		160	520	76.47%
1975 10.27	1,301	620	47.66%	8	920	381	29.29%
1976 07.22	1,486	1,114	74.97%	6	642	844	56.80%
1978 06.22	1,284	486	37.85%	9	1,029	255	19.06%
1979 05.18	1,654	817	49.40%	2	1,088	566	34.22%
1980 07.28	678	725	106.93%		199	479	70.65%
1981 06.08	1,504	1,223	81.32%	5	558	946	62.90%
1982 05.30	955	534	55.92%		655	300	31.41%
1983 06.21	880	540	61.36%		574	306	34.77%
1984 08.31	558	354	63.44%		426	132	23.66%
1985 08.21	1,189	787	66.19%	10	651	538	45.25%
1986 10.23	1,430	1,210	84.62%	7	496	934	65.31%
1987 09.24	620	635	102.42%		225	395	63.71%
1988 09.07	823	682	82.87%		384	439	53.34%
1989 10.10	1,527	934	61.17%	3	852	675	44.20%
1990 04.05	2,402	1,917	79.81%	1	805	1,597	66.49%
Promedio			75.53%				50.76%

CUADRO 7.10.1 COSTO DE LAS ALTERNATIVAS DE LA OPCIÓN A.(1/2)

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA (2)		ALTERNATIVA 3		
			P.U.(BS.)	CANTIDAD	CANTIDAD	COSTO	CANTIDAD	COSTO	
1	H.1.4.1								
	Nivelación y Anplanteo	Km	15 000,00	203	3 045	203	3 045 000	200	3 000 000
2	H.1.1								
	Deforestación en seco con desraizado no parronales menores de 450 máquina liviana.	Ha	20.000,00	1 624	32.400.000	5.684	3 080 000	1 6	32.000.000
3	H.2.1.1								
	Remoción de capa vegetal y/o tierras desechables, transporte y bole hasta 200 m. con equipo mecánico.	M3	45,00	3.248.000	146 600.000	11.368 000	511.560.000	3.200 000	144 000 000
4	H.2.1.10								
	Excav de drenaje y canales en tierra, trans y bole hasta 200 m con equipo mecánico	M3	145,00	5.968.042	865.368.090	8.688.022	1.259.879.190	5.997.200	869 594.000
5	H.2.3.2								
	Relleno impermeable en terraplanos compactado solo paso de equipo	M3	40,00	5 968 042	238 721 680	8 688 022	347.552 880	5 997 200	239 888 000

CUADRO 7.10.1 COSTO DE LAS ALTERNATIVAS DE LA OPCIÓN A.(2/2)

6	S/N								
	Obra de Derivación	S G						1	80 000 000
7	S/N								
	Demolición de estructuras de concreto (puentes y puentes)	M2	5.000,00						
8	S/N								
	Remoción de alcantarillas metálicas	ML							
9	S/N								
	Expropiación terrenos privados	Ha	60.000,00	304	18.240 000	1064	63 840 000	304	18.240.000
		Ha	50.000,00						
		Ha	35.000,00		1 080 000	101	3 535 000	28,8	1 080 000
		Ha	25.000,00	760	19.000.000	2660	66 500 000	760	19.000.000
10	S/N								
	Const. de puentes (suministro, transp. y colocación de materiales)	M2	50 000,00						
11	S/N								
	Obra de desvío hacia el Río Caípe	S G	373 536 500,00	1	373.536.500				
TOTALES				1.697.629.270,00		2.369.529.070,00		1.380.562.000,00	

FUENTE: M.A.R.N.R  
Dirección de construcción

NOTA: A fin de considerar los costos del cauce (corte de meandros), las longitudes reales de la Partida No.1 fueron incrementados en un 18%. Con respecto a los volúmenes de excavación estos se incrementaron en un 10% sobre el valor inicialmente calculado.

Derivación hacia el Río Caípe  
Vol.Excavación

C.A=282.900 0 (Vol.Canal Aprox.) 563.700 m3  
Diques=220.800 563.700 m3 x 195 =109.921 500  
Dique M.O.  
Río Caípe= 1.296.000 x185=239.760.000 Bs.

VOL PU

Protección con

Bolsacelo= 2.200 m3 (5.000 sacos de 0,44 m3-1 ton 1.347 m3 = 3.547 m3  
35447 m3 x 5000 Bs/m3 = 177.235.000

COSTO TOTAL CANAL DE ALIVIO =  
133.776.500 + 239.760.000 = 373.536.500,00

CUADRO 7.10.2 COSTO DE LAS ALTERNATIVAS DE LA OPCIÓN B.(1/2)

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	ALTERNATIVA (4)		ALTERNATIVA (5)		ALTERNATIVA (6)	
			CANTIDAD	COSTO	CANTIDAD	COSTO	CANTIDAD	COSTO
1	H.1.1							
	Nivelación y Replanteo	Km	82	1.230.000	89	1.335.000	100	1.500.000
2	H.1.1							
	Deforestación en seco con desatrado en pendientes menores de 45º máquina liviana	Ha	2501	50.020.000	2559	51.180.000	2075	57.500.000
3	H.2.1.1							
	Remoción de capa vegetal y/o tierras desechables, transporte y bote hasta 200 m con equipo mecánico.	M3	5.002.000	225.090.000	5.118.000	230.310.000	5.750.000	258.750.000
4	H.2.1.10							
	Excav. de drenaje y canales en tierra, trans y bote hasta 200 m con equipo mecánico	M3	5.002.000	225.090.000	5.118.000	230.310.000	5.750.000	258.750.000
5	H.2.3.2							
	Rollono impermeable en terraplanes compactado solo paso de equipo.	M3	3.516.065	140.642.600	3.850.000	154.000.000	3.850.000	154.000.000

CUADRO 7.10.2 COSTO DE LAS ALTERNATIVAS DE LA OPCIÓN B.(2/2)

6	S/N							
	Obra de Derivación	S.G.			1	20.000.000	1	20.000.000
7	S/N							
	Demolición de estructuras de concreto (puentes y puentes)	M2			225	1.125.000	150	750
8	S/N							
	Remoción de alcantarrillas metálicas	ML						
9	S/N							
	Expropiación terrenos privados	Ha	1159	69.540.000			218	14.280.000
		Ha			7	20.125.000		
		Ha	28,8	1.080.000				
		Ha	2898	72.450.000	7304	82.600.000	3557	88.925.000
10	S/N							
	Const. de puentes ( suministro, transp y colocación de materiales	M2			412	20.600.000	150	7.500.000
11	S/N							
	Obra de desvío hacia el Río Calpe	S.G.			1			
	<b>TOALES</b>			<b>1.068.802.025,00</b>		<b>1.190.135.000,00</b>		<b>1.161.455.000,00</b>

FUENTE: M.A.R.N.R  
Dirección de construcción

Derivación hacia el Río Calpe  
Vol. Excavación

NOTA: A fin de considerar los costos del cauce (corte de meandros), las longitudes reales de la Partida No.1 fueron incrementados en un 18%. Con respecto a los volúmenes de excavación estos se incrementarán en un 10% sobre el valor inicialmente calculado.

C.A=282.900,00 (Vol. Canal Aprox.) 563.700 m<sup>3</sup>  
Diques=220.800 563.700 m<sup>3</sup> x 195 =109.921.500  
Dique M.O.

\* Río Calpe= 1.296.000 x185=239.760.000 Bs.

VOL PU

Protección con

Bolsacreto= 2.200 m<sup>3</sup> (5.000 sacos de 0,44 m<sup>3</sup>-1 ton) + 1.347 m<sup>3</sup> = 3.547 m<sup>3</sup>  
35447 m<sup>3</sup> x 5000 Bs/m<sup>3</sup>=x 5000 Bs/m<sup>3</sup>

COSTO TOTAL CANAL DE ALIVIO =

133.776.500 + 239.760.000 = 373.536.500,00

CUADRO.7.10.3. COSTO DE LA ALTERNATIVA ÓPTIMA.

PARTIDAS	DESCRIPCION	UNIDAD	P.U.(BS.)	ALTERNATIVA OPTIMA	
				CANTIDAD	COSTO
1	H.1.4.1				
	Nivelación y Replanteo	Km	15.000,00	81,00	1.215.000,00
2	H.1.1.1				
	Deforestación en seco con desralzado en pendientes menores de 45o máquina liviana.	Ha	20.000,00	688,50	13.770.000,00
3	H.2.1.1				
	Remoción de capa vegetal y/o tierras desechables, transporte y bote hasta 200 m. con equipo mecánico.	M3	45,00	1.377.000,00	61.965.000,00
4	H.2.1.10				
	Excavación de drenajes y canales en tierra, transporte y bote hasta 200 m con equipo mecánico	M3	145,00	2.860.000,00	114.700.000,00
5	H.2.3.2				
	Relleno impermeable en terraplanes compactado solo con paso de equipo.	M3	40,00	2.860.000,00	14.400.000,00
6	S/N				
	Obra de Derivación	S.G.		1	25.000.000,00
7	S/N				
	Demolición de estructuras de concreto (puentes y puentes)	M2	5.000,00	180	900.000,00
8	S/N				
	Remoción de alcantarillas metálicas	ML			
9	S/N				
	Expropiación terrenos privados	Ha	60.000,00	238	14.280.000,00
		Ha	50.000,00		
		Ha	35.000,00		
		Ha	25.000,00		
10	S/N				
	Construcción de puentes (comprende el suministro transporte y colocación de materiales	M2	50.000,00	180	9.000.000,00
11	S/N				
	Obra de desvío hacia el Río Calpe	S.G.			
	TOTALES				1.028.766.500

F

CUADRO 9.2.1 CAUDAL MÍNIMO Y BAJO PARA LAS ESTACIONES EL CAMPERO Y EL CAMBUR ( m3/s )

Año	EL CAMPERO ( 1206.9xm2 )			EL CAMBUR ( 421.1km2 )		
	Q(10/365)	Q(1/365)	Q(1/365)	Q(10/365)	Q(1/365)	Q(1/365)
	Fecha	Obajo	Fecha	Qminimo	Fecha	Obajo
1969	3/18	11.40	4/2	11.00		
1970	3/18	13.50	4/3	12.60	3/8	3.02
1971	4/7	14.40	4/12	13.50	4/7	4.40
1972	12/25	* 21.82	2/17	* 19.28	2/11	* 12.6
1973	3/6	10.00	3/6	10.00	1/28	4.03
1974	2/24	11.60	3/24	10.34	3/21	6.03
1975	2/15	6.70	4/16	4.92	2/13	3.24
1976	2/13	9.60	2/8	7.79	2/14	2.53
1977					3/3	2.64
1978					3/12	3.67
1979					2/21	5.82
1980	3/29	12.30	4/14	11.00	3/28	4.31
1981	2/6	7.60	2/16	6.44	1/28	4.70
1982					3/10	4.06
1983					3/30	7.92
1984					4/5	6.01
1985					3/21	4.31
1986					3/6	5.56
1987					2/28	2.33
1988					3/14	4.47
1989					4/17	4.06
1990					2/22	6.03
Promedi		10.79		9.73		4.46
1.0m3/s		12.06				4.21

CUADRO 9.5.1 DEMANDAS URBANAS

AÑOS	DEMANDAS UNITARIAS (m <sup>3</sup> /día)					Pérdida %	Total l/s
	Doméstica	Comercio y Servicios	Público Educativo	Industrial	Flotante		
1971	13.872	1.043	2.377	2.564	321	20	292
1980	22.155	1.790	3.908	5.336	509	19	479
1990	33.549	2.921	6.128	10.738	765	17	752
2000	45.799	4.232	8.652	18.744	1.036	15	1.068
2010	-	-	-	-	-	-	1.520

CUADRO 9.5.2 DEMANDAS TOTALES

USOS	1980	1990	2000	2010
Urbano	479	752	1.068	1.520
Riego	2.000	2.600	3.200	3.800
TOTAL	2.479	3.352	4.268	5.320

CUADRO 9.7.1 SEDIMENTOS ARRASTRADOS OBSERVADOS EN LA PRESA 'JOSE ANTONIO PAEZ'

	Periodo		(meses)	Volumen de
	Desde	Hasta		Sedimentos Arrastados (m <sup>3</sup> )
	Abr de 1975	Feb de 1976	10	196,570
	Feb de 1976	Abr de 1978	26	578,488
	Jun de 1978	Mar de 1979	11	395,402
	Ago de 1979	Ago de 1981	24	463,916
	Oct de 1987	Ago de 1989	22	104,743
Total			93	1,739,119

CUADRO 9.9.1 ABASTECIMIENTO DE AGUAS POR LA PRESA BARINESA

Año	Abastecimiento de las aguas para		Total		Volumen Minido, Falta Volumen		Orden
	Ambiente	Agri. obtenido	Agri. Nueva	Agri. nuevo	de Embarse	de Embarse	
	*10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	*10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	*10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	*10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	*10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	*10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	
1969	0	3,278	116,953	120,231	65,542	0	13
1970	0	194	102,269	102,463	77,149	0	14
1971	0	0	94,061	94,061	98,941	0	17
1972	0	0	15,309	15,309	137,303	0	20
1973	956	9,482	132,410	141,891	28,444	0	6
1974	0	2,881	140,872	143,753	45,507	0	9
1975	12,912	15,283	144,547	159,830	0	0	2
1976	1,153	5,975	102,671	108,645	64,376	0	12
1977	0	0	2,733	2,733	137,303	0	21
1978	0	0	75,939	75,939	113,394	0	16
1979	0	447	74,434	74,881	108,308	0	18
1980	0	2,090	121,830	123,920	57,447	0	11
1981	5,622	9,538	165,656	175,194	40,355	0	8
1982	488	2,195	82,402	84,597	33,292	0	7
1983	0	712	83,257	83,969	94,334	0	15
1984	0	7,629	152,414	160,044	20,487	0	4
1985	3,864	10,217	108,961	119,178	57,438	0	10
1986	160	1,983	82,782	84,765	95,165	0	16
1987	3,764	8,666	135,637	144,303	25,811	0	5
1988	4,821	11,353	160,676	172,029	3,363	0	3
1989	5,654	13,927	161,464	175,391	-4,199	4,199	1
1990	0	-0	54,473	54,473	123,404	0	19



CUADRO 9.10.1 ENERGÍA MEDIA ANUAL POR LA PRESA BARINESA

Año	Energía ( Gwh )	Año	Energía ( Gwh )
1969	63.91	1980	65.30
1970	61.37	1981	67.67
1971	56.57	1982	65.82
1972	74.52	1983	69.16
1973	67.76	1984	67.78
1974	62.35	1985	66.86
1975	62.73	1986	67.53
1976	62.30	1987	65.38
1977	64.87	1988	70.85
1978	64.25	1989	68.27
1979	68.87	1990	72.53
Total	709.50	Total	747.15
	Media Anual		66.21

### CUADRO 10.4.1 (1) COSTO DE LA PRESA.

RIO CALDERAS EN EL SITIO BARRINESA, CANTIDADES DE OBRA  
Y EVALUACION APROXIMADA DE COSTOS

PRESA

Part.:	Descripción	Un. :	Cantidad :	P.U. :	Total
P1	Excavacion de fundacion en tierra	m <sup>3</sup>	1032900	250	270,725,000.00
P2	Excavacion de fundacion en roca	m <sup>3</sup>	191100	310	59,241,000.00
P3	Relleno de nucleo	m <sup>3</sup>	890826	550	449,036,900.00
P4	Relleno de espaldones	m <sup>3</sup>	4875550	750	3,658,912,500.00
P5	Construccion de filtros	m <sup>3</sup>	61000	1100	67,100,000.00
COSTO TOTAL DE LA PRESA.....					4,505,015,400.00

CUADRO 10.4.1 (2) COSTO DE ALIVIADERO.

RIO CALDERAS EN EL SITIO BARINESA, CANTIDADES DE OBRA  
Y EVALUACION APROXIMADA DE COSTOS

ALIVIADERO

Part.	Descripcion	Un.	Cantidad	P.U.	Total
A1	Excavacion de fundacion en tierra	m <sup>3</sup>	81384	250	20,346,000.00
A2	Excavacion de fundacion en roca	m <sup>3</sup>	14362	310	4,452,220.00
A3	Concreto armado en losas	m <sup>3</sup>	3452	16500	56,958,000.00
A4	Concreto armado en muros	m <sup>3</sup>	4752	20060	95,040,000.00
A6	Concreto ciclopeo	m <sup>3</sup>	2910	12000	34,920,000.00
A7	Carpenteria radial ancho 15.00 altura 8.00	Un.	1	12500000	12,500,000.00
A8	Acero de refuerzo	Kgs	750000	110	82,500,000.00
A9	Proteccion del canal de descarga	m <sup>3</sup>	56000	3100	173,600,000.00
COSTO TOTAL DEL ALIVIADERO.....					480,316,220.00

CUADRO 10.4.1 (3) COSTO DE OBRA DE TOMA Y COSTO TOTAL. 1

RIO CALDERAS EN EL SITIO BUSINESS, CANTIDADES DE OBRA  
Y EVALUACION APROXIMADA DE COSTOS

TOMA

Part.:	Descripción	Un.	Cantidad	P.U.	Total
T1	Excavacion en tierra para portales del tunel	m3	4500	660	3,060,000.00
T2	Excavacion en roca para portales del tunel	m3	1420	1200	1,704,000.00
T3	Concreto armado en Portales y guias de reja	M3	165	15200	2,508,000.00
T4	Concreto en muros	m3	250	14000	3,500,000.00
T5	Tunel sin entiber	m	150	340000	51,000,000.00
T7	Chimenea	m	46	670000	30,820,000.00
T6	Tunel entibado	m	150	517000	98,230,000.00
T7	Tuberia	kgs	650	95	61,750.00
T9	Valvula de mariposa dia. 3 m	Un	1	8500000	8,500,000.00
T10	Valvula de mariposa dia. 4 m	Un	1	12500000	12,500,000.00
T11	Valvula de cono dia. 2.5 m	Un	1	7800000	7,800,000.00
T12	Rejas y rieles	kgs	60500	155	9,377,500.00
COSTO TOTAL DE LA OBRA DE TOMA.....					229,061,250.00
COSTO TOTAL DE TODAS LAS OBRAS.....					5,214,392,870.00

Republica de Venezuela

ESTUDIO PRELIMINAR SOBRE EL PLAN  
MAESTRO PARA EL DESARROLLO INTEGRAL  
DE LA CUENCA DEL RÍO SANTO DOMINGO

(FIGURAS)

Resumen del Informe

Caracas, Febrero de 1.995

Agencia de Cooperación Internacional  
del Japón

J I C A

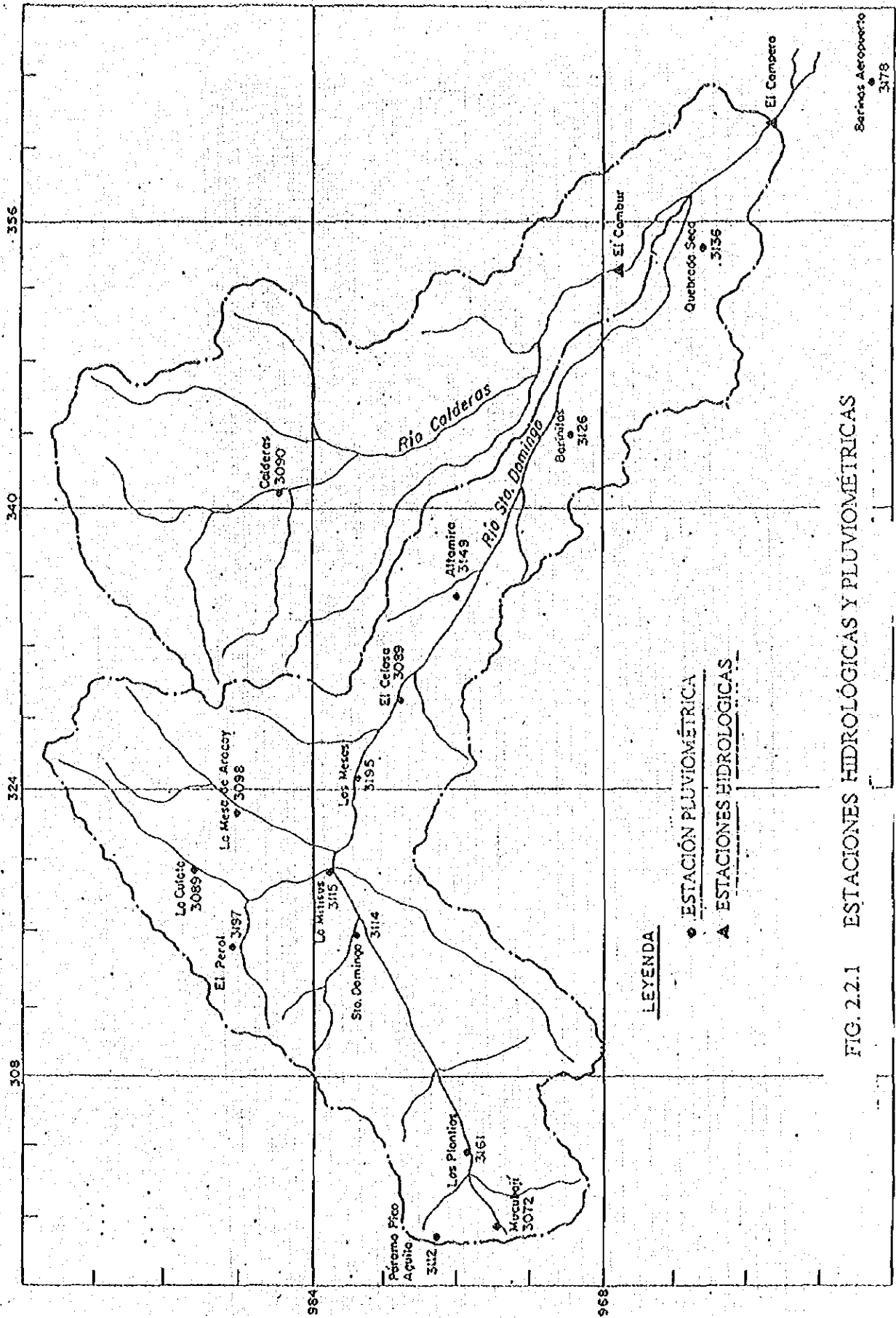


FIG. 2.2.1 ESTACIONES HIDROLÓGICAS Y PLUVIOMÉTRICAS



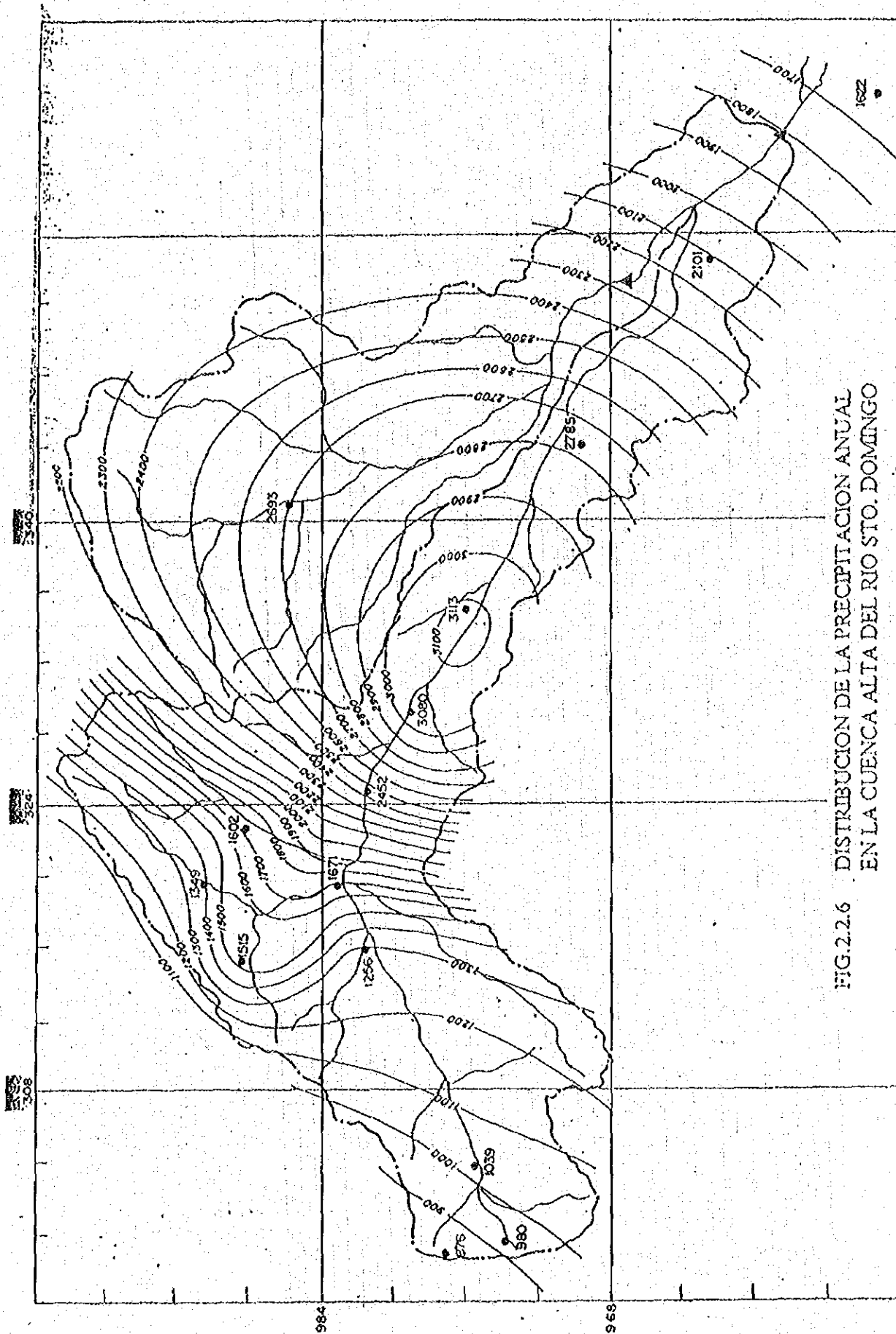


FIG.2.2.6 DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION ANUAL EN LA CUENCA ALTA DEL RIO STO. DOMINGO



4.30	4.45	4.57	5.09	5.21	5.33	5.45	5.57	6.09	6.21	6.33	6.45	6.57	7.09	7.21	7.33	7.45	7.57	8.09	8.21	8.33	8.45	8.57	9.09

[ Leyenda ] : Datos adquiridos de Dirección de Hidrología y Metrología

FIG. 2.23 REGISTRO DISPONIBLE DE PRECIPITACION HORARIA DE LA CUENCA ALTA DEL RIO STO. DOMINGO PARA EL ANALISIS DE CRECIENTE

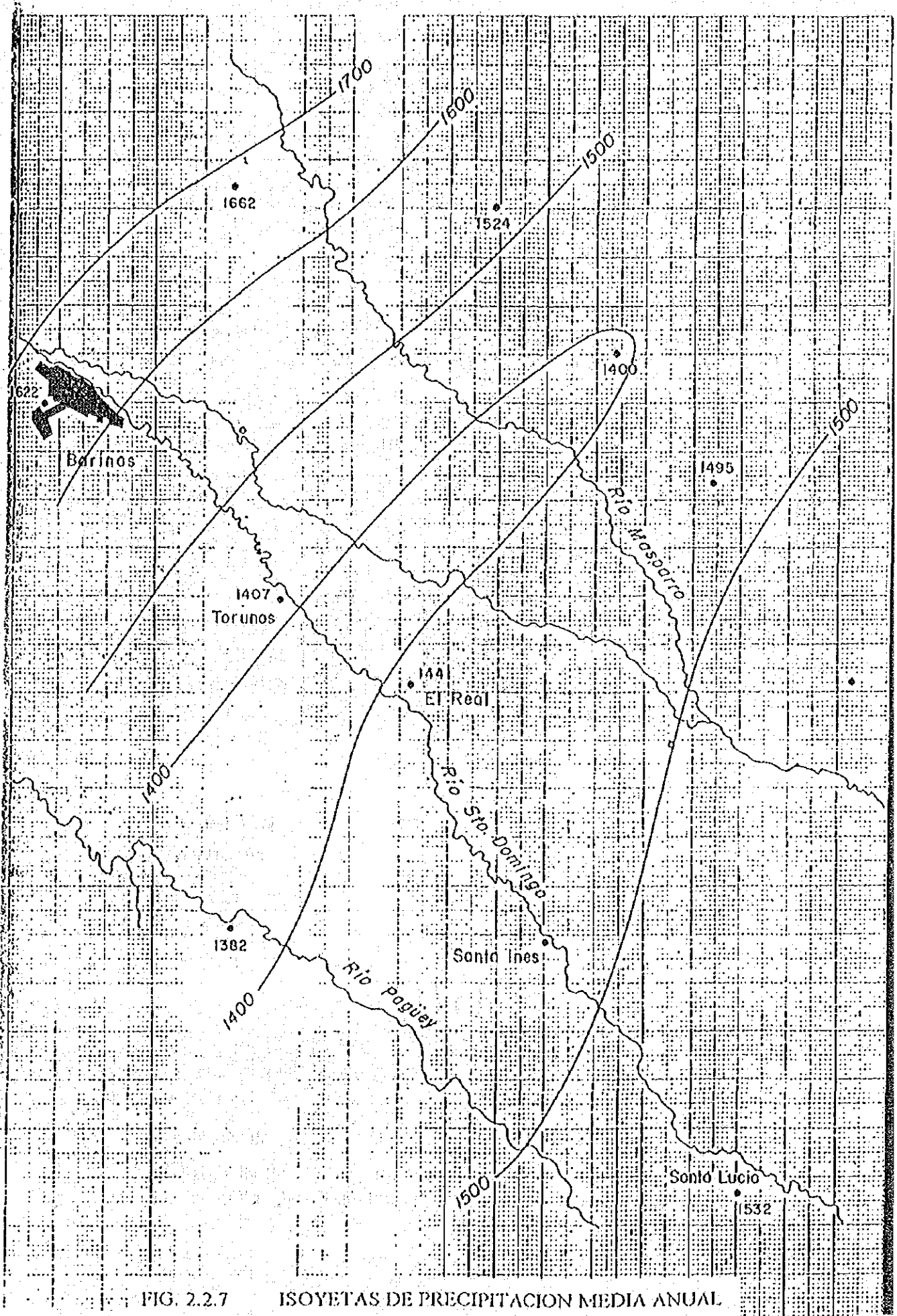
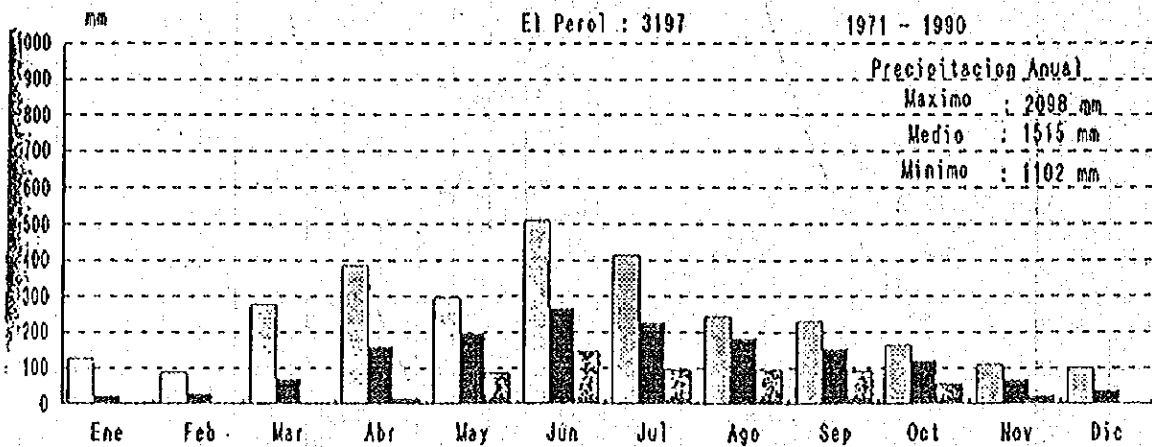
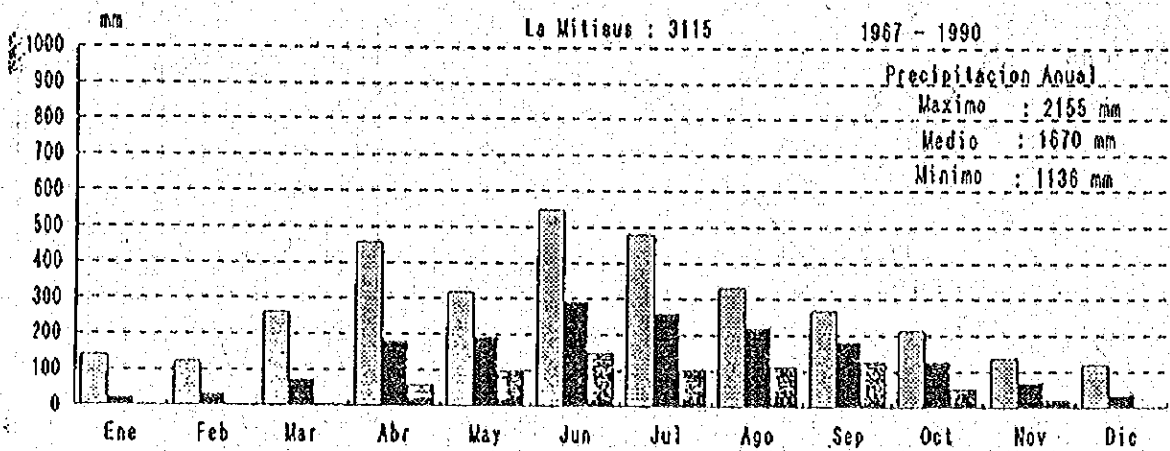
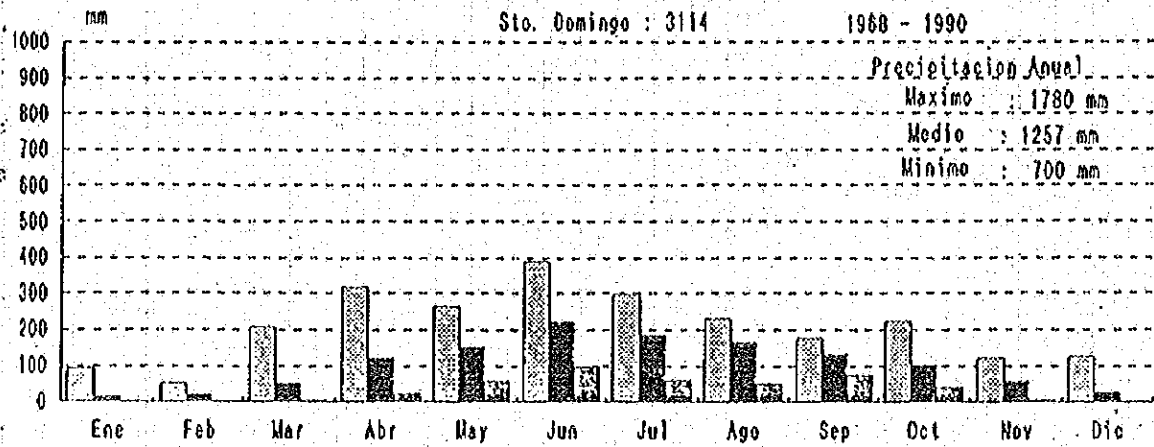


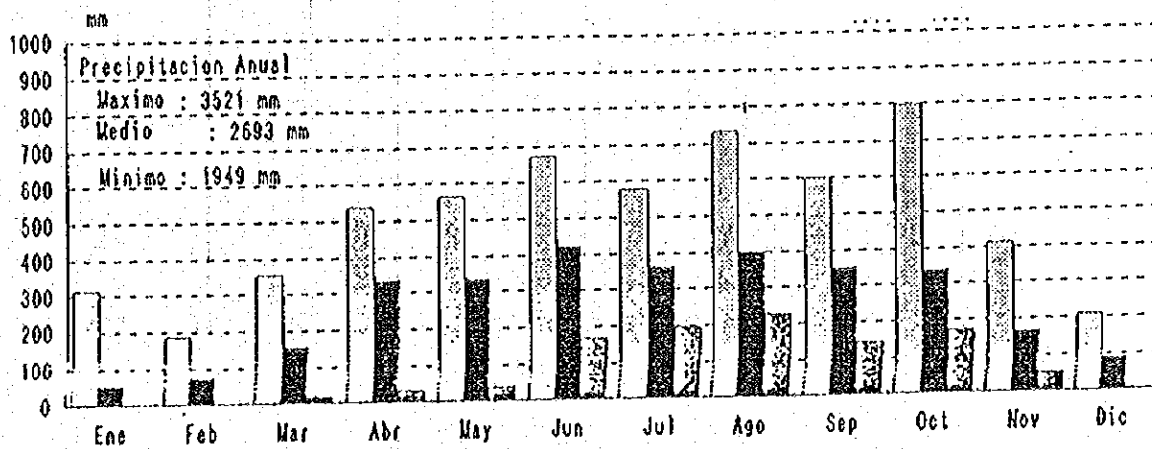
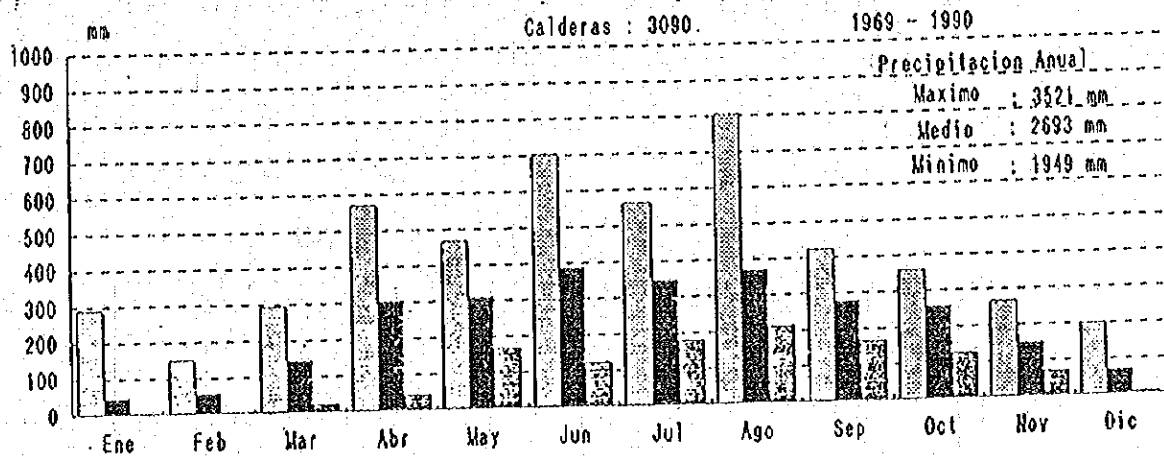
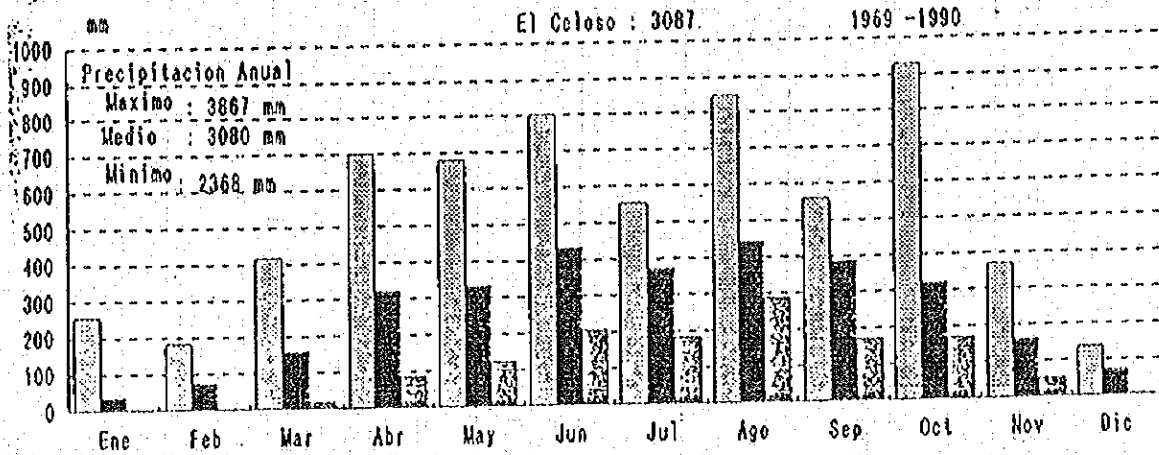
FIG. 2.2.7

ISOYETAS DE PRECIPITACION MEDIA ANUAL



LLUVIAS MAXIMAS, MINIMAS Y MEDIAS MENSUALES

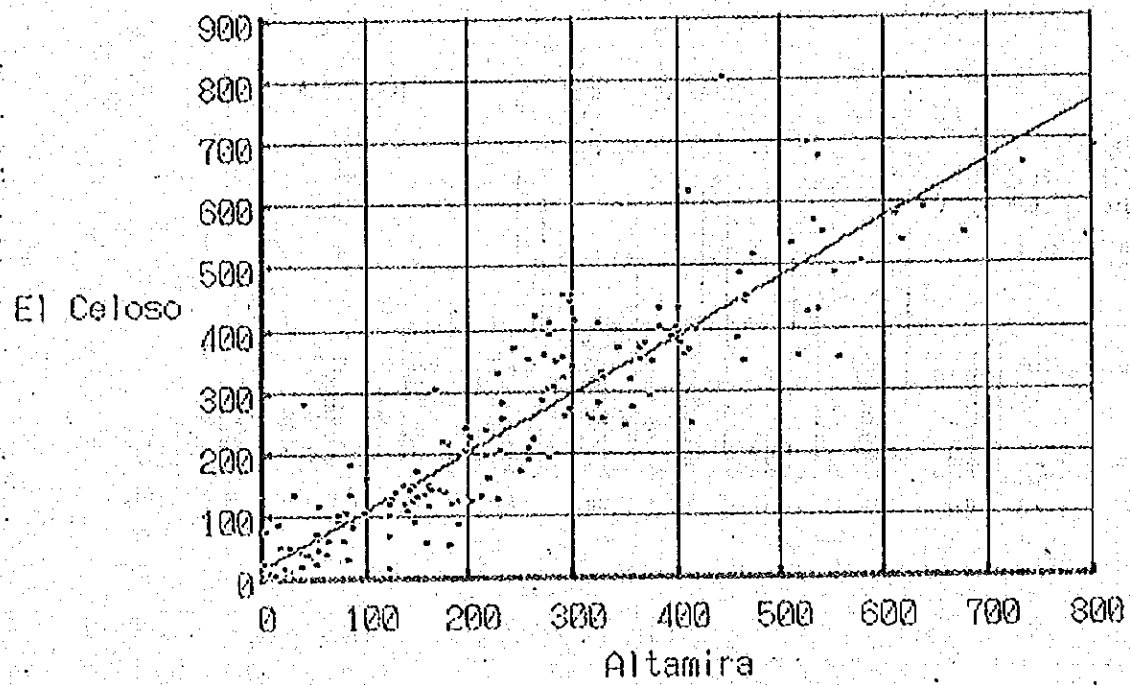
FIG.2.2.8 DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION MEDIA MENSUAL EN LA CUENCA DEL RIO STO. DOMINGO (2/6)



LLUVIAS MÁXIMAS, MÍNIMAS Y MEDIAS MENSUALES

FIG.2.2.8 DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION MEDIA MENSUAL EN LA CUENCA DEL RIO STO. DOMINGO (4/6)

Preci. Mensual (El Celoso - Altamira)



Preci. Mensual (Altamira - Calderas)

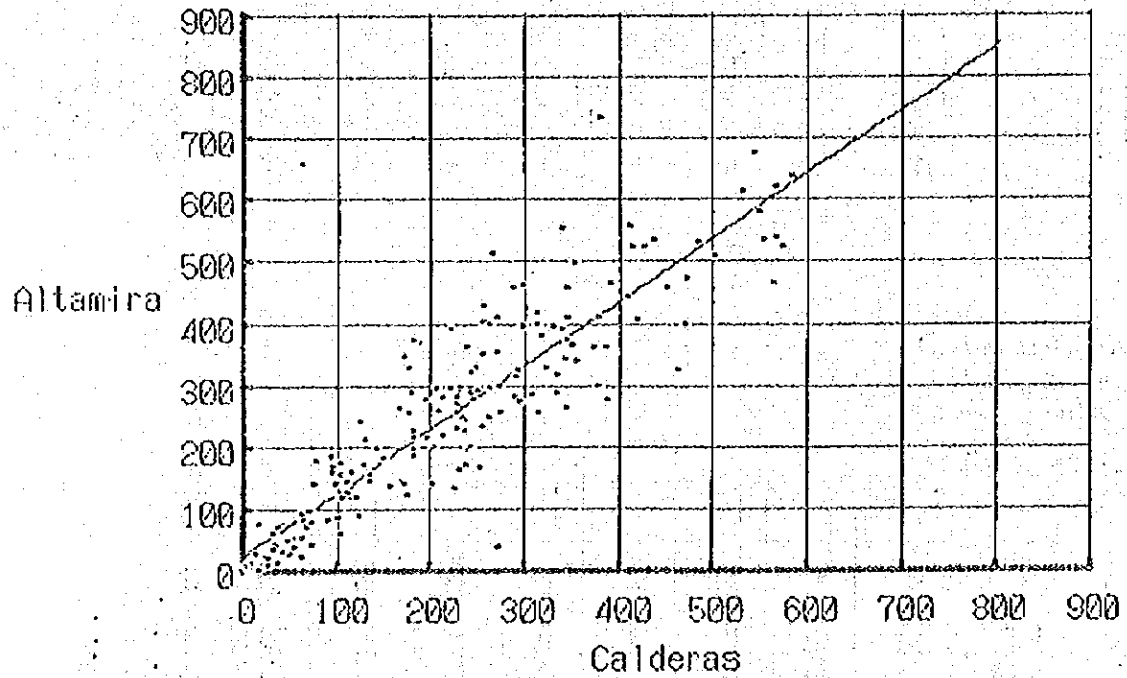


FIG. 3.1.1 CORRELACIONES DE LA PRECIPITACION MENSUAL (5%)

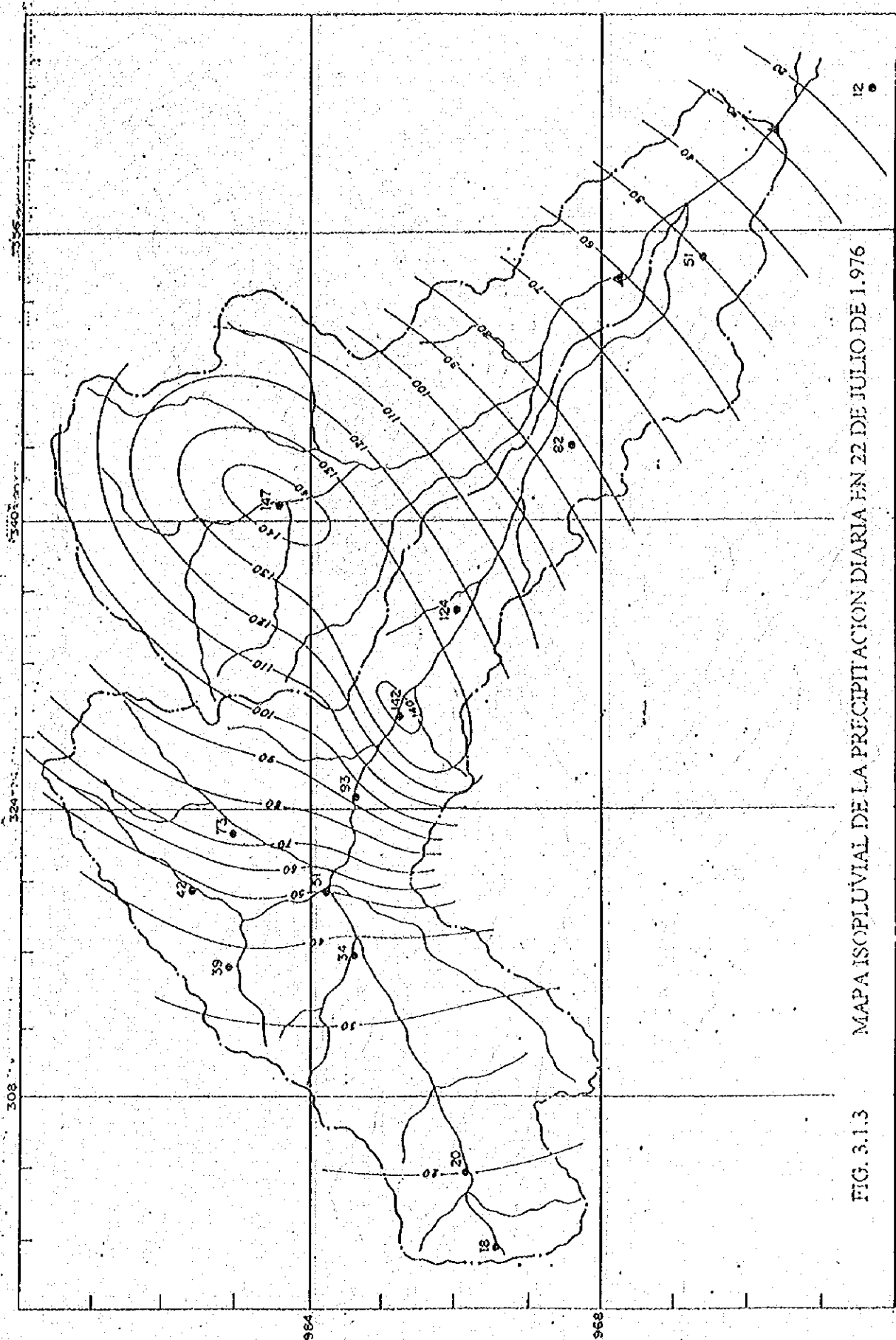


FIG. 3.1.3 MAPA ISOPLUVIAL DE LA PRECIPITACION DIARIA EN 22 DE JULIO DE 1.976

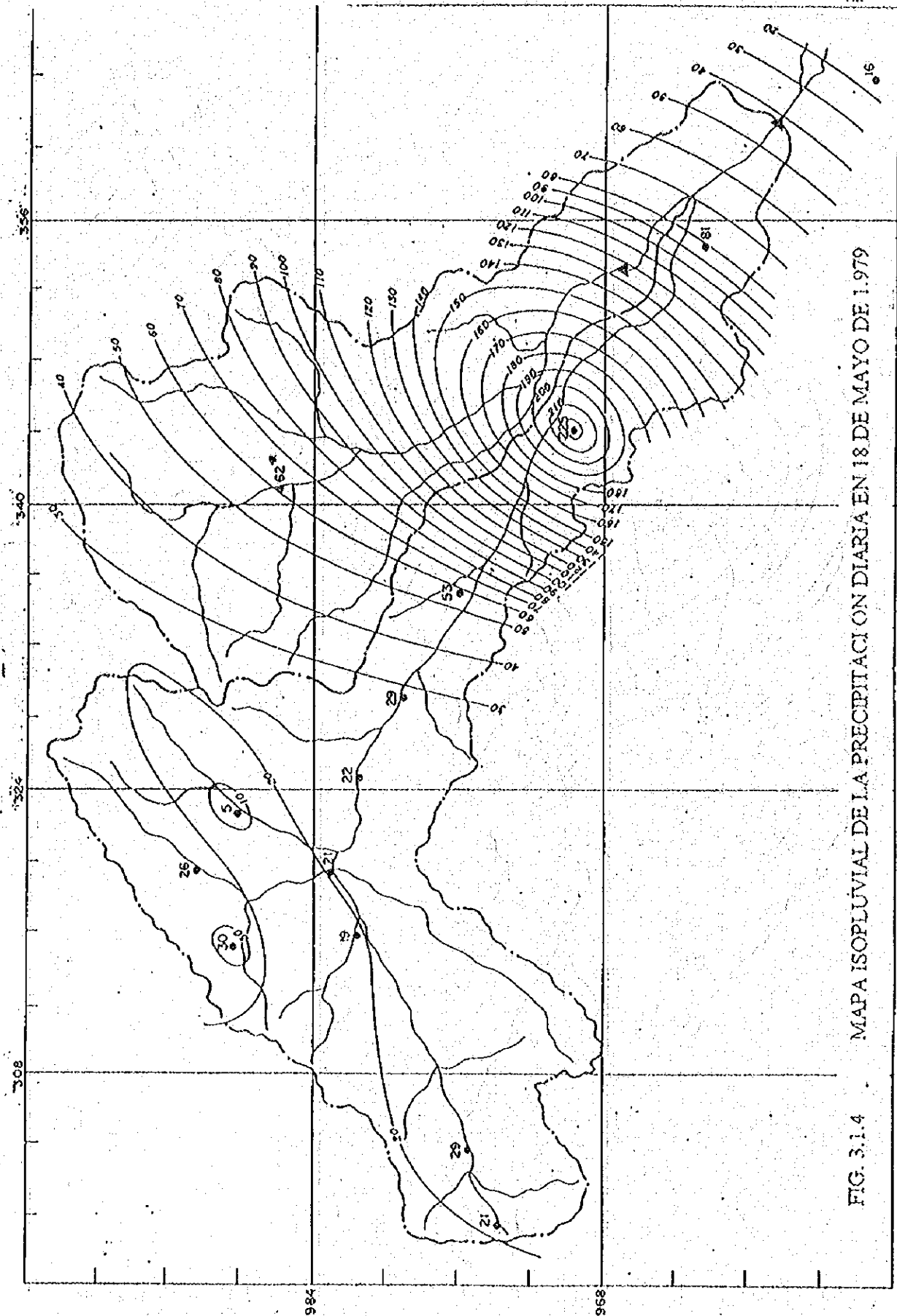
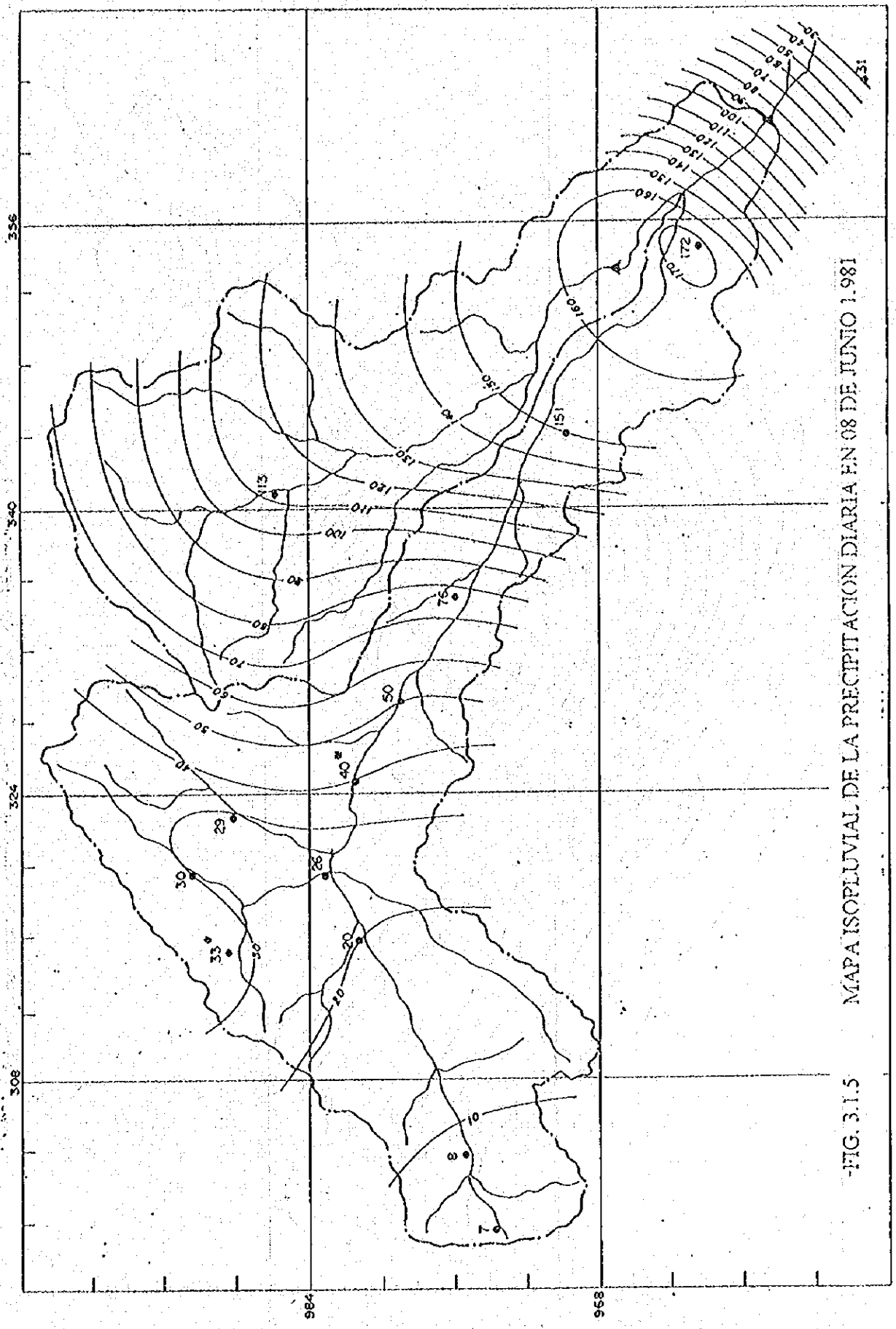
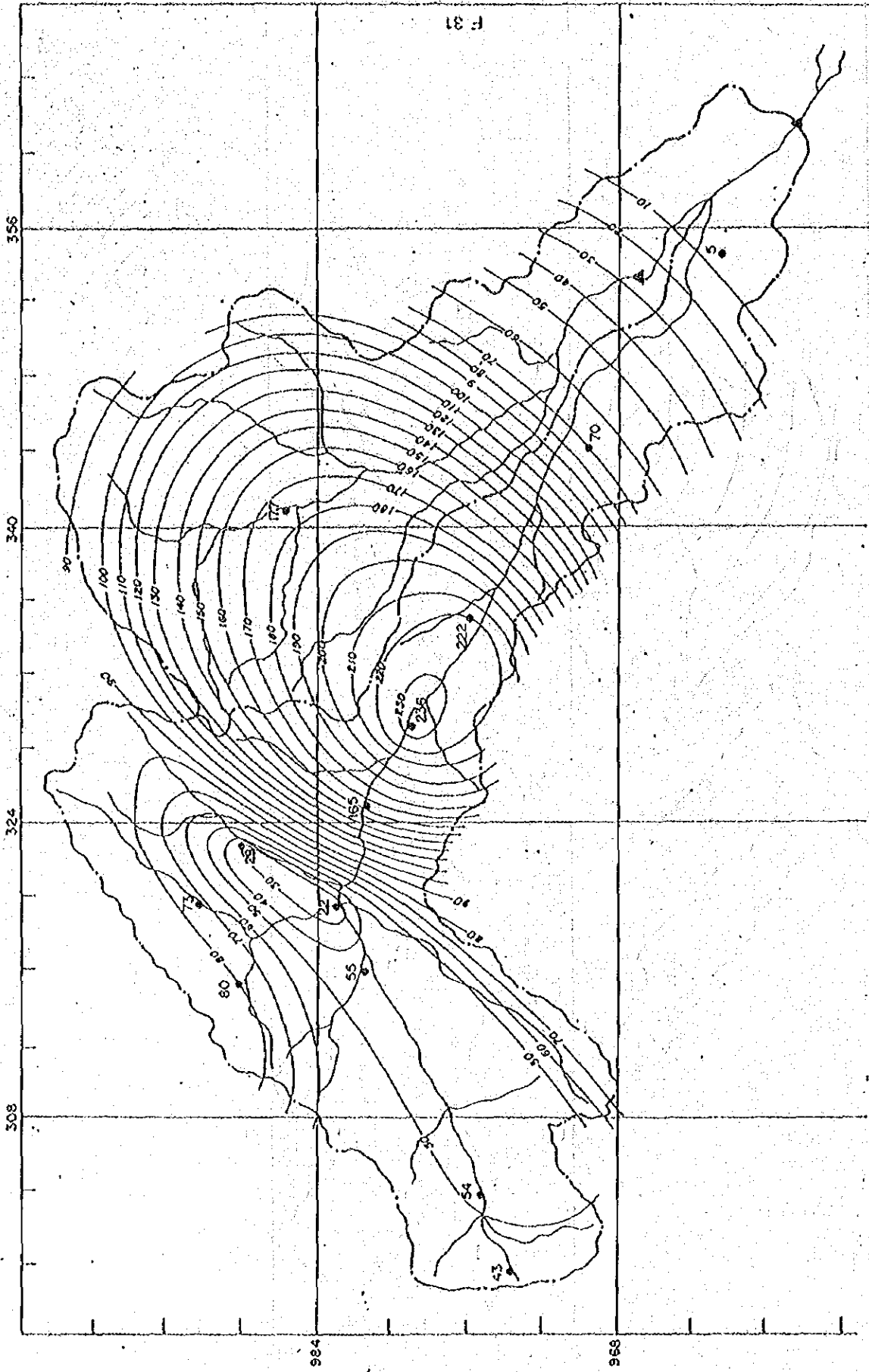


FIG. 3.1.4 . MAPA ISOPLUVIAL DE LA PRECIPITACION DIARIA EN 18 DE MAYO DE 1.979



-FIG. 3.1.5 MAPA ISOPLEUVIAL DE LA PRECIPITACION DIARIA EN 08 DE JUNIO 1.981





F 31

NÚMERO HORARIO DE LA PRECIPITACION DIARIA EN 05 DE ABRIL DE 1990

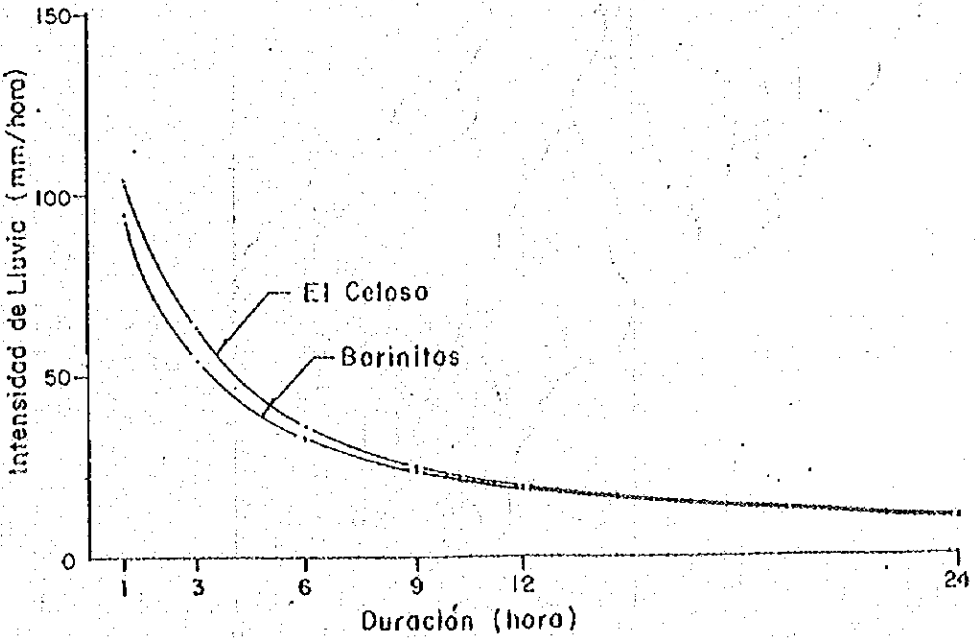
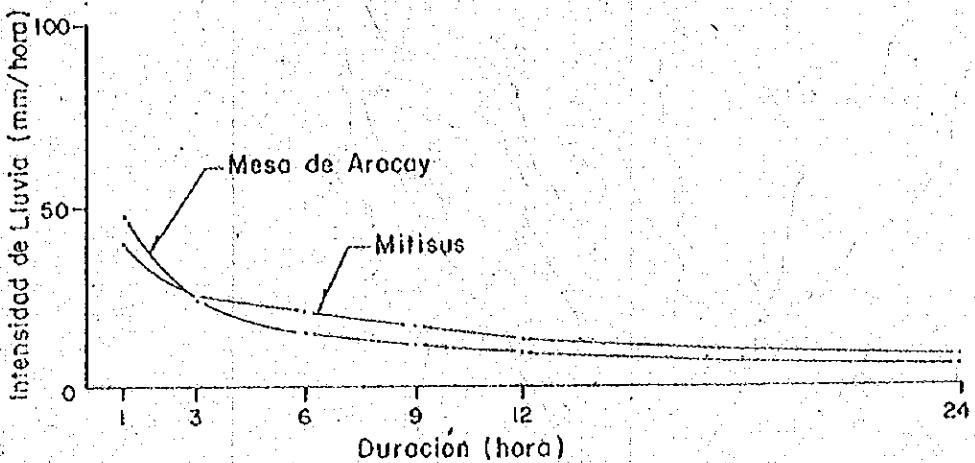
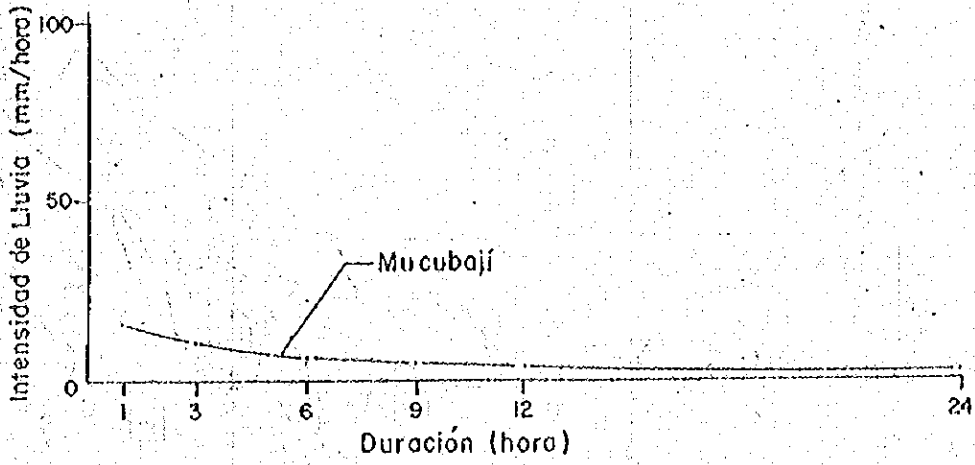


FIG. 3.1.7 . INTENSIDAD DE LLUVIAS POR DURACION!

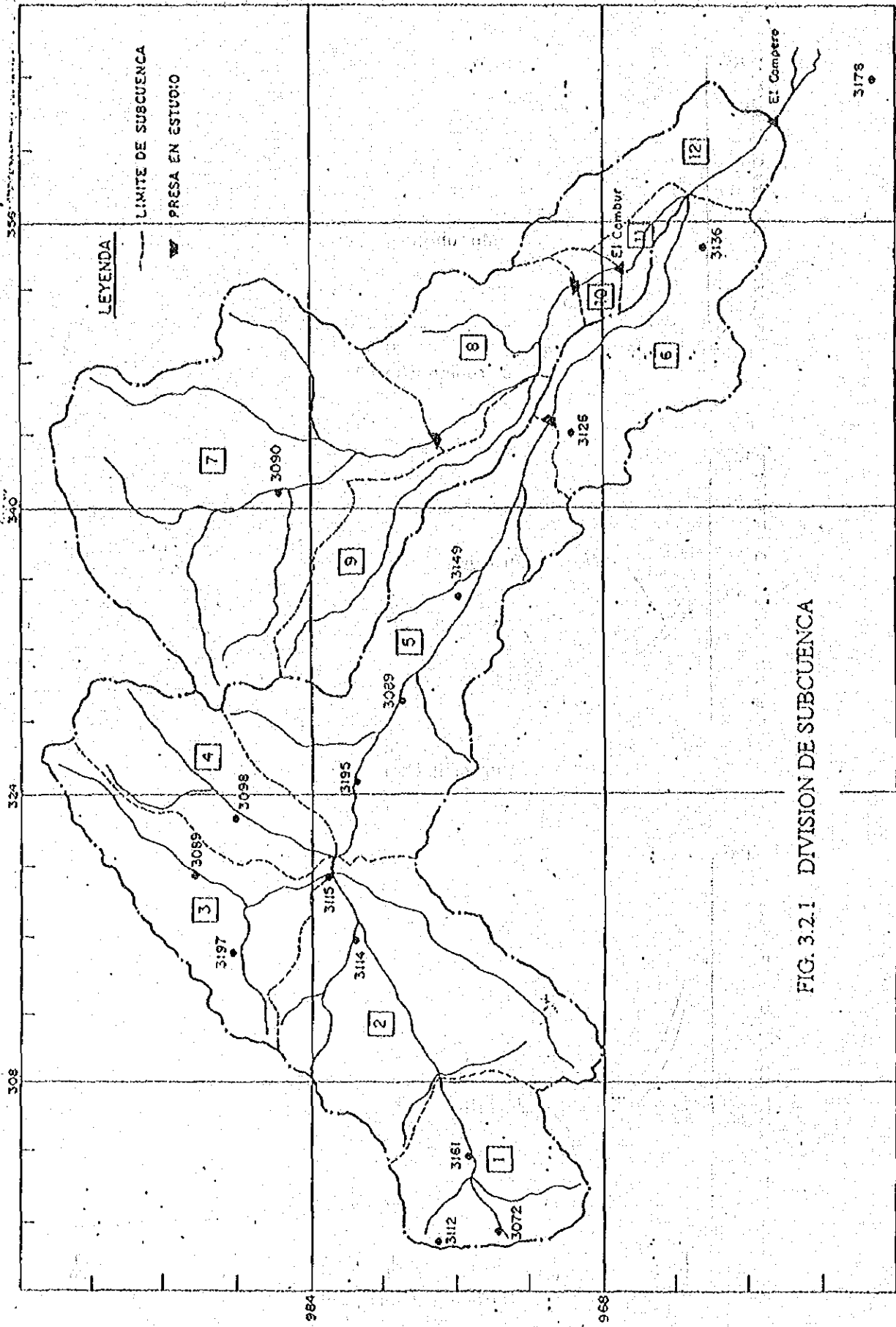


FIG. 3.2.1 DIVISION DE SUBCUENCA

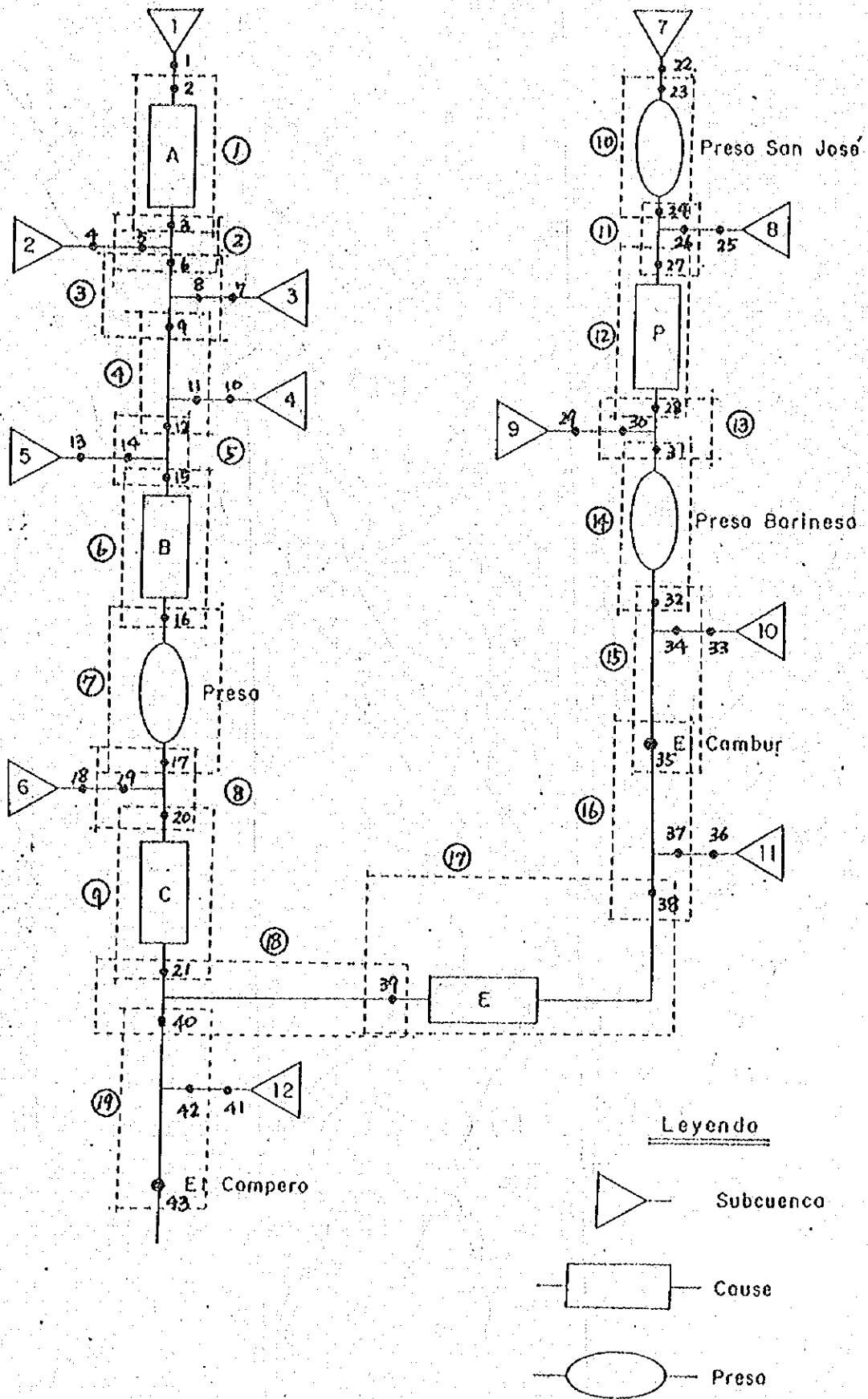


FIG. 3.2.2 DIAGRAMA DE MODELO (Con las Presas)

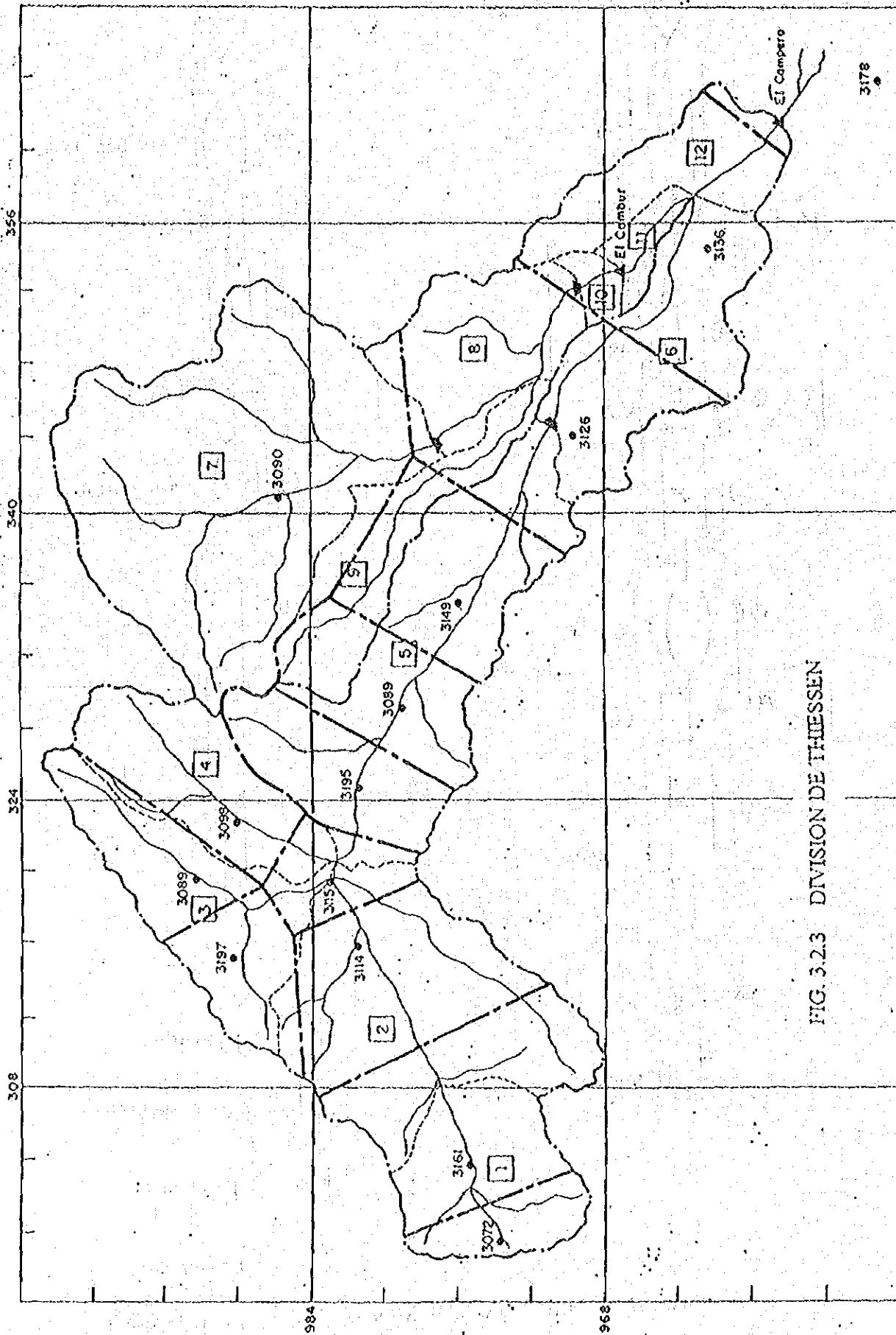


FIG. 3.2.3 DIVISION DE THIESEN

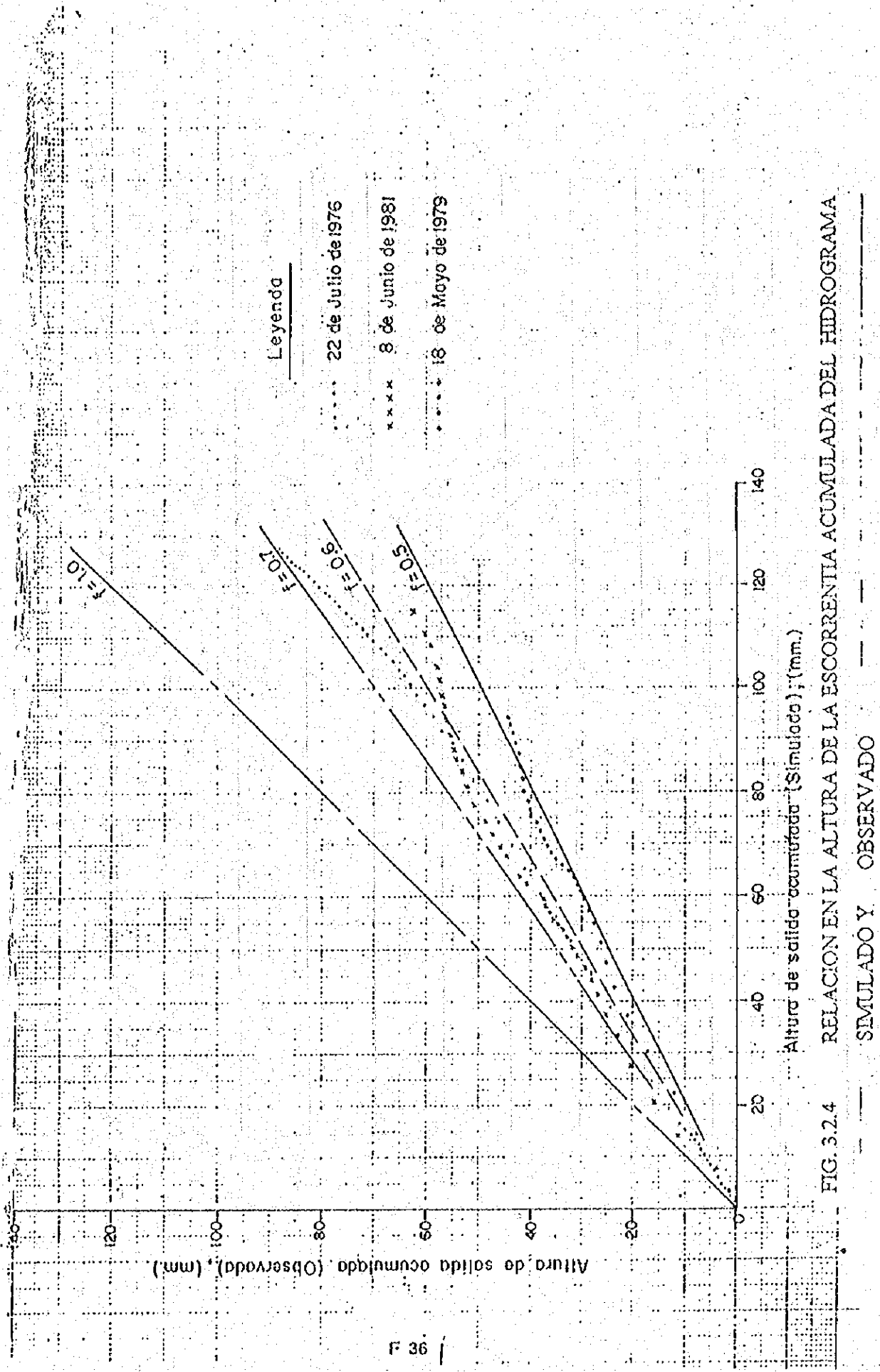


FIG. 3.2.4 RELACION EN LA ALTURA DE LA ESCORRENTIA ACUMULADA DEL HIDROGRAMA.

— SIMULADO Y OBSERVADO

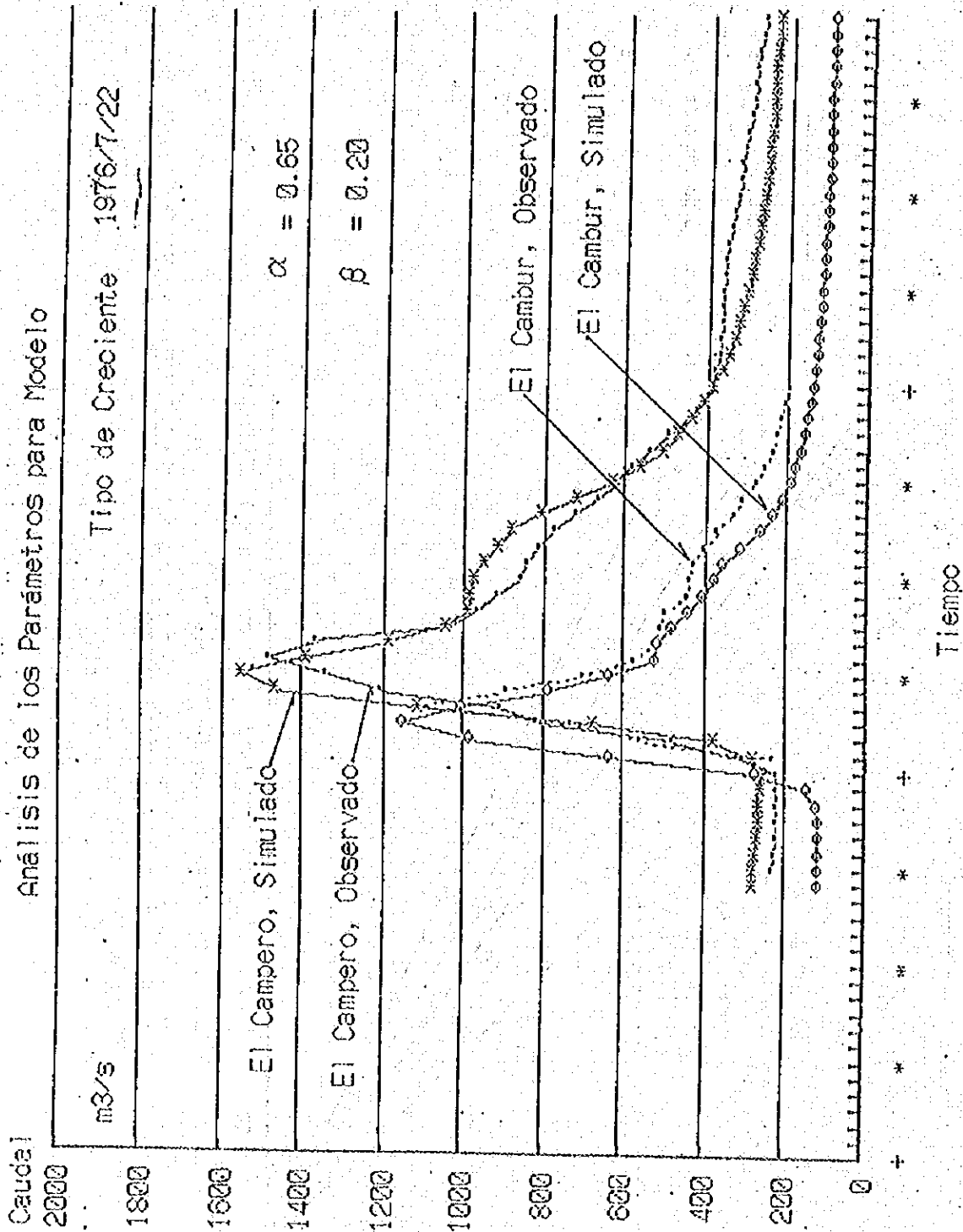


FIG. 3.2.5 COMPARACION ENTRE LOS HIDROGRAMAS DE CRECIDA OBSERVADOS Y SIMULADOS (1/5)

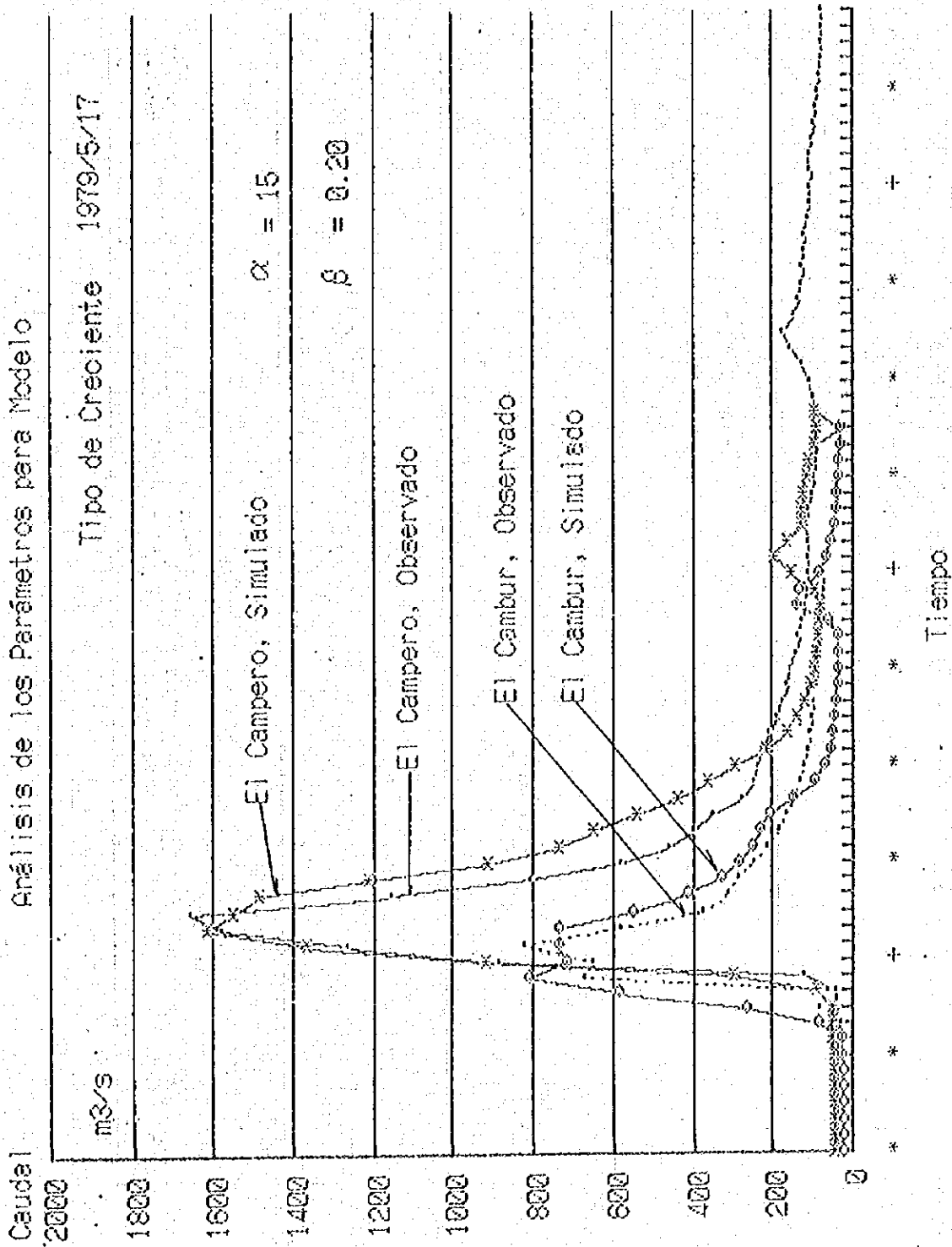


FIG. 3.2.5 COMPARACION ENTRE LOS HIDROGRAMAS DE CRECIDA OBSERVADOS Y SIMULADOS (2/5)



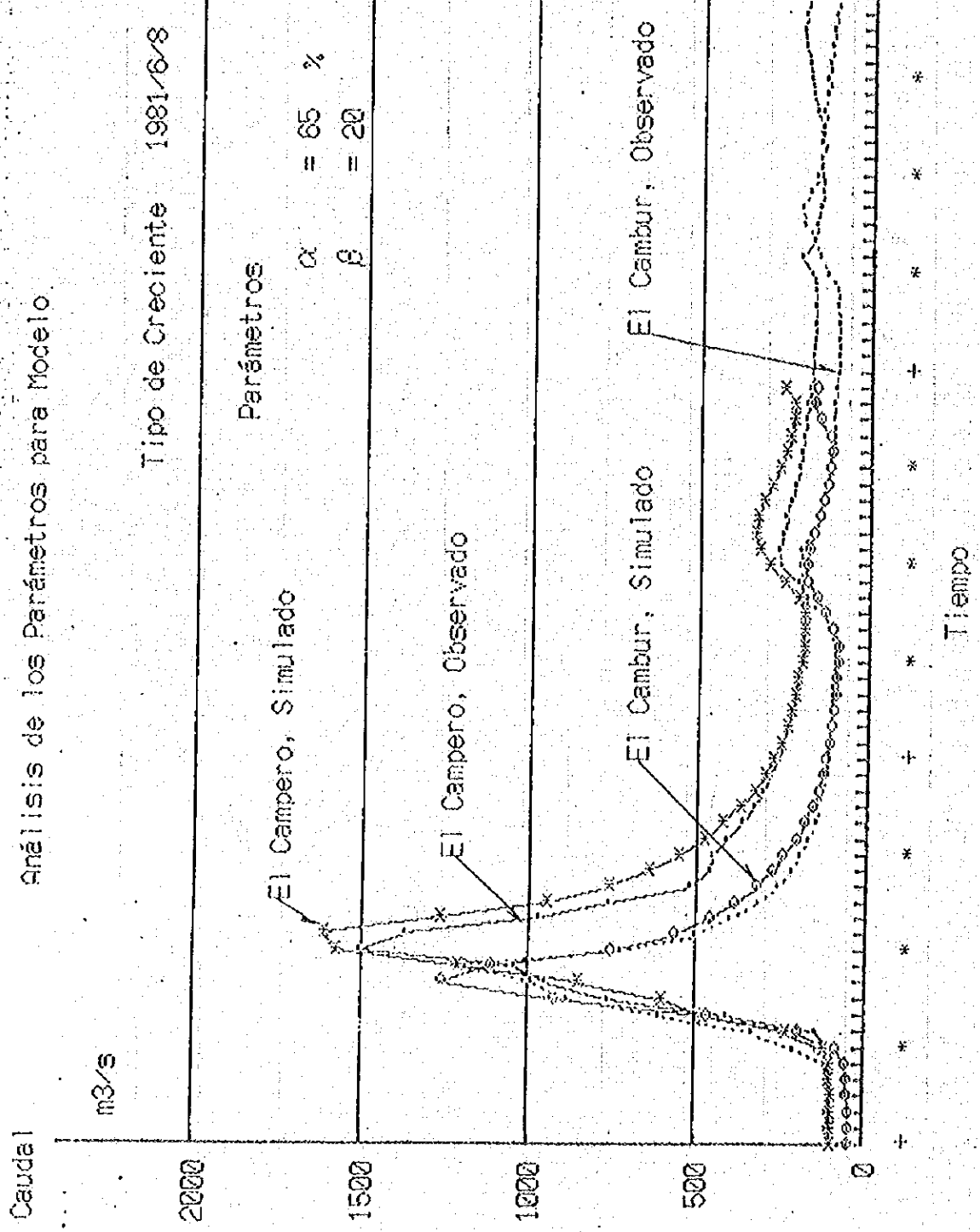


FIG. 3.2.5 COMPARACION ENTRE LOS HIDROGRAMAS DE CRECIDA OBSERVADOS Y SIMULADOS (4/5)

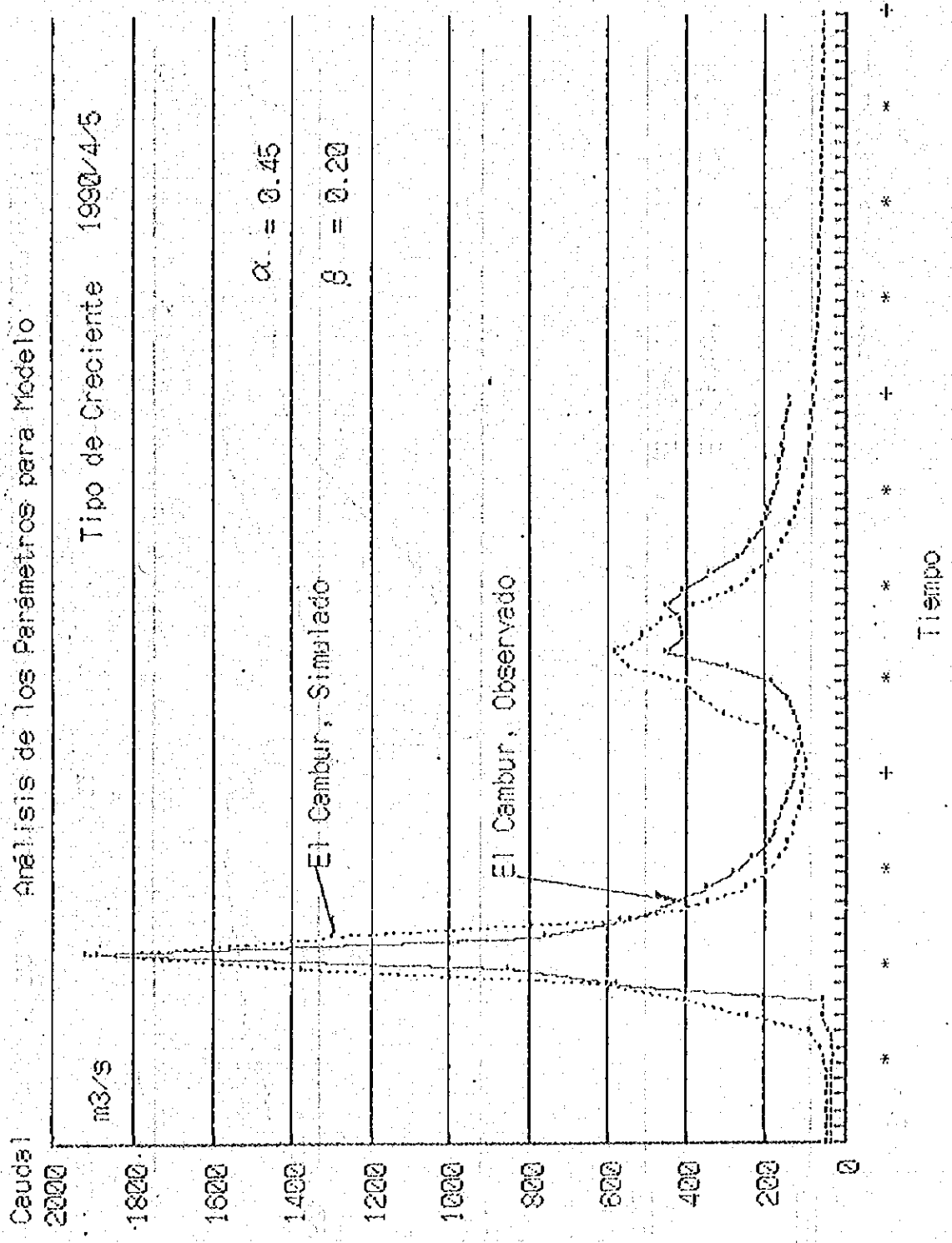


FIG. 3.2.5 COMPARACION ENTRE LOS HIDROGRAMAS DE CRECIDA OBSERVADOS Y SIMULADOS (5/5).

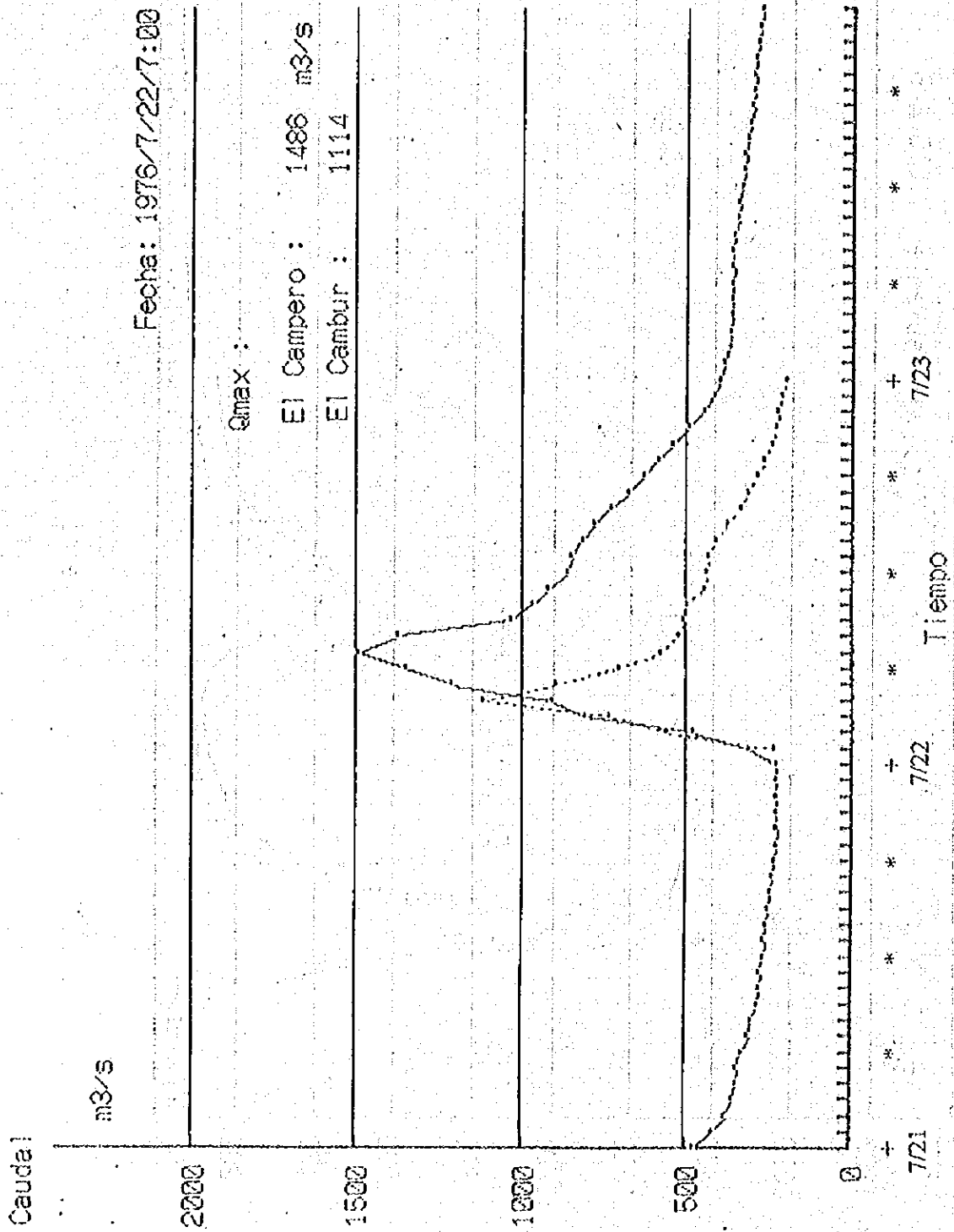


FIG. 3.2.6 REGISTROS DE LAS CRECIENTES MAXIMAS ANUALES (8/22)

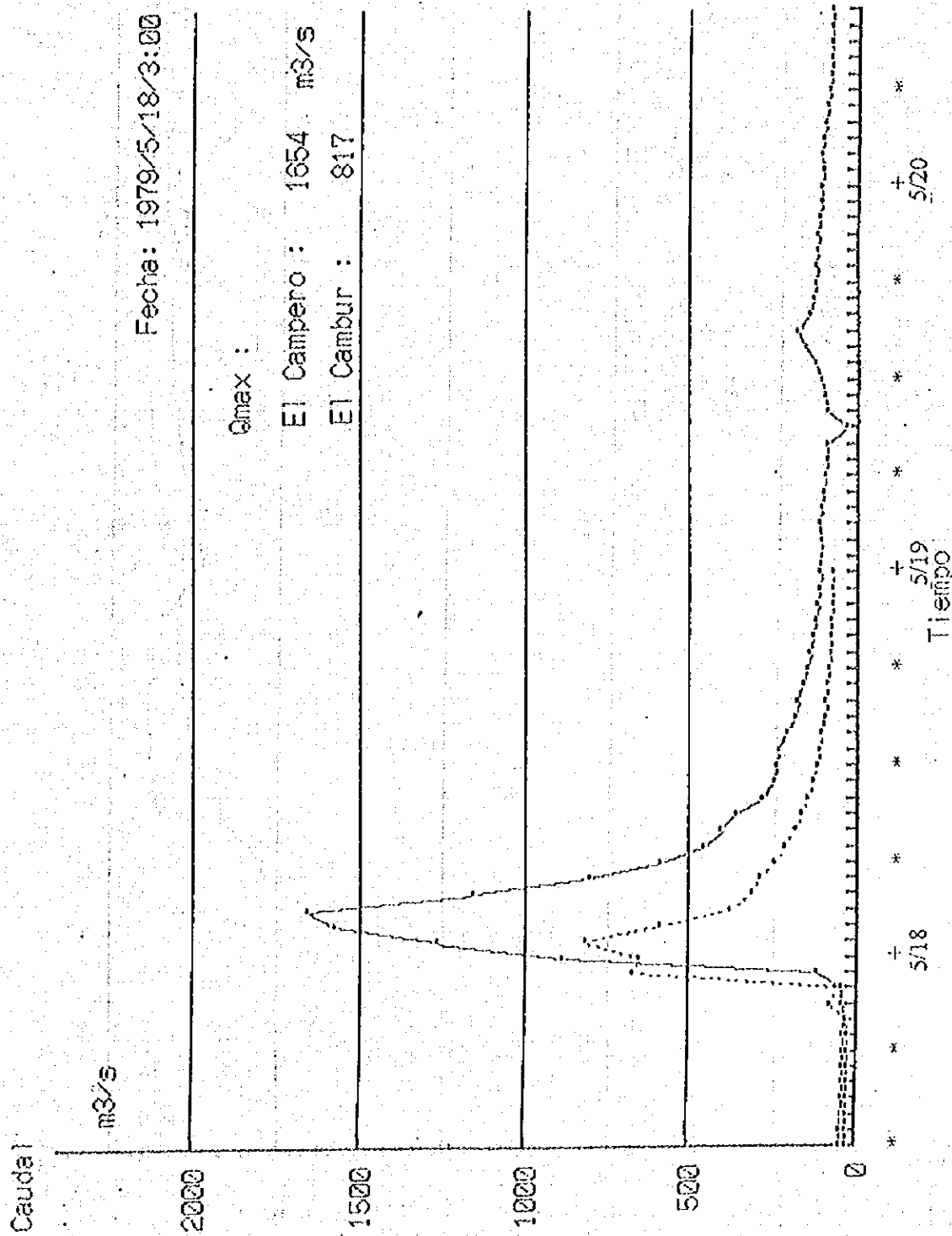


FIG. 3.2.6 REGISTROS DE LAS CRECIENTES MAXIMAS ANUALES (11/22)

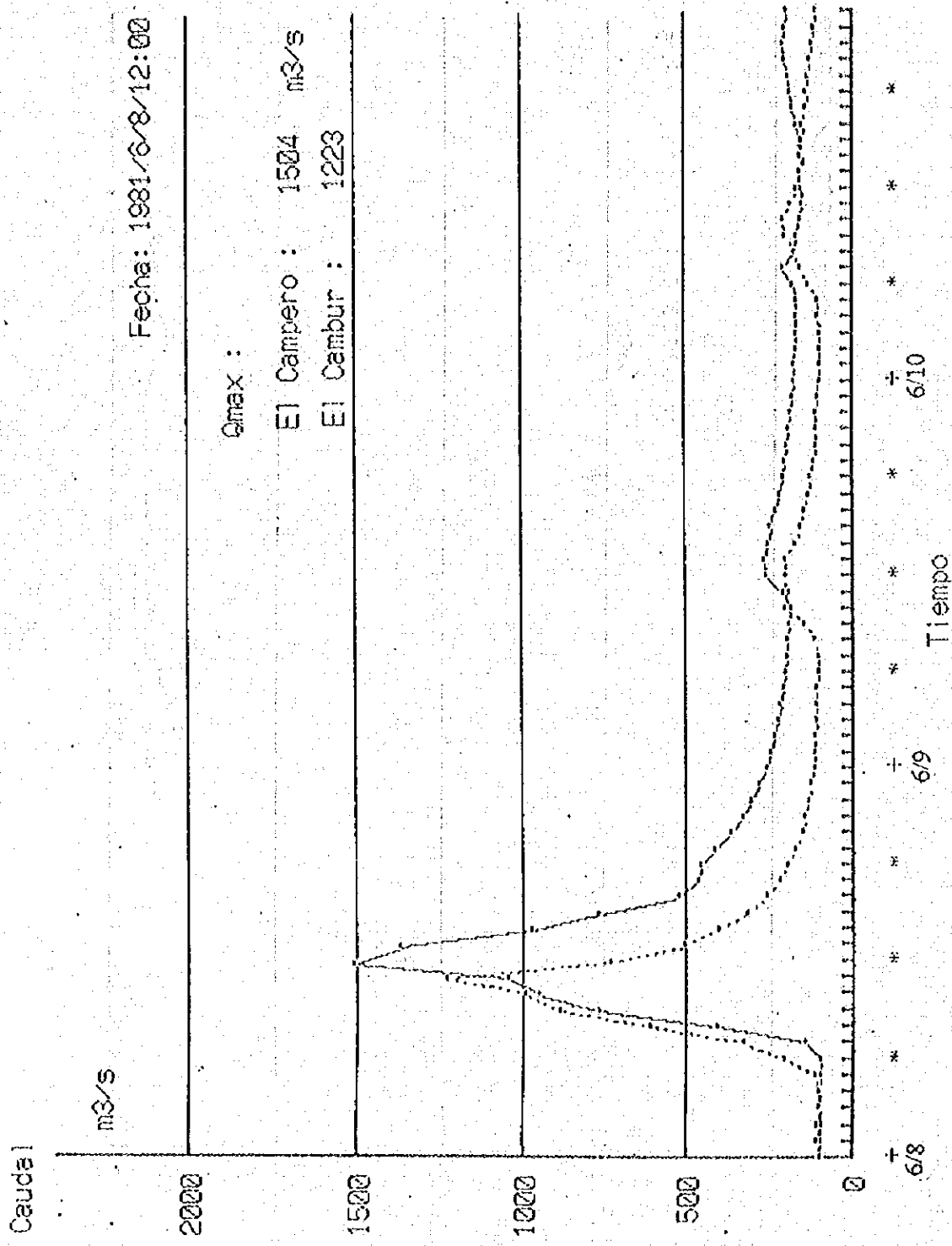


FIG. 3.2.6 REGISTROS DE LAS CRECIENTES MAXIMAS ANUALES (13/22)

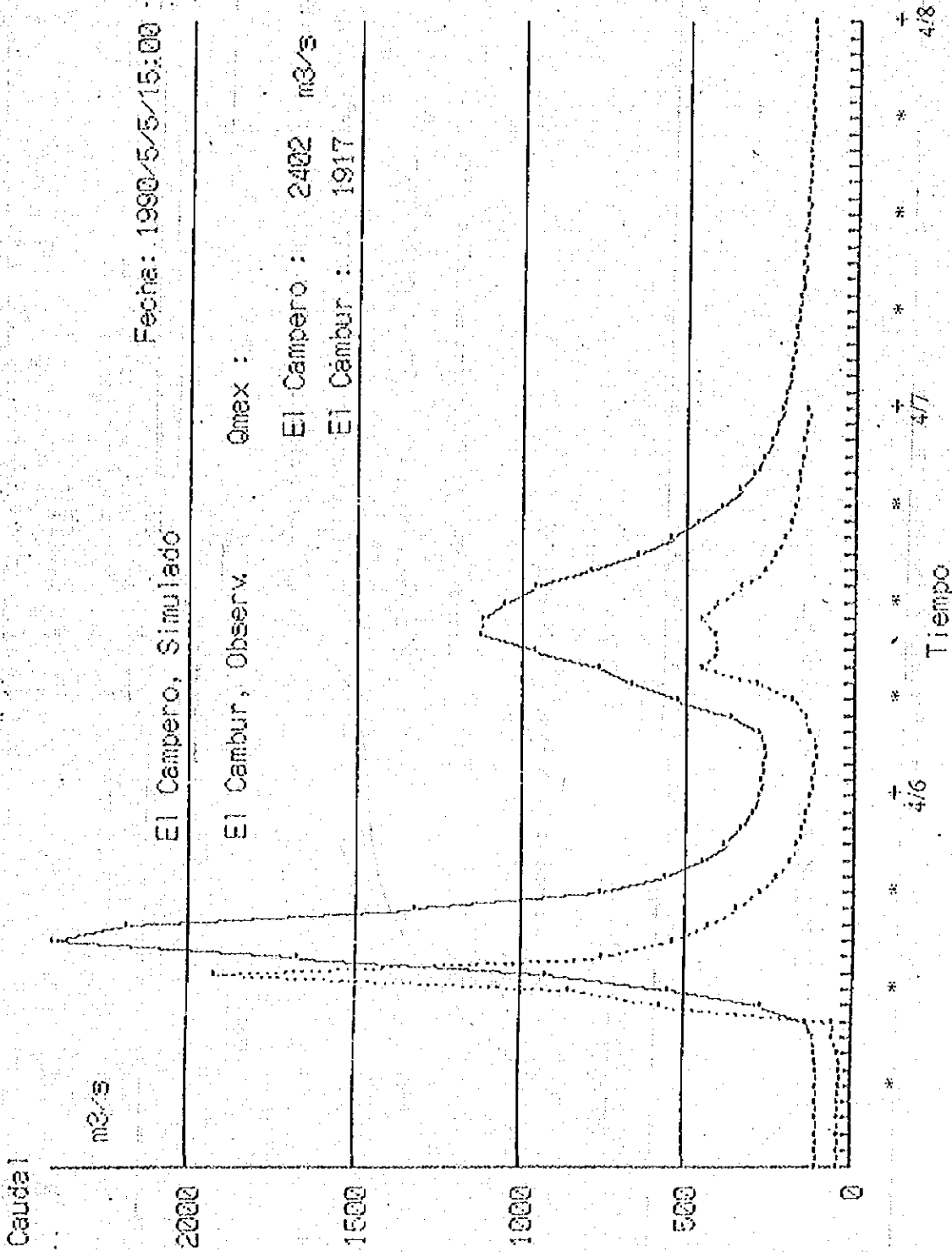


FIG. 3.2.6 REGISTROS DE LAS CRECIENTES MAXIMAS ANUALES (27/22)

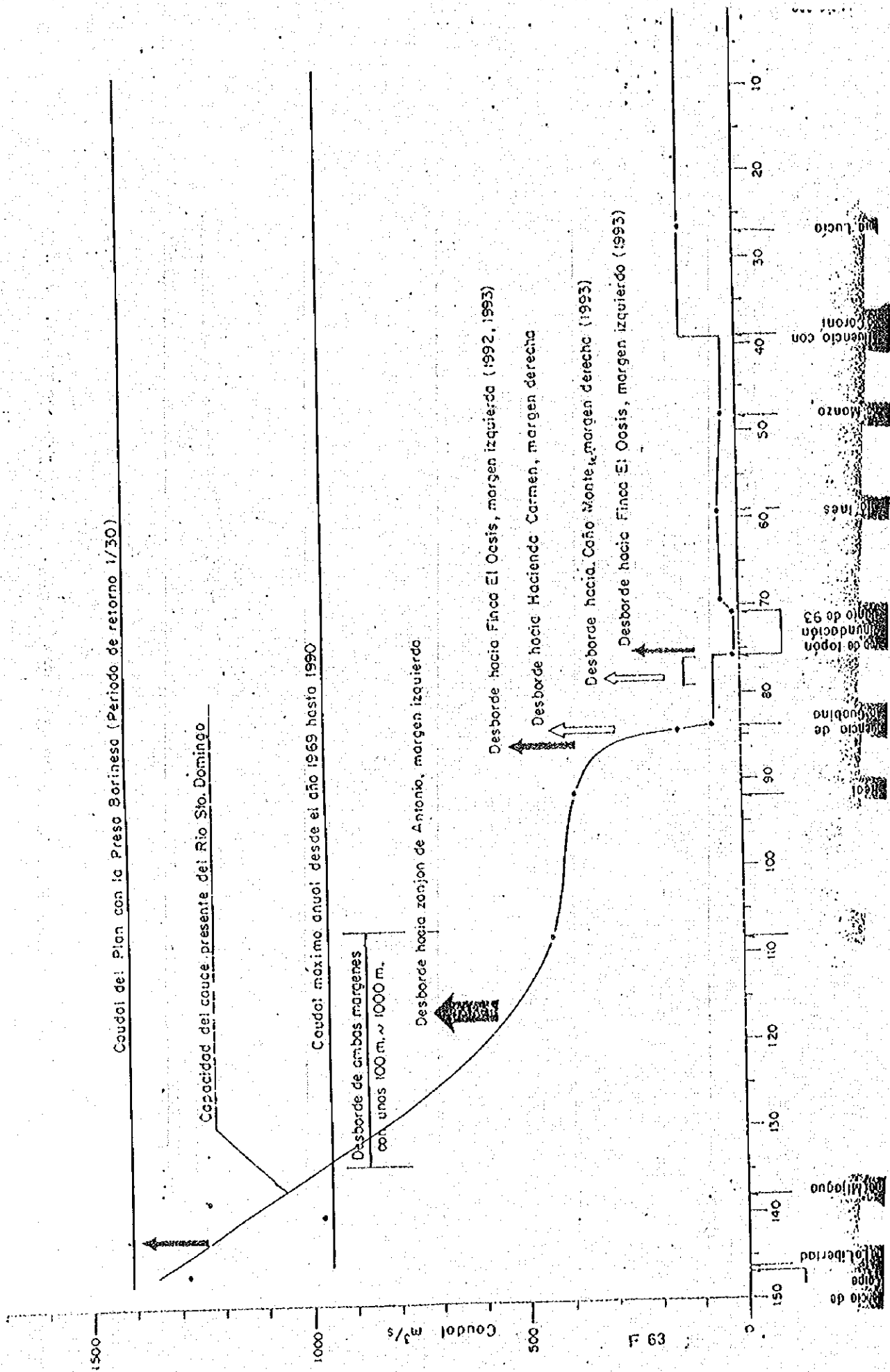


Fig. 3.3.1 Capacidad del Cauce presente de Rio San Domingo y Dashed. *San Domingo*

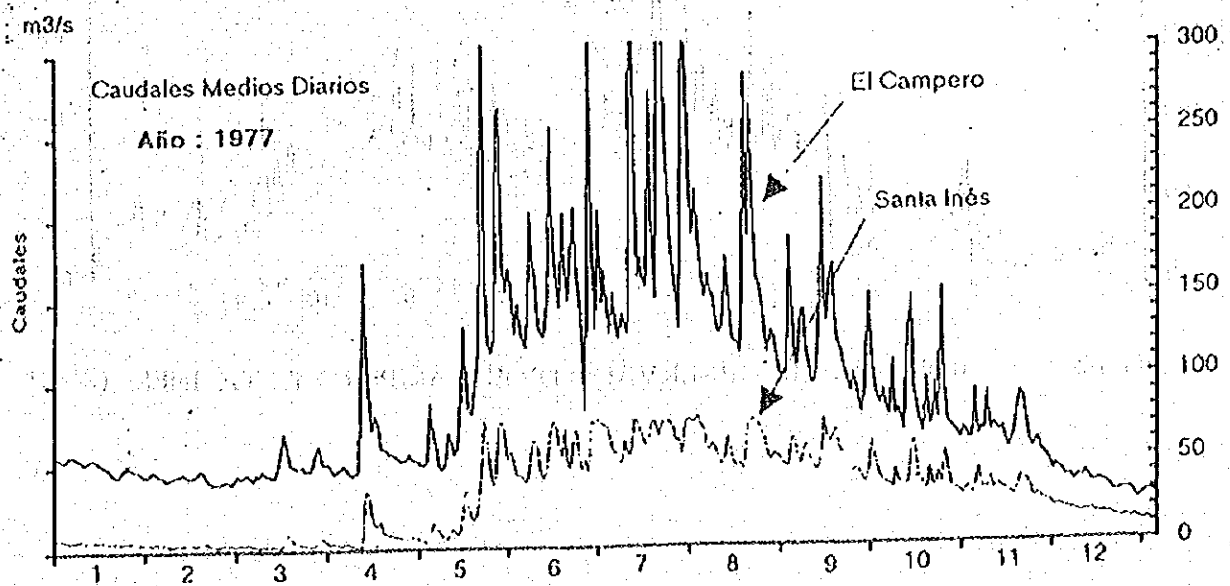
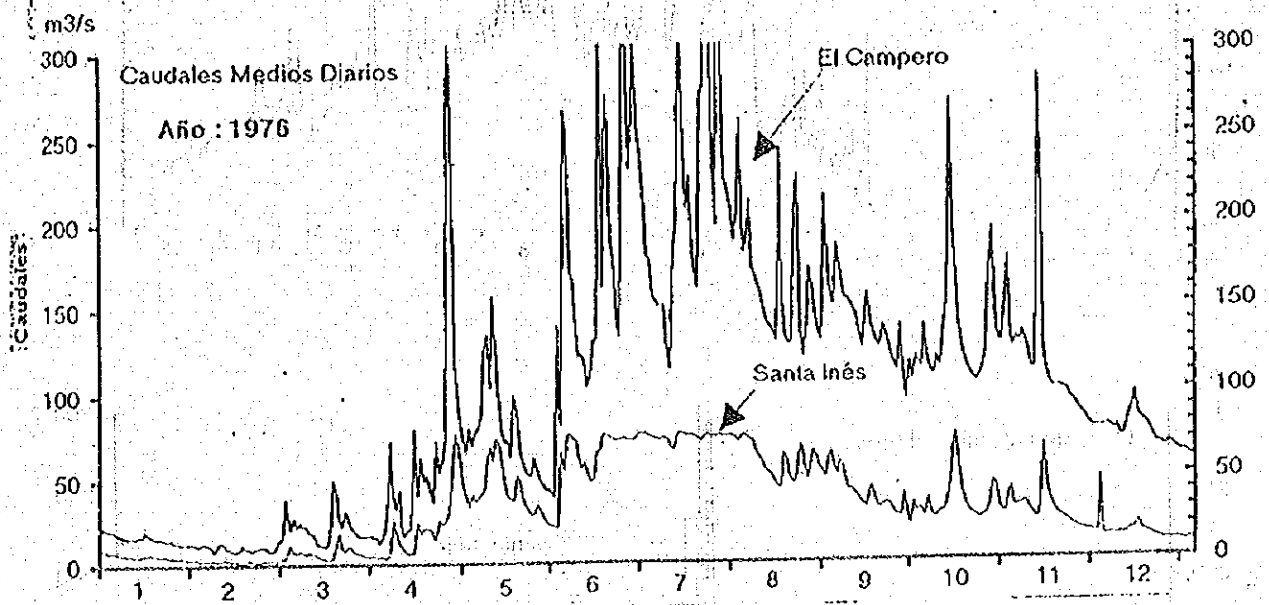
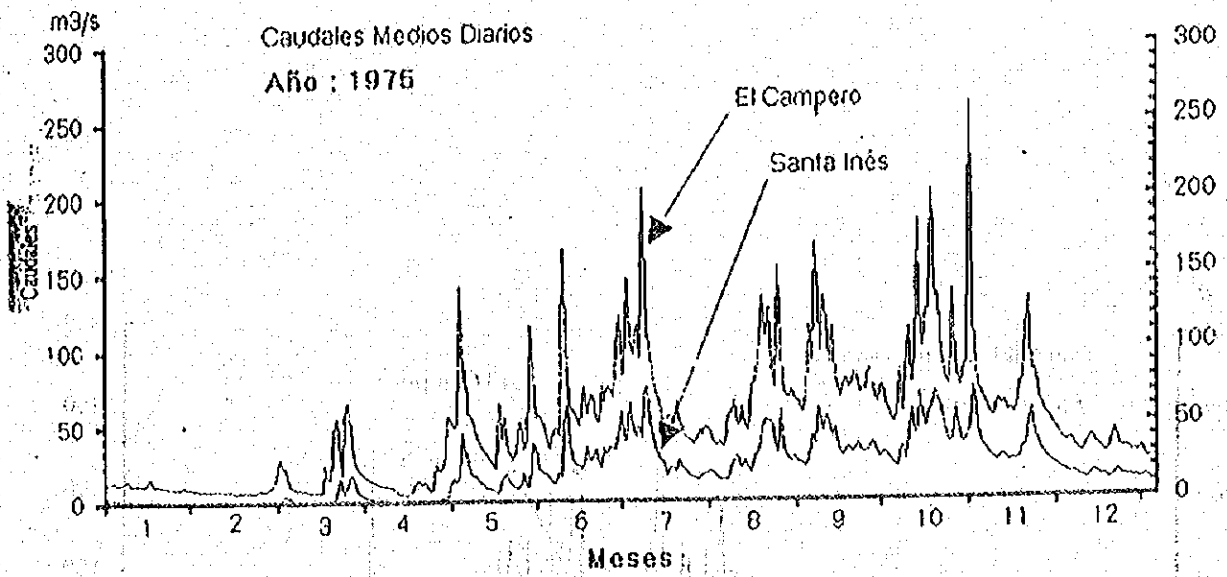


FIG.33.2 HIDROGRAMA OBSERVADO DE EL CAMPERO Y STA. INÉS. (1/2).



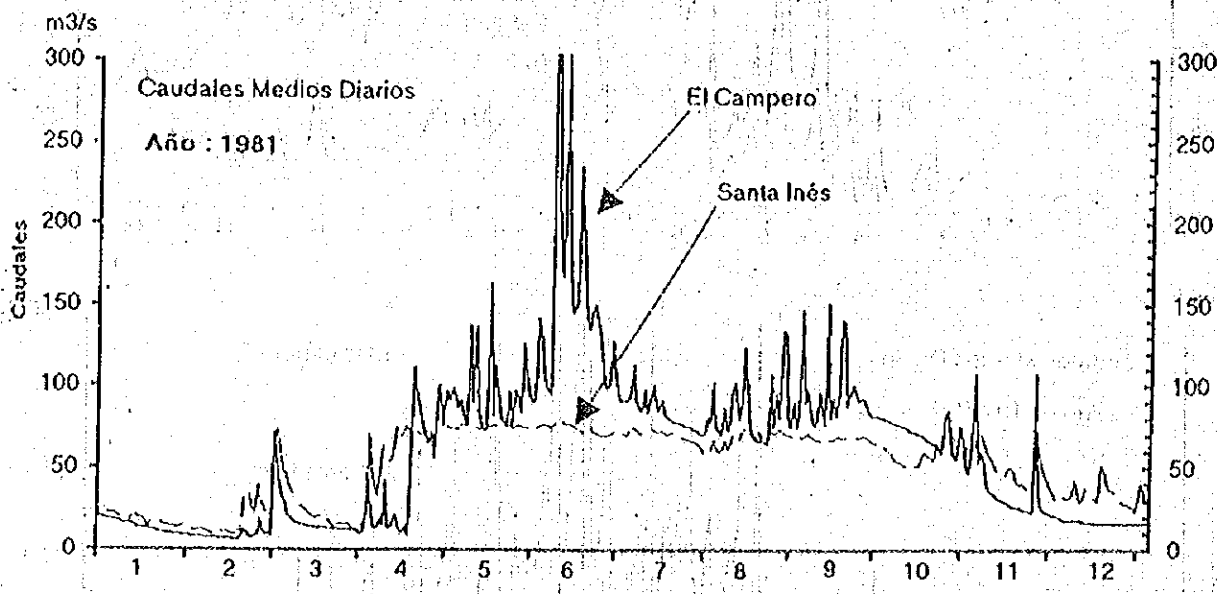
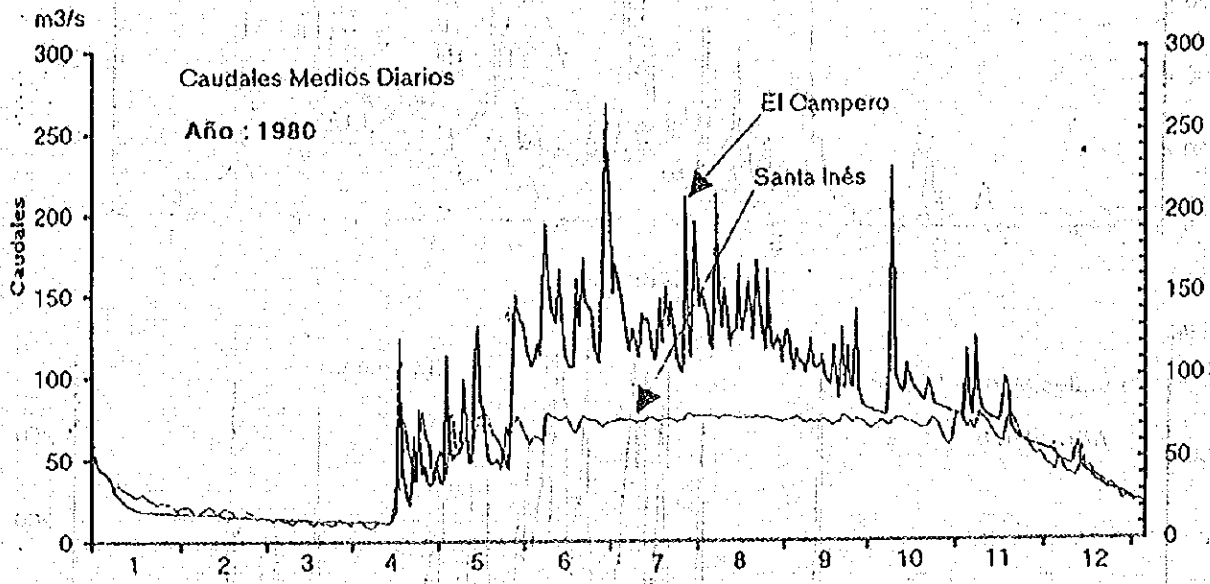


FIG.3.3.2 HIDROGRAMA OBSERVADO DE EL CAMPERO Y STA. INÉS. (2/2).

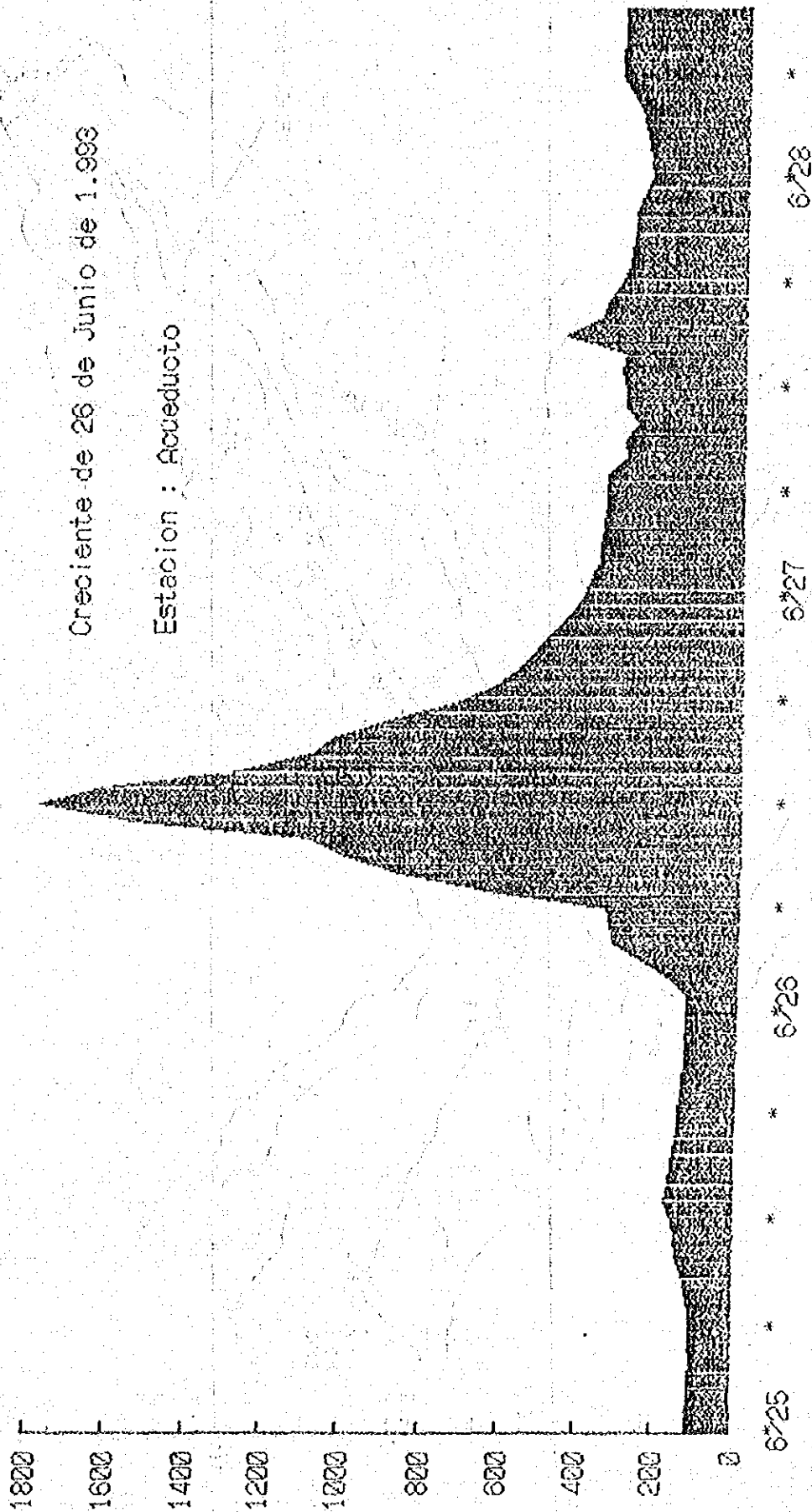


FIG. 3.5.1 HIDROGRAMA DE CRECIENTE DEL 26 DE JUNIO DE 1.993 EN EST. DE ACUEDUCTO.

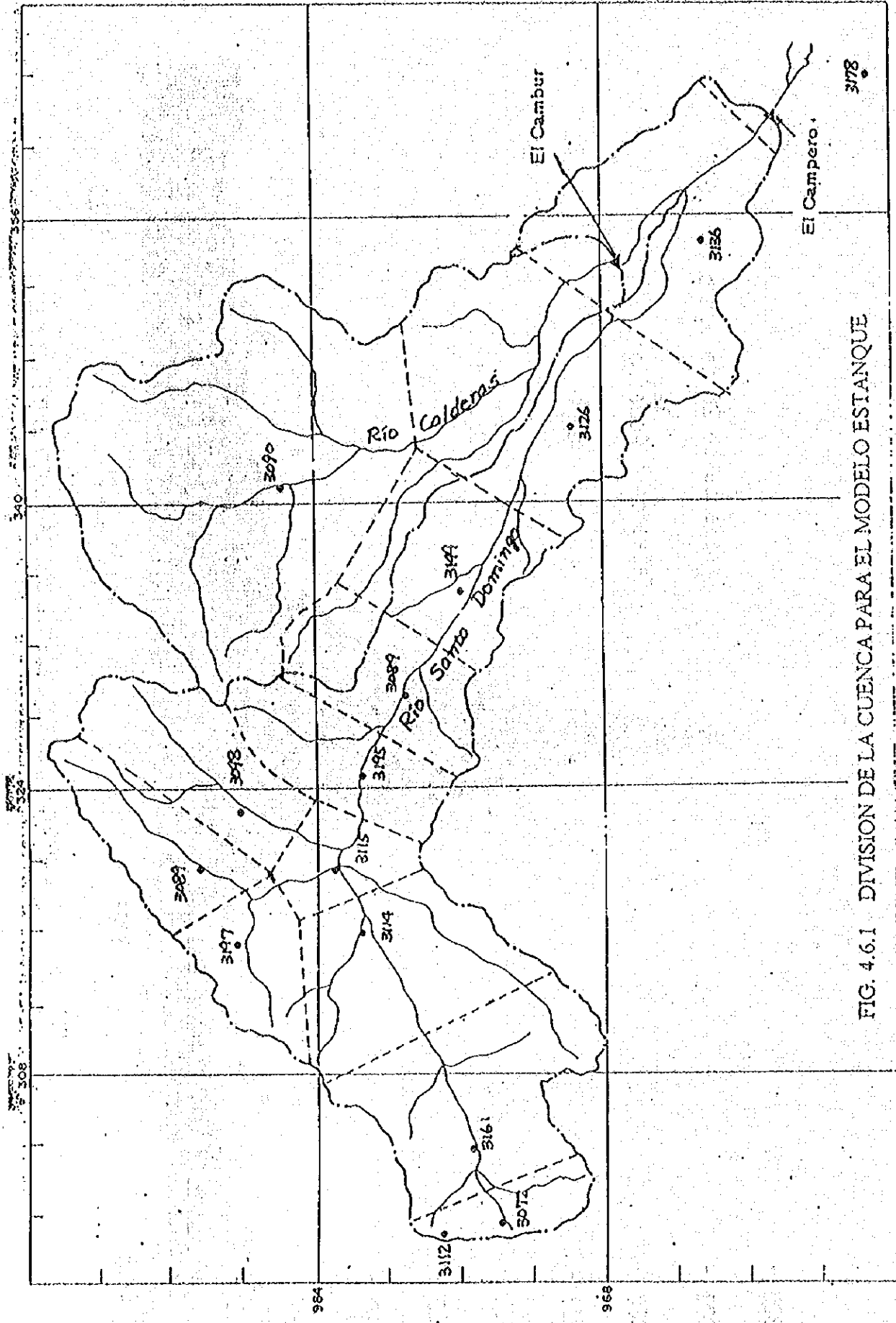


FIG. 4.6.1 DIVISION DE LA CUENCA PARA EL MODELO ESTANQUE

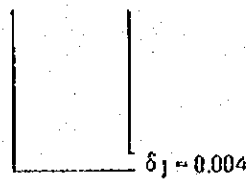
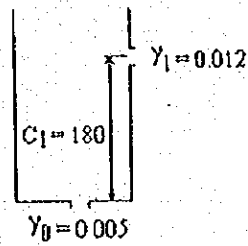
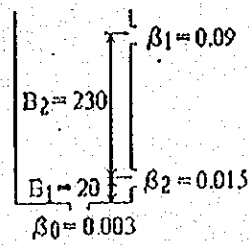
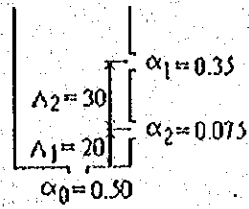


FIG. 4. 6. 2 CONSTANTES DEFINIDAS PARA CADA ESTANQUE

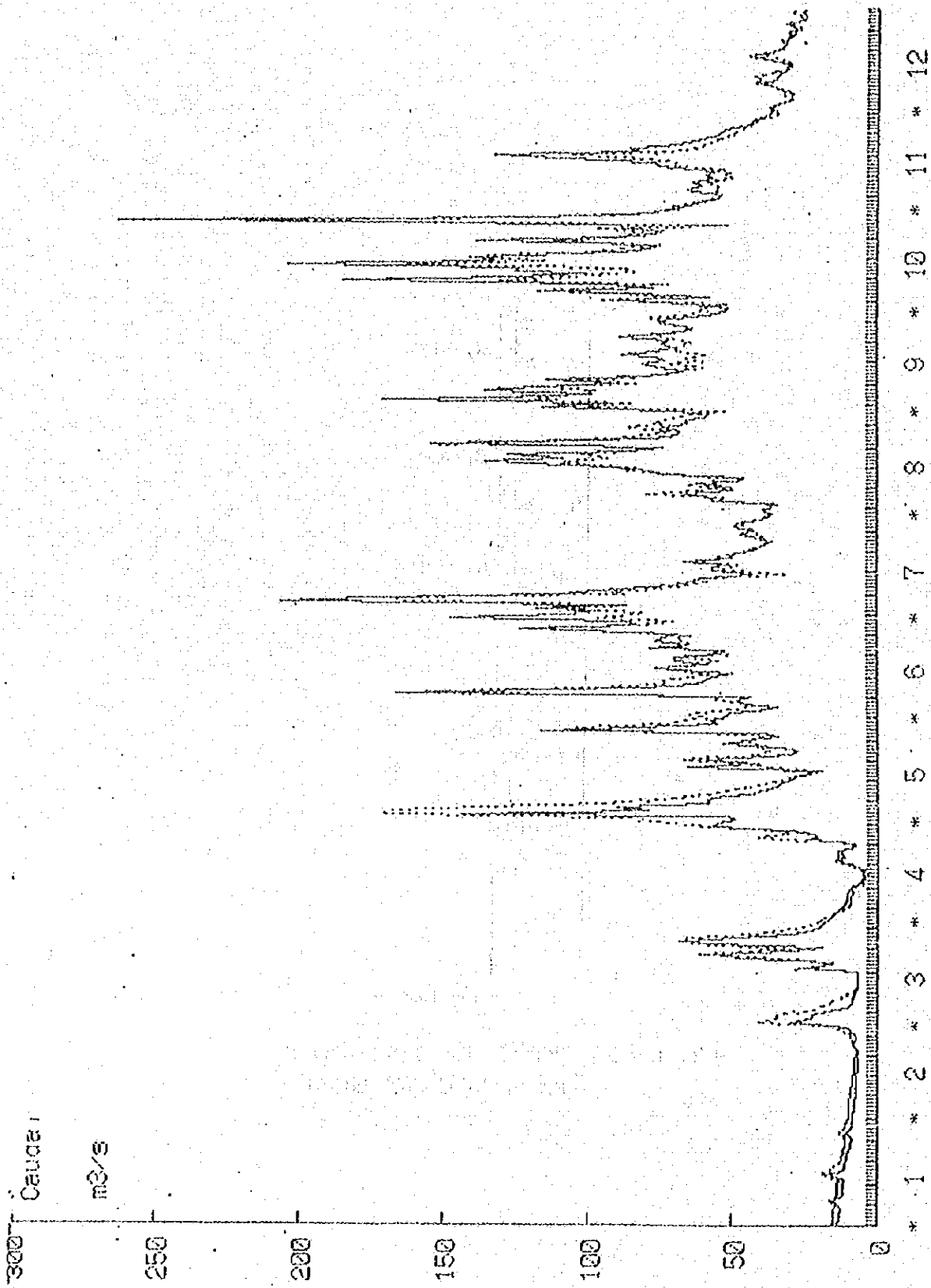


FIG. 4.6.3 COMPARACION ENTRE CAUDAL OBSERVADO (A) Y SIMULADO (B) PARA LA ESTAC. EL CAMPERO (1.975)

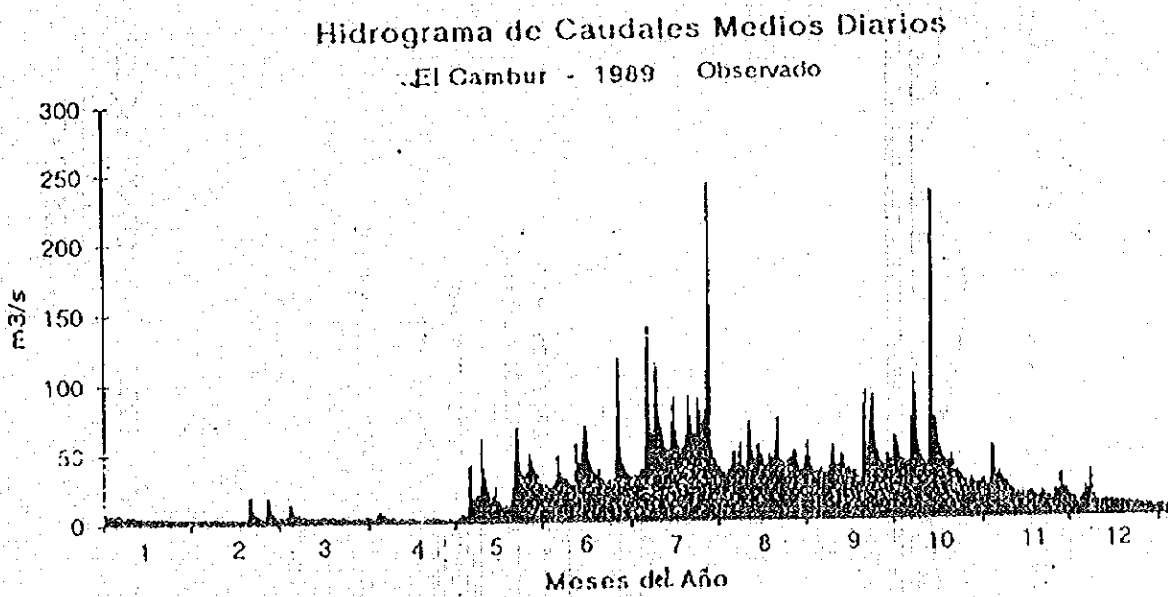
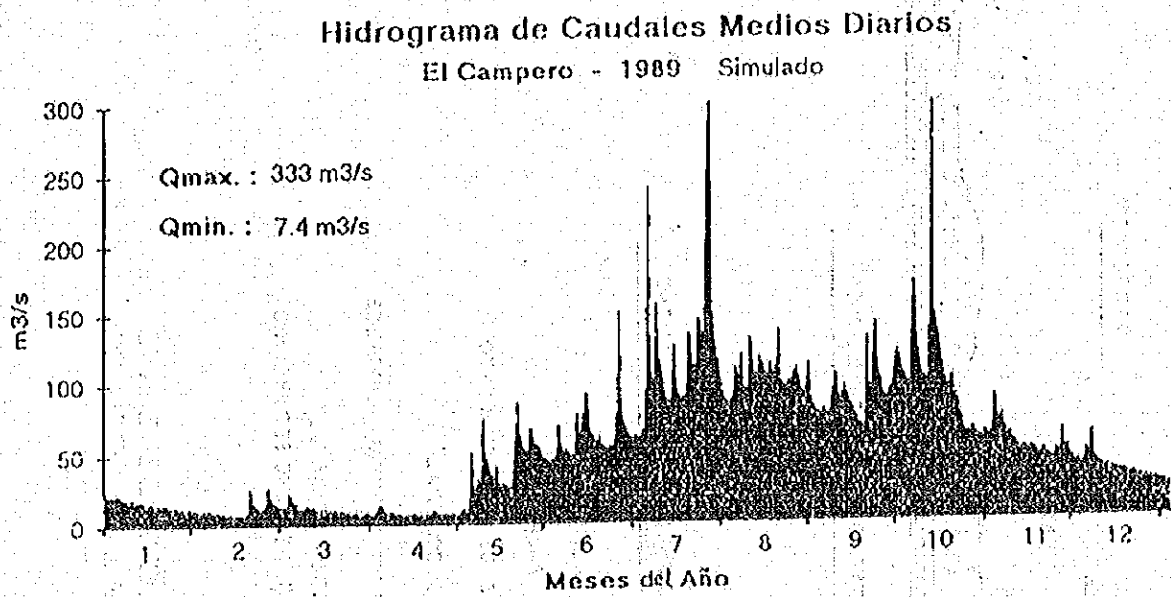
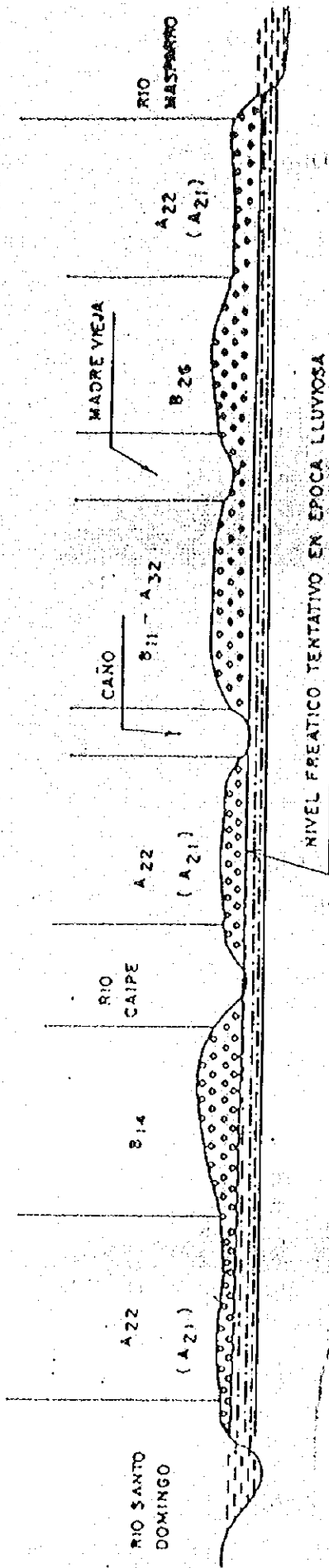


Fig 4.b.5 Hidrograma Diario (1976)



F 94

SIMBOLOGIA

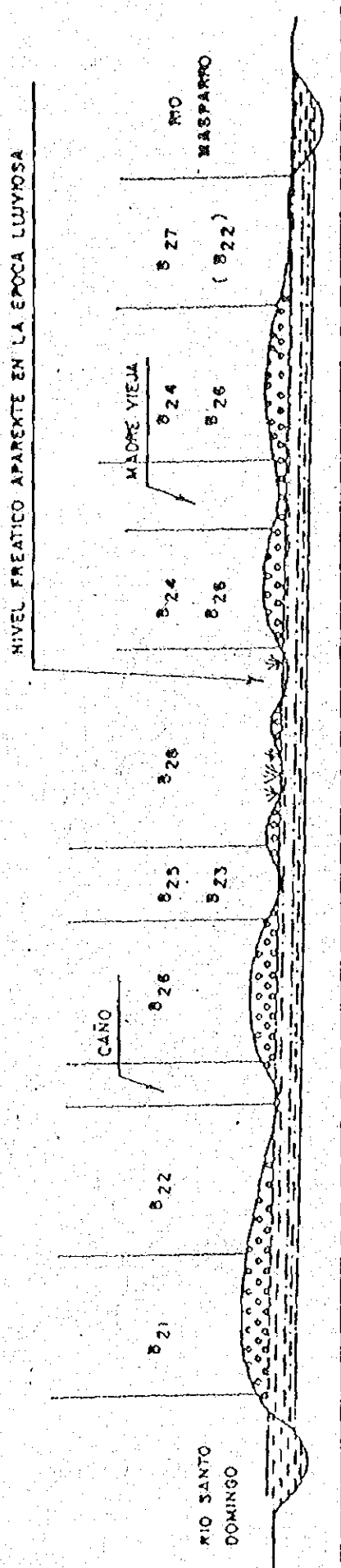
- DEPOSITOS MOD. GRUESOS (arenas)
- DEPOSITOS MOD. FINOS (limo)

MODERADAMENTE

POSICIONES GEOMORFOLOGICAS

- A 21 — VEGA ALTA
- A 22 — VEGA BAJA
- A 32 — NAPAS DE EXPLAYAMIENTO
- B 11 — GLACIS COLUVIAL
- B 14 — ABANICOS COLUVIO ALUVIALES
- B 26 — ALBARDON DE ORILLA (DIQUES) DE CAÑO SECUNDARIO

FIG. 5.1 CORTE ESQUEMÁTICO REPRESENTATIVO DEL LLANO TRANSICIONAL: DE PIE DE MONTE A LA LLANURA DE DESBORDO



F 95

SIMBOLOGIA

- DEPOSITOS MOD. GRUESOS ( arenas )
- DEPOSITOS MOD. FINOS ( limos )
- DEPOSITOS FINOS ( arcilla )
- MOD: MODERADAMENTE

POSICIONES GEOMORFOLOGICO

- B 21 — ALBAROON O DIQUE DE RIO PRINCIPAL
- B 22 — MAPA DE DESBORDE
- B 23 — CUBETA DE DECANTACION
- B 24 — DELTAS DE RUPTURA
- B 25 — CUBETA DE DESBORDAMIENTO
- B 26 — ALBAROON DE CAUSE DIFLUENTE
- B 27 — MAPA DE DESBORDE GENERALIZADO
- B 28 — COMPLEJO DIQUE - CUBETA

FIG. 5.2 CORTE ESQUEMATICO REPRESENTATIVO DE LA LLANURA ALUVIAL DE DESBORDE.



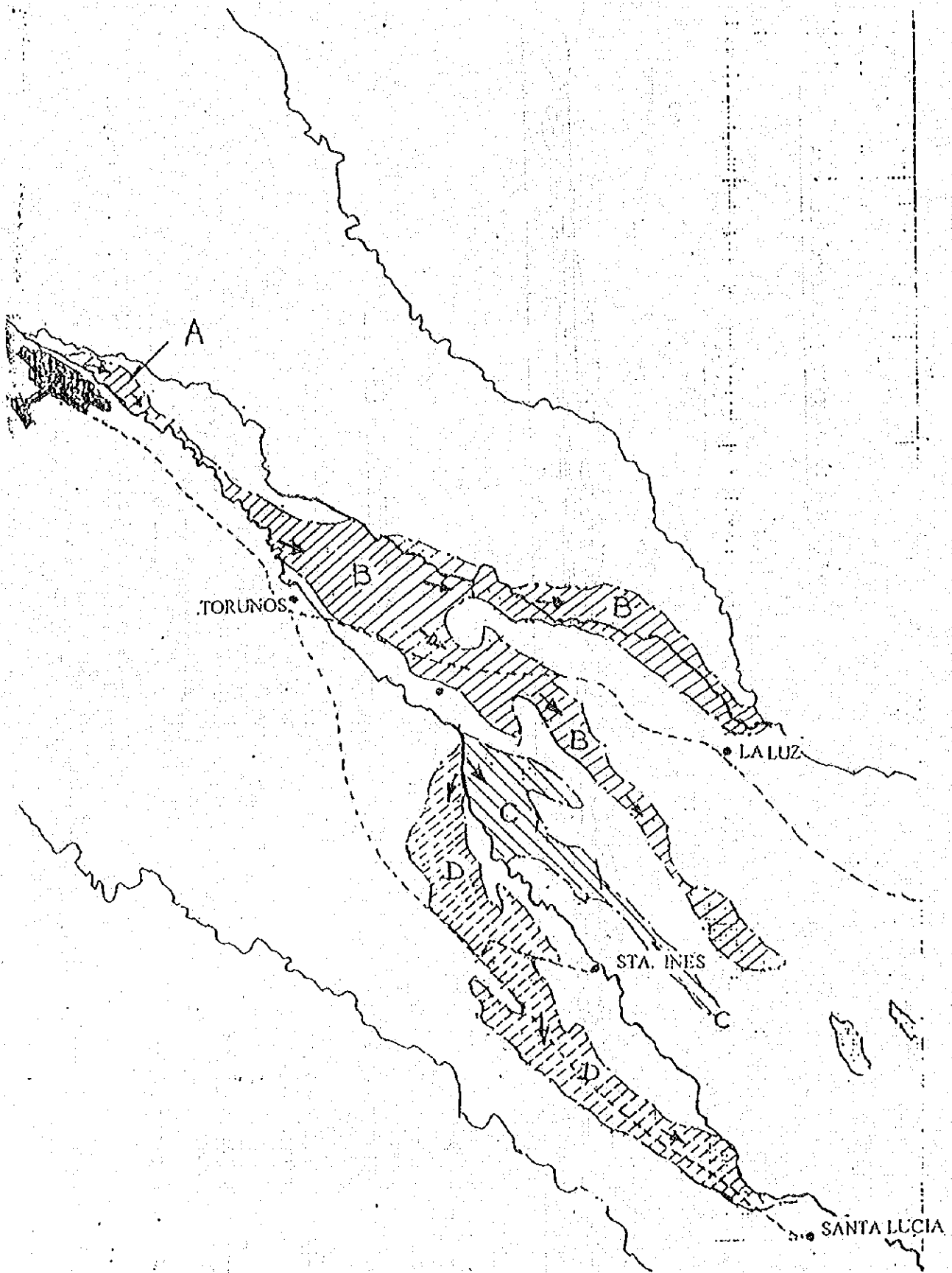


FIG. 7.2.1 SELECCION DE AREAS DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES

F 96

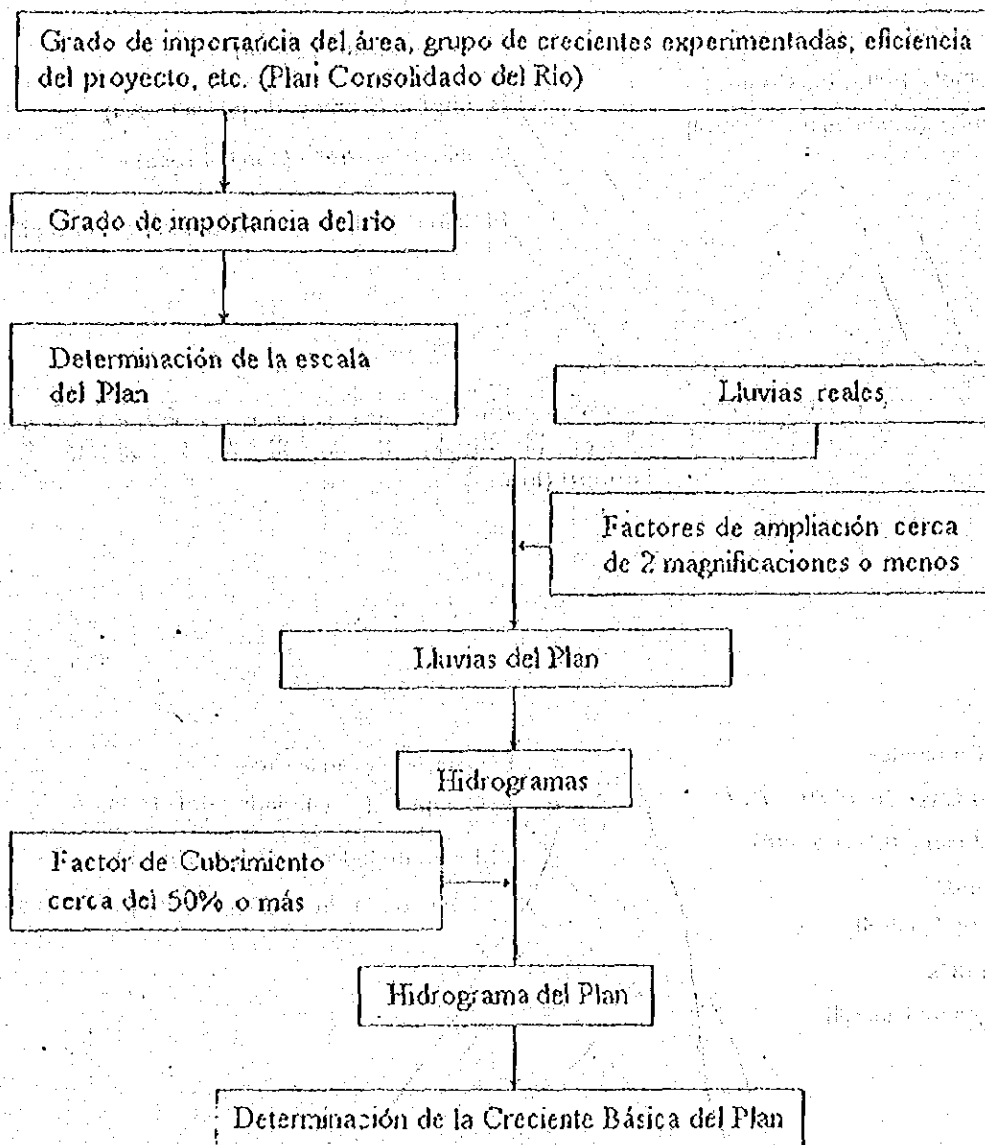


FIG. 7.7.1 DETERMINACION DE LA CRECIENTE BASICA DEL PLAN

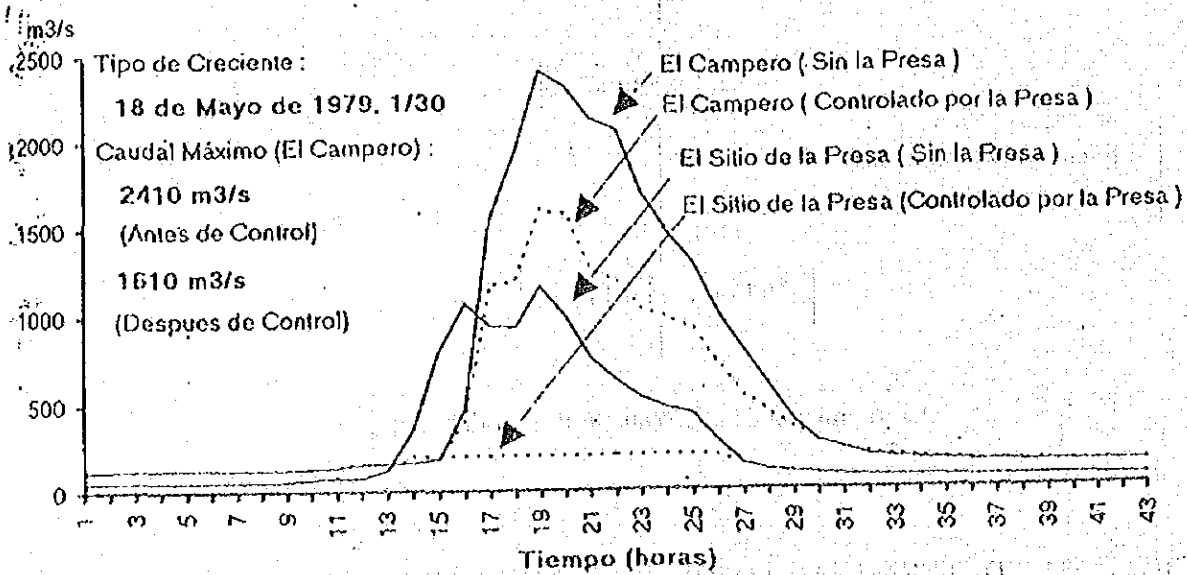
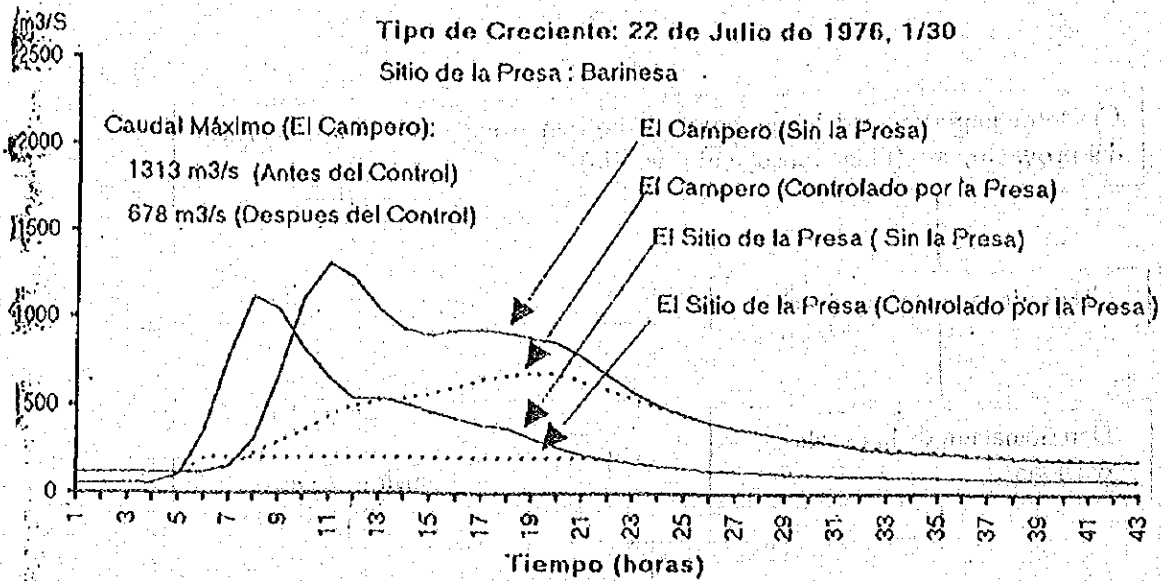


FIG. 7.7.2 HIDROGRAMA DE CRECIENTE CON UN PERIODO DE RETORNO DE 30 AÑOS (1/2)

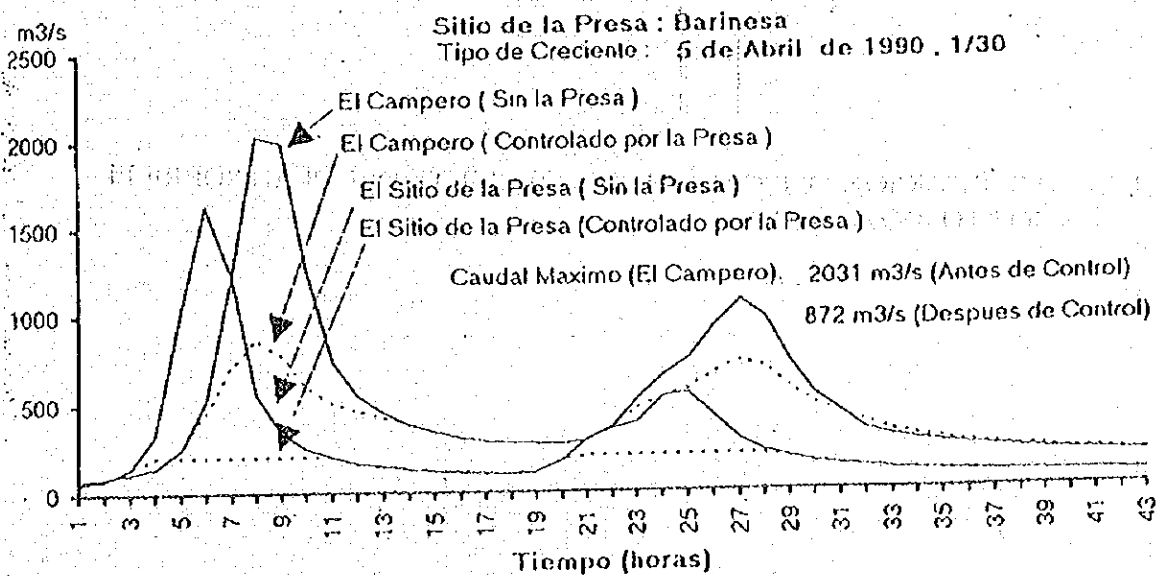
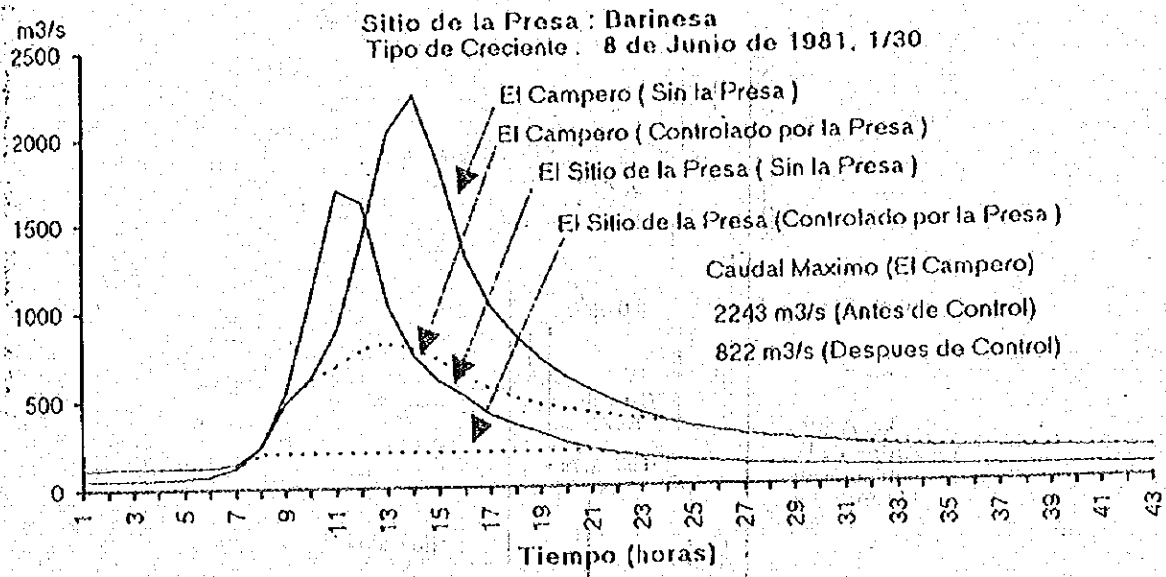


FIG. 7.7.2 : HIDROGRAMA DE CRECIENTE CON UN PERIODO DE RETORNO DE 30 AÑOS (2/2)

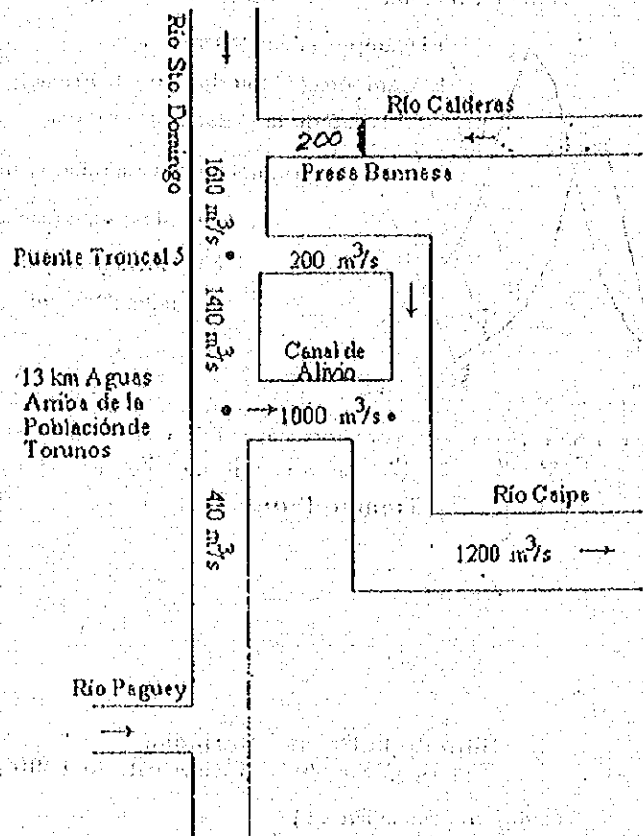


FIG. 7.8.1 DISTRIBUCION DEL CAUDAL DE CRECIENTE DEL PLAN SOBRE EL RIO STO. DOMINGO

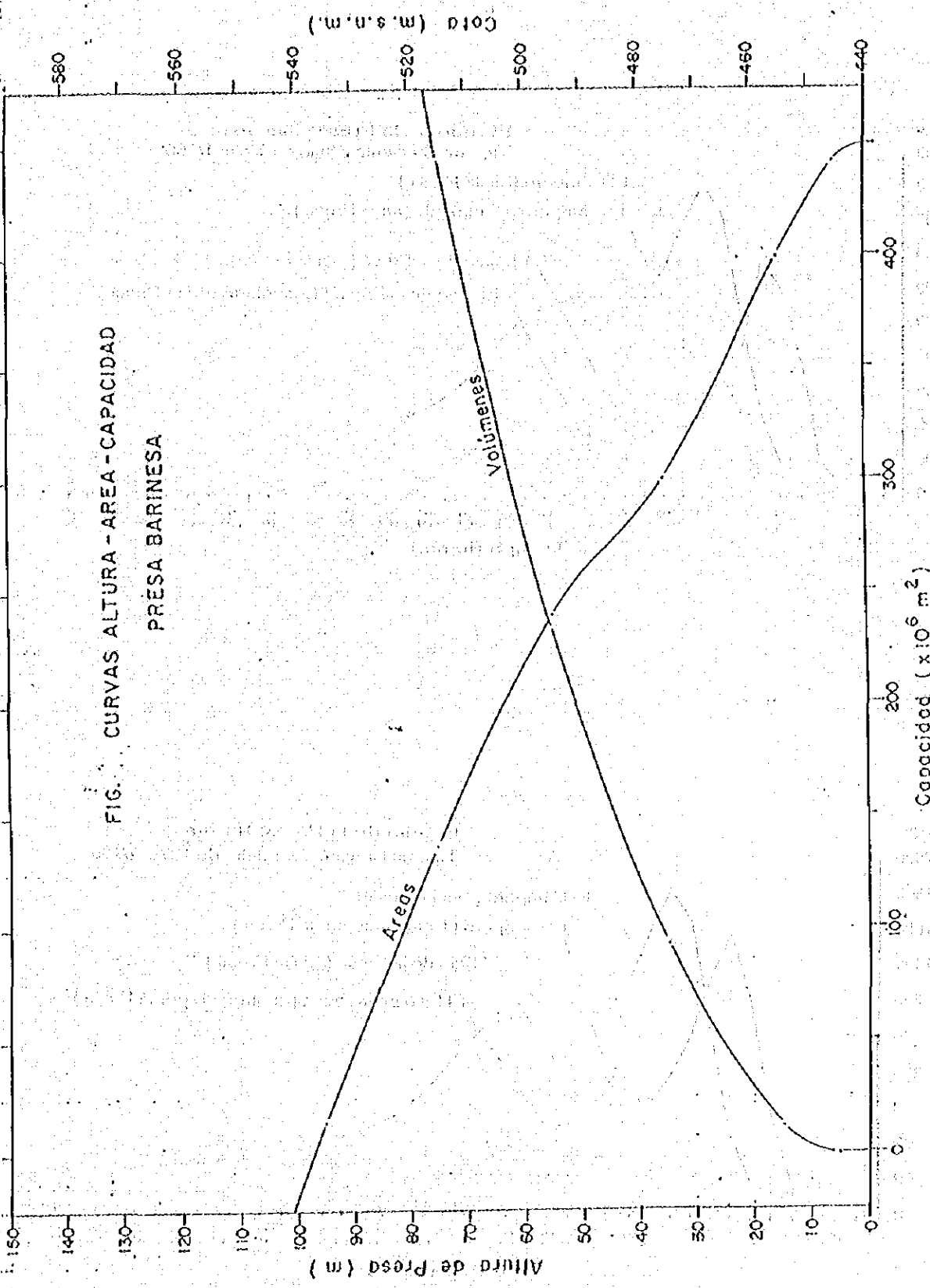


FIG. 7.9.1 CURVAS ALTURA - AREA - CAPACIDAD  
PRESA BARINESA

FIG. 7.9.1 CURVAS ALTURA - AREA - CAPACIDAD  
PRESA BARINESA.

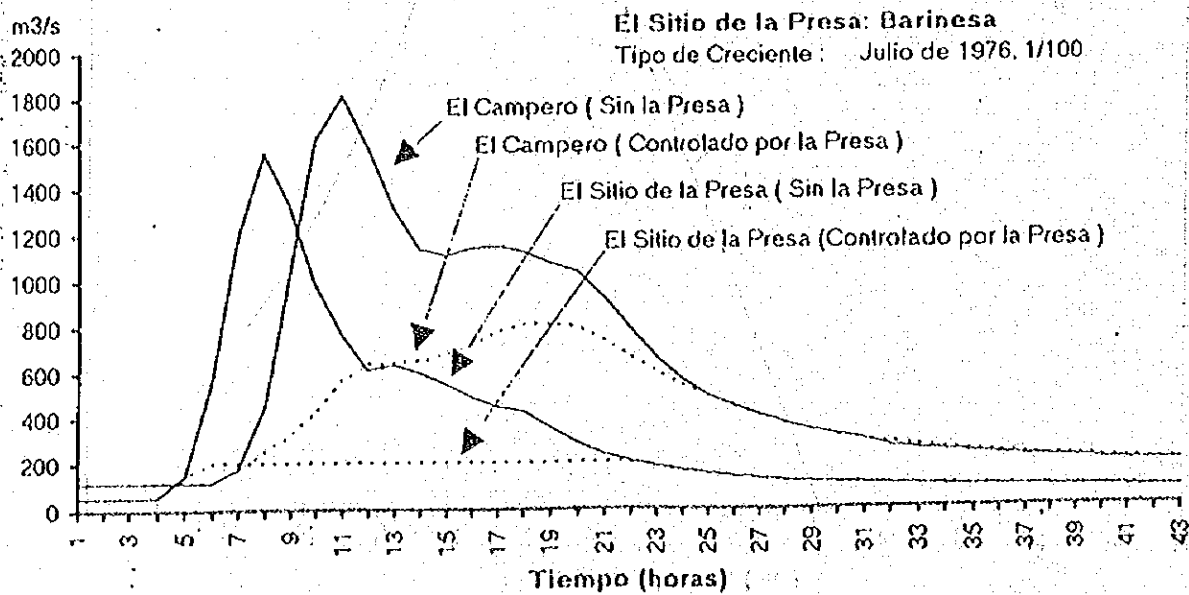
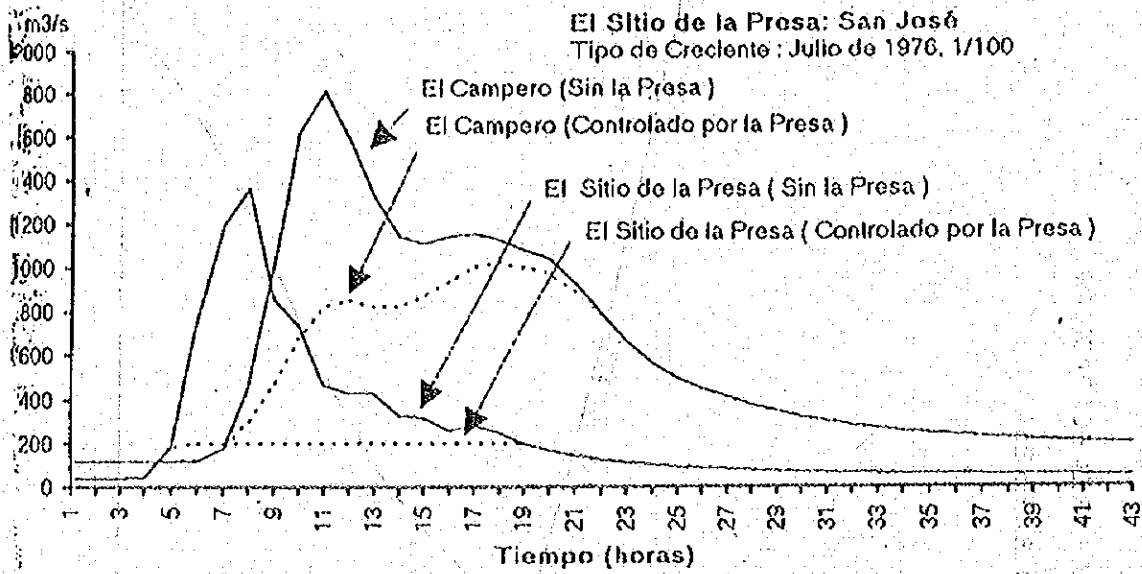


FIG. 7.9.2 EFECTO DE CONTROL DE INUNDACIONES POR LA PRESA (1/6)

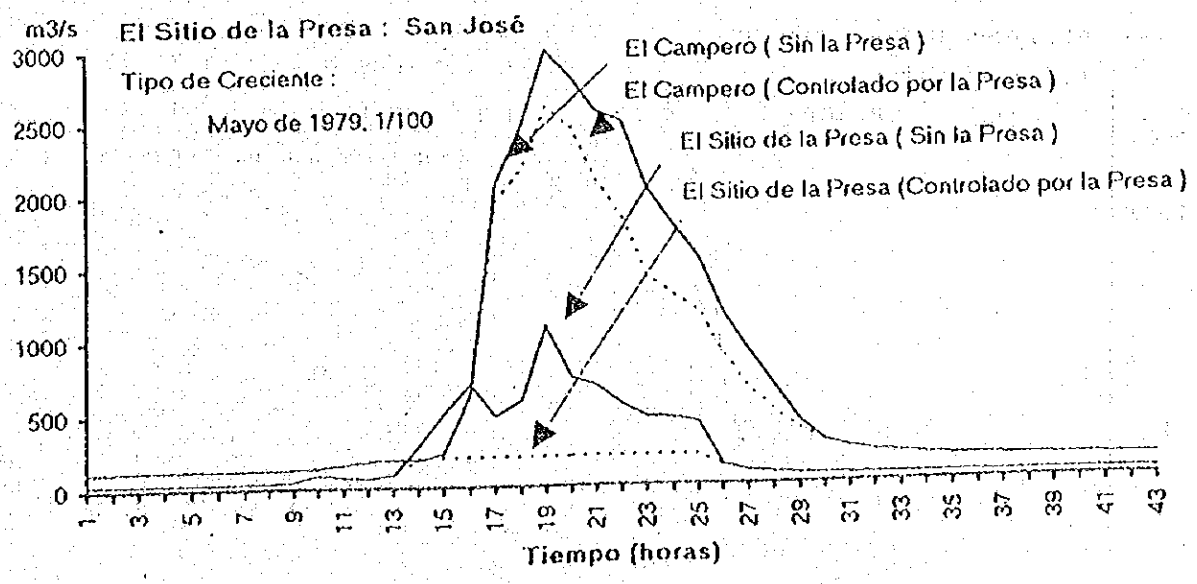
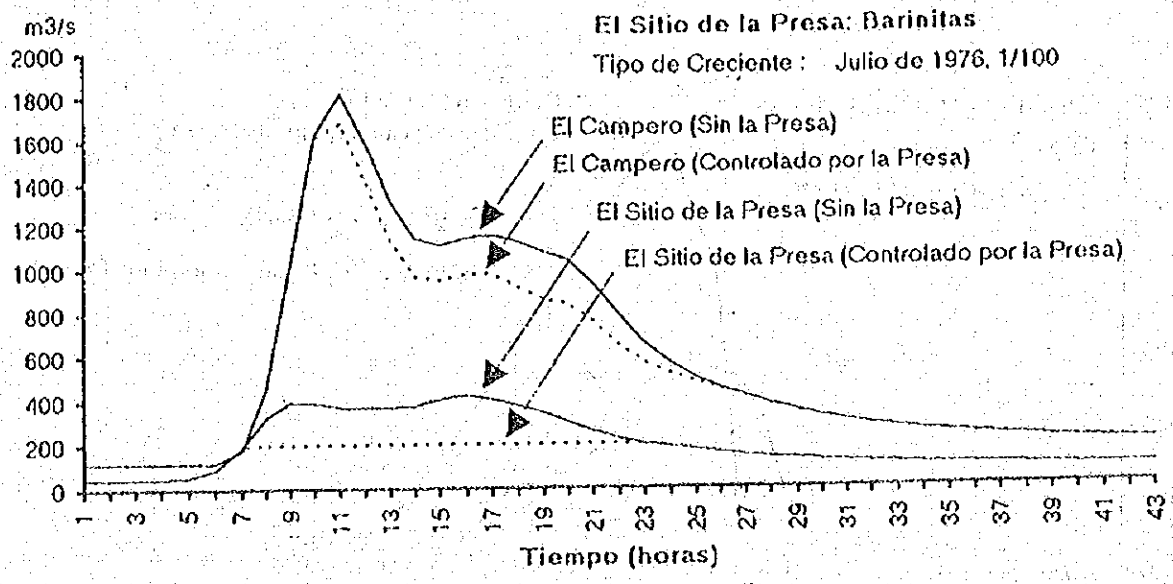


FIG. 7.9.2 EFECTO DE CONTROL DE INUNDACIONES POR LA PRESA (2/6)



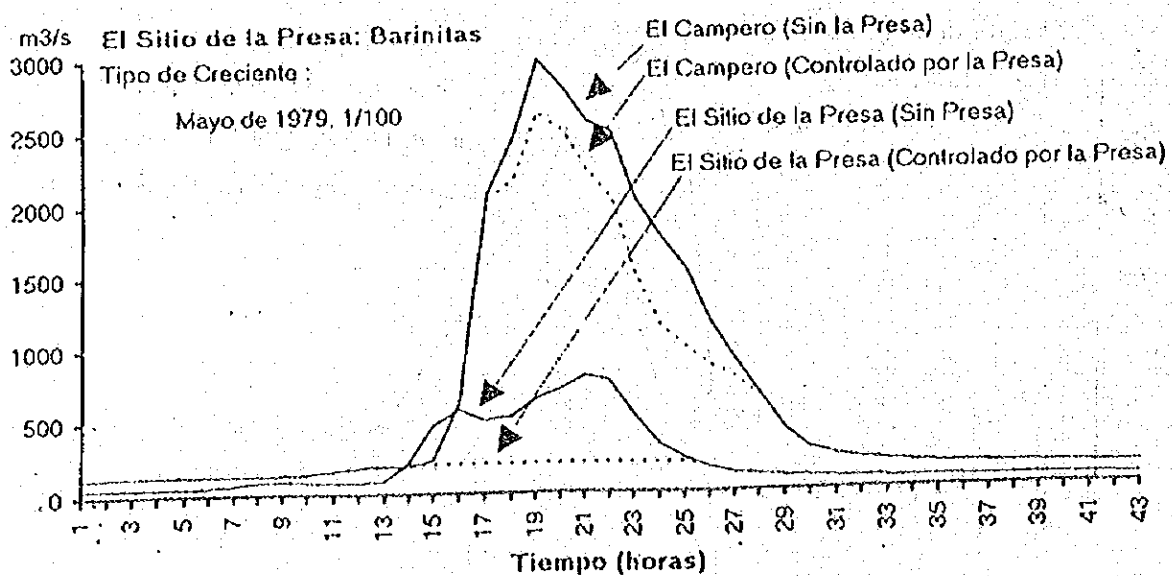
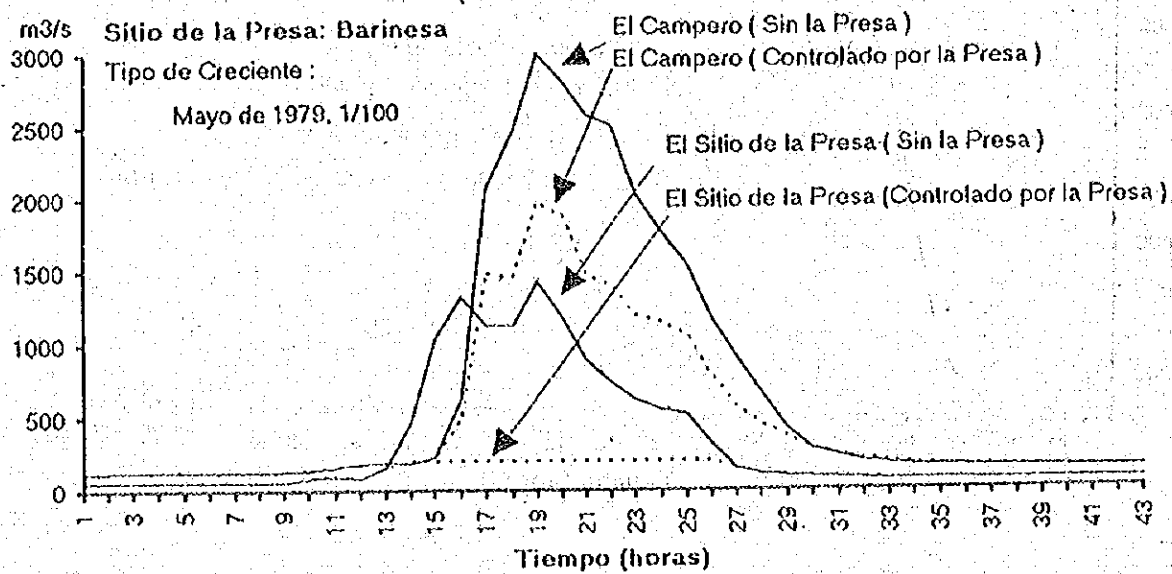


FIG. 7.9.2 EFECTO DE CONTROL DE INUNDACIONES POR LA PRESA (3/6)

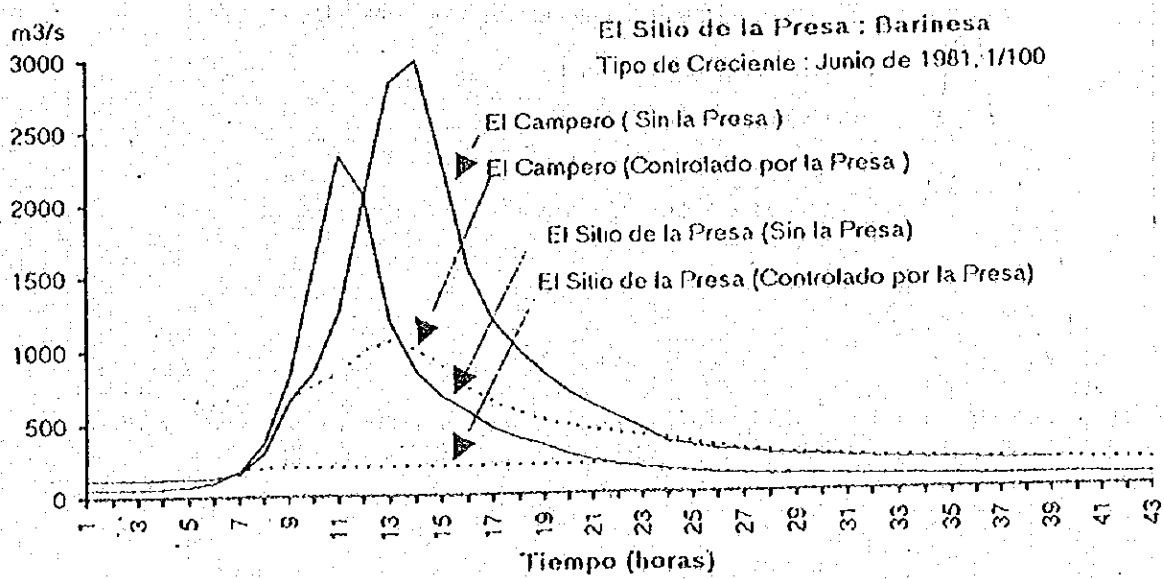
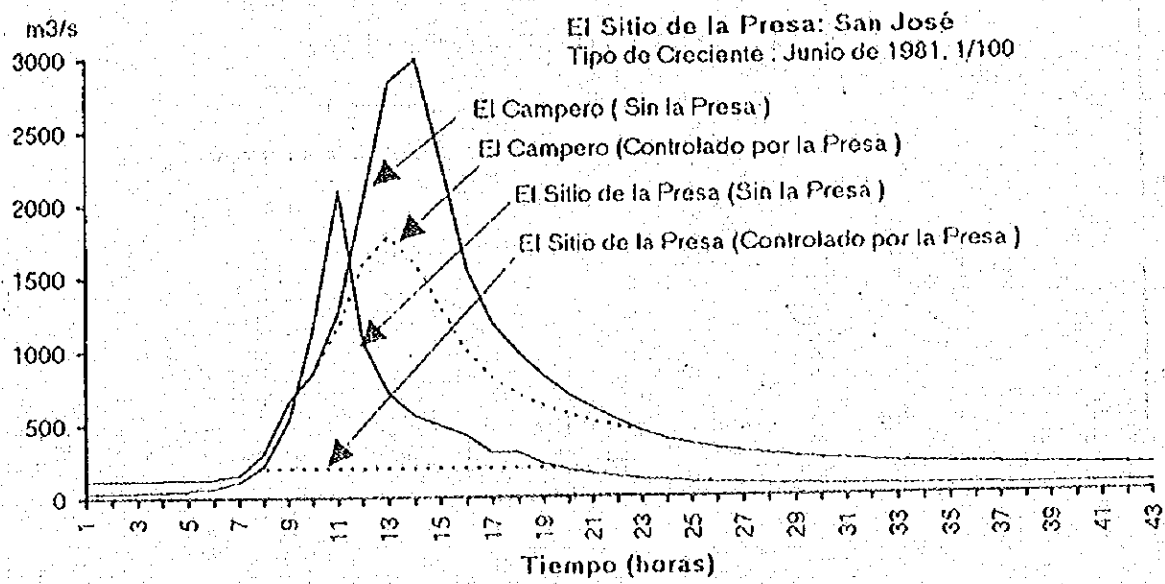


FIG. 7.9.2 EFECTO DE CONTROL DE INUNDACIONES POR LA PRESA (4/6)

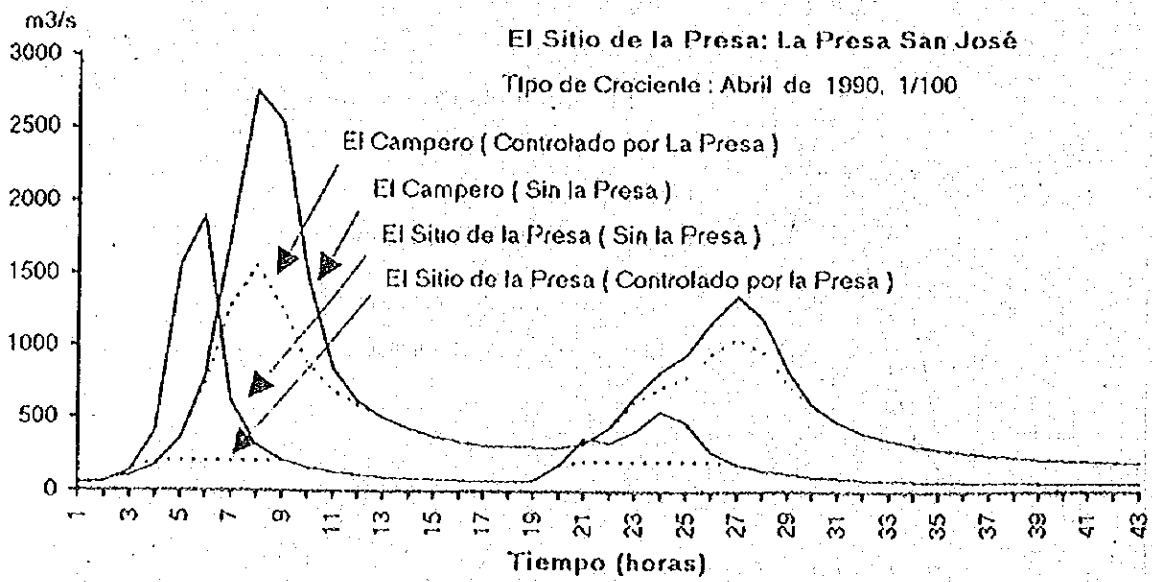
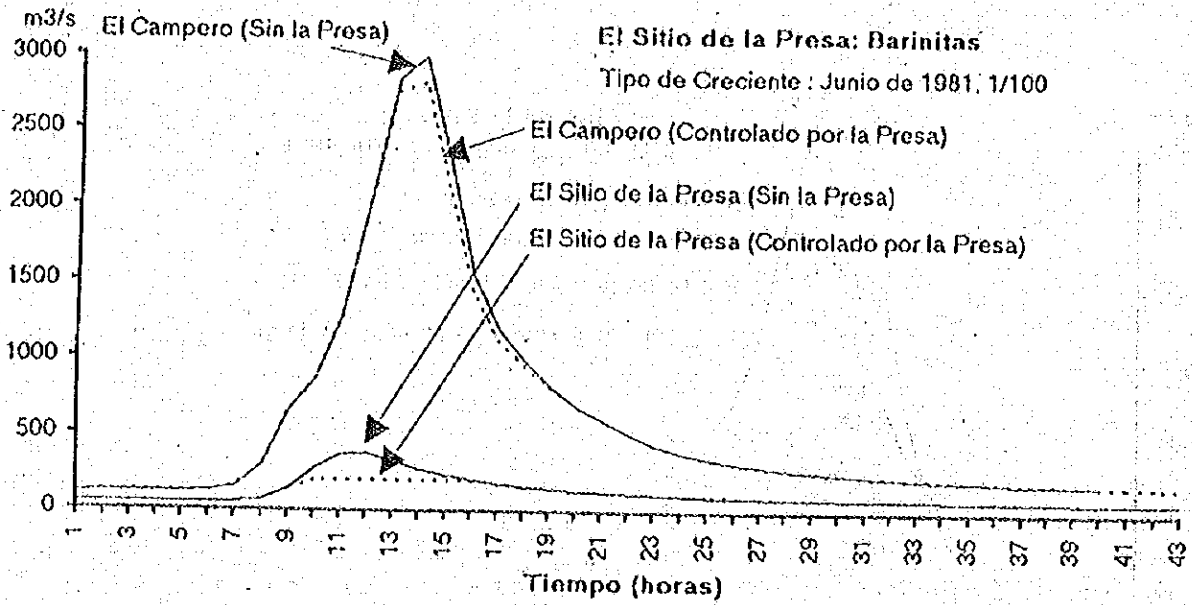


FIG. 7.9.2 EFECTO DE CONTROL DE INUNDACIONES POR LA PRESA (5/6)

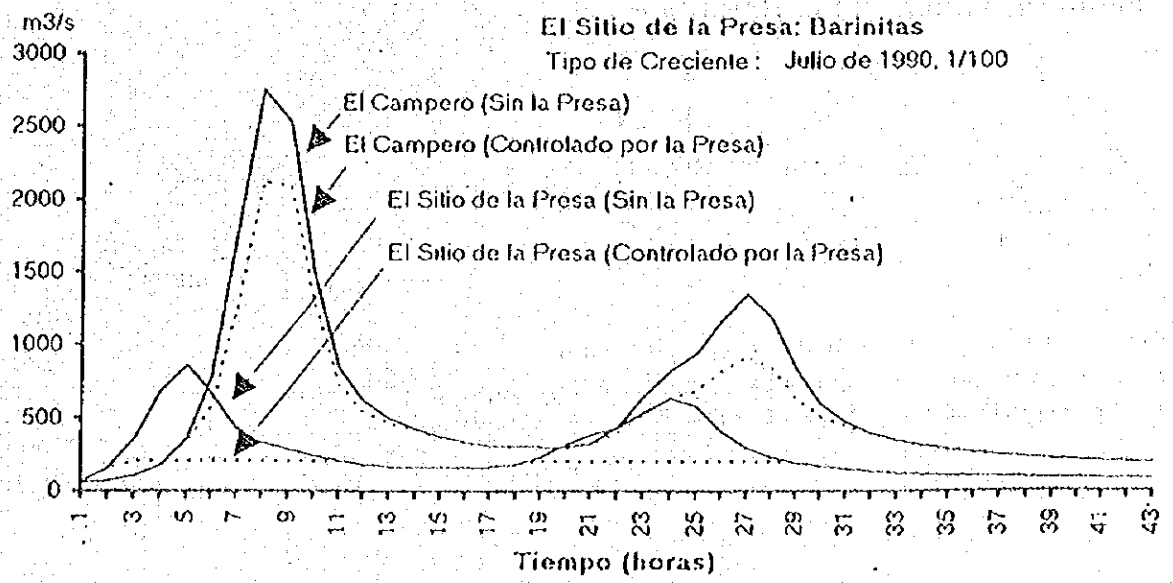
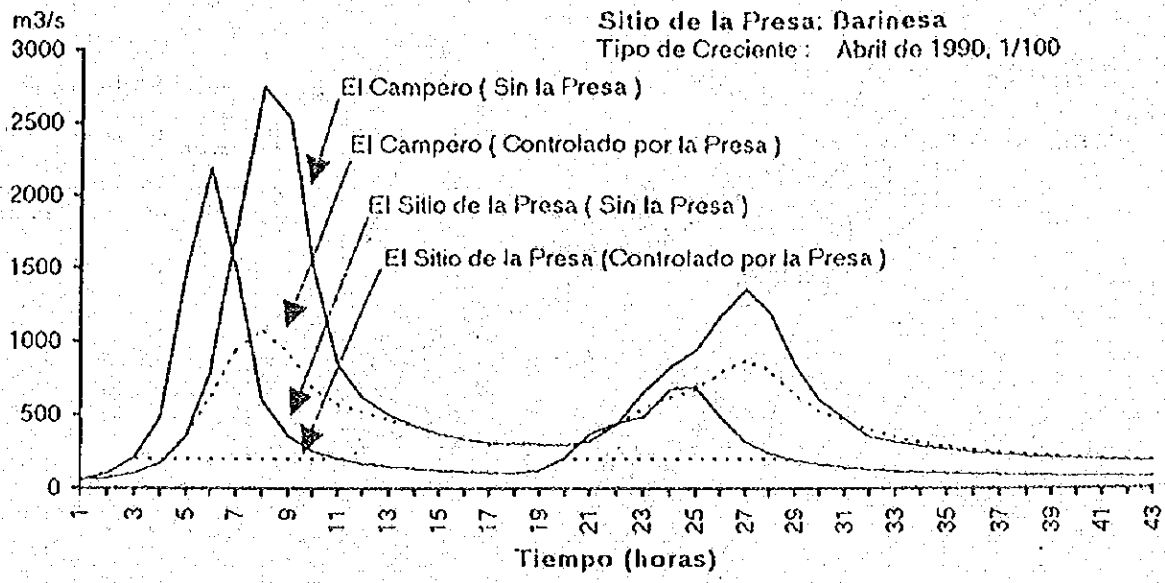
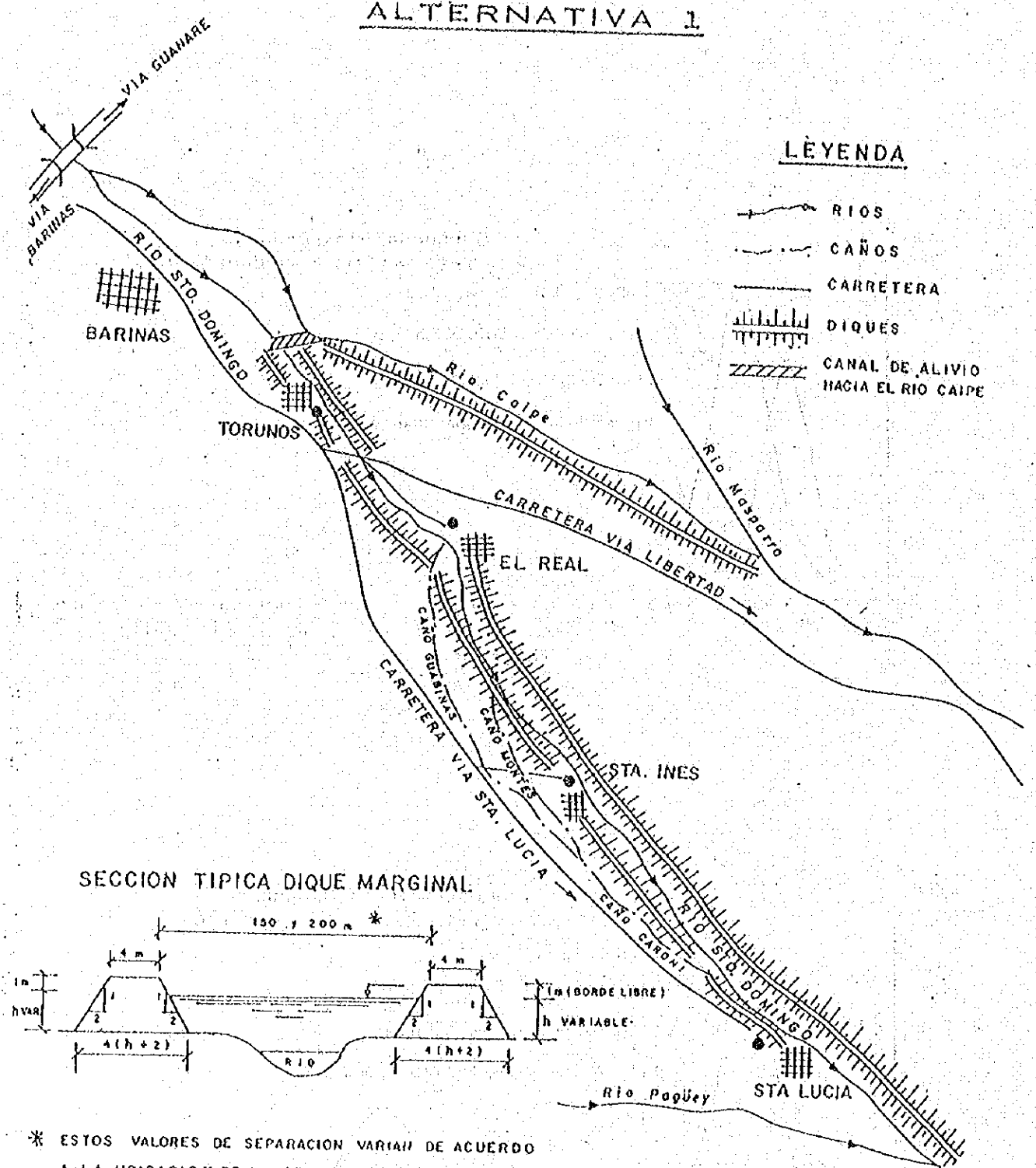


FIG. 7.9.2 EFECTO DE CONTROL DE INUNDACIONES POR LA PRESA (6/6)

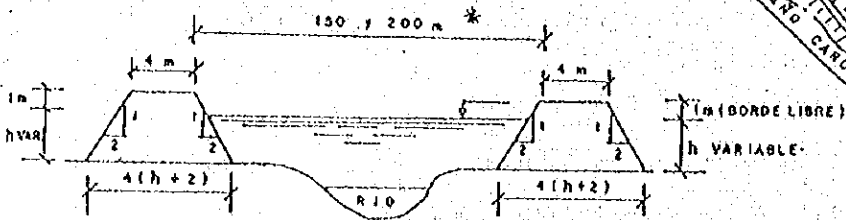
# ALTERNATIVA 1

## LEYENDA

- RIOS
- CAÑOS
- CARRETERA
- DIQUES
- CANAL DE ALIVIO HACIA EL RIO CAIPE



### SECCION TIPICA DIQUE MARGINAL



\* ESTOS VALORES DE SEPARACION VARIAN DE ACUERDO A LA UBICACION DE LA SECCION EN EL RIO STO. DOMINGO, EN LA MAYORIA DE LOS CASOS ES 200m. PARA ESTA ALTERNATIVA

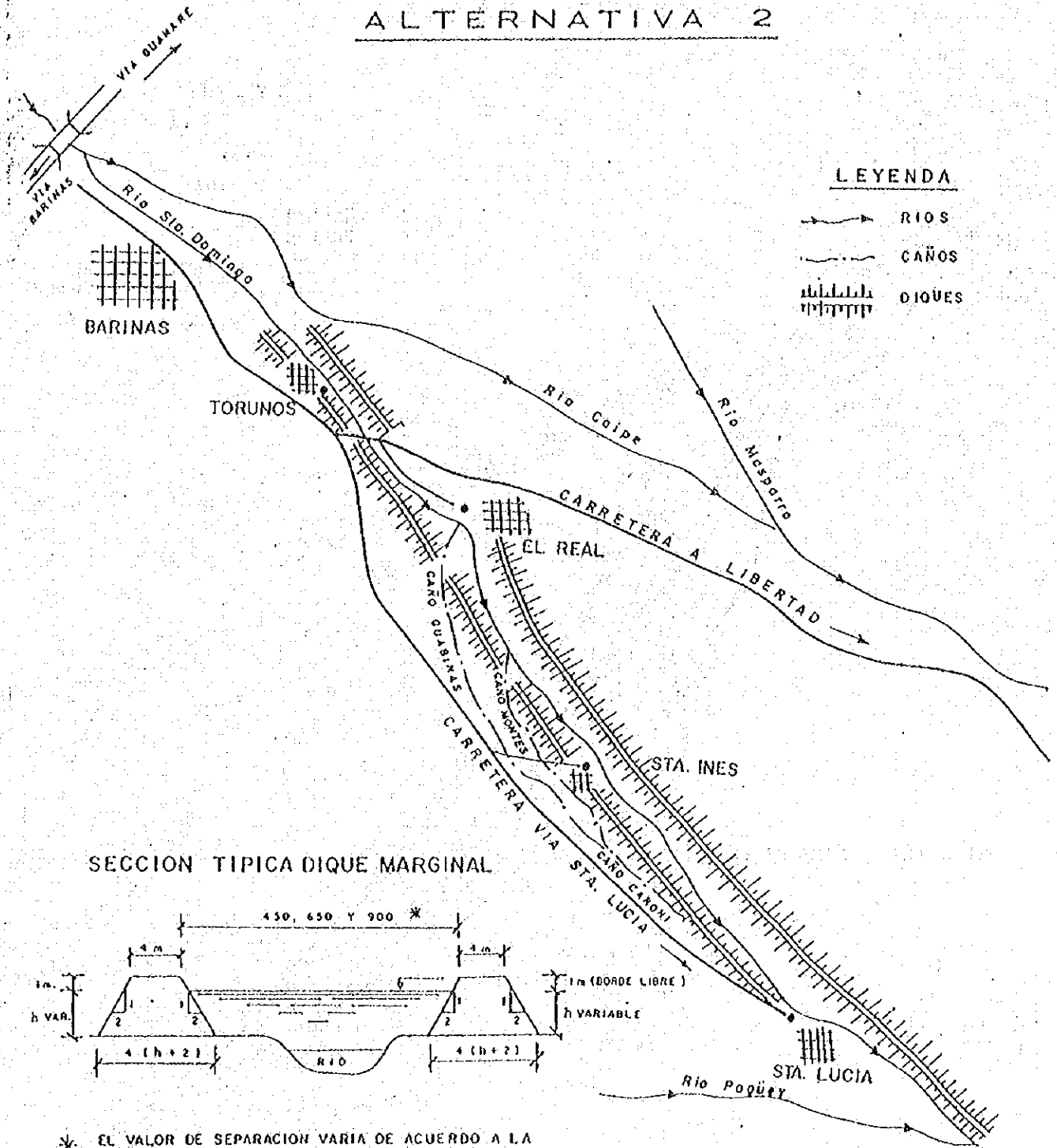
CROQUIS

FIG. 7.10.1 (1) ALTERNATIVA 1

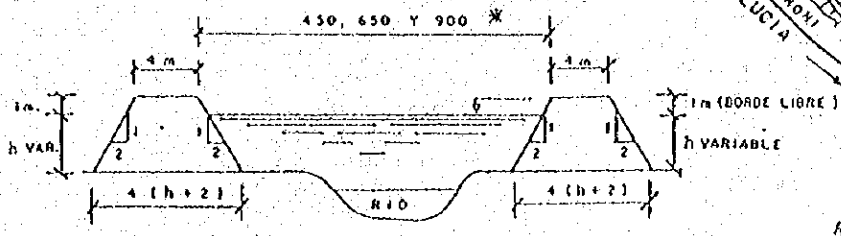
# ALTERNATIVA 2

## LEYENDA

- RIOS
- CAÑOS
- DIQUES



### SECCION TIPICA DIQUE MARGINAL



\* EL VALOR DE SEPARACION VARIA DE ACUERDO A LA UBICACION DE LA SECCION EN EL RIO STO. DOMINGO. PARA ESTA ALTERNATIVA PREDOMINA LA DE 650 m.

## CROQUIS

FIG. 7.10.1 (2) ALTERNATIVA 2

# ALTERNATIVA 3

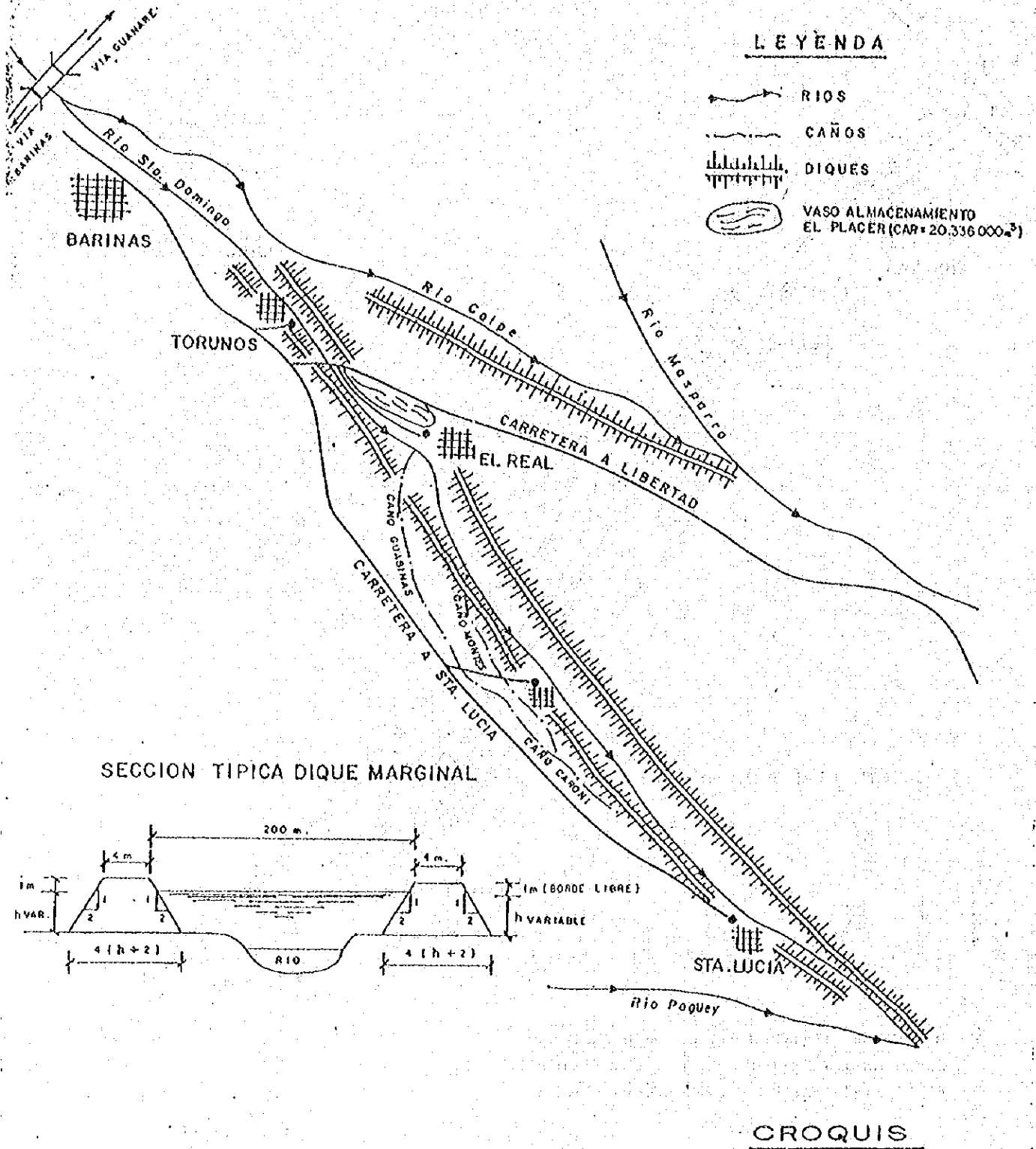
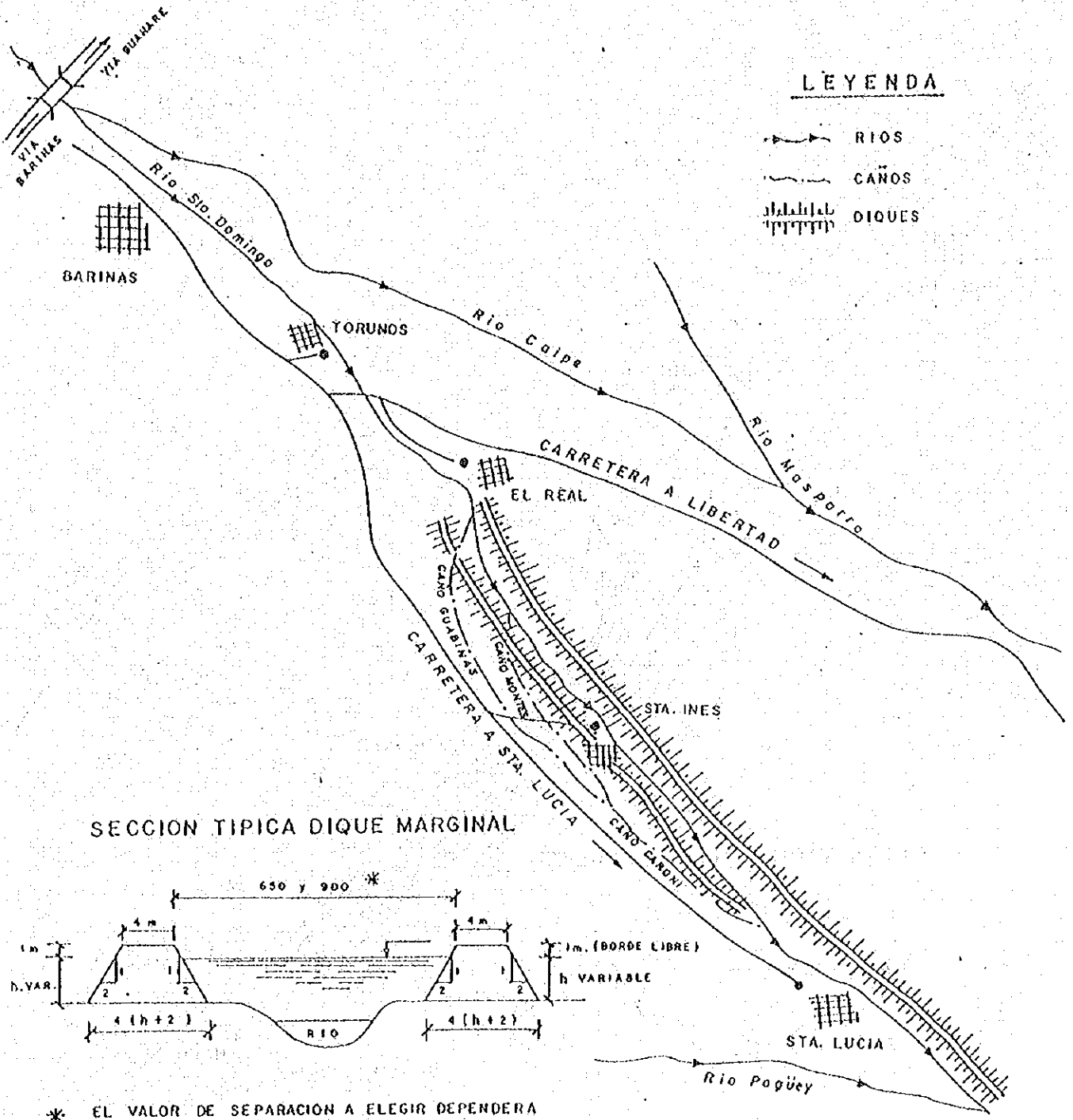


FIG. 7.10.1 (3) ALTERNATIVA 3

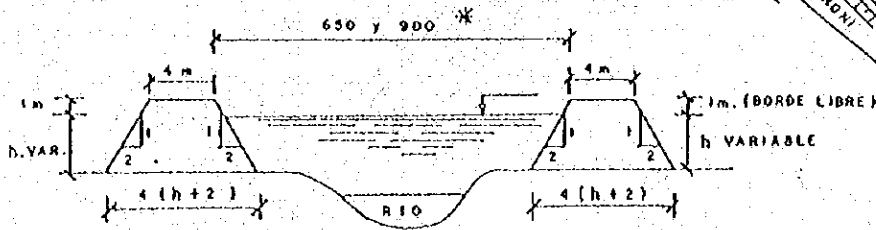
# ALTERNATIVA 4



### LEYENDA

- RIOS
- CAÑOS
- DIQUES

### SECCION TIPICA DIQUE MARGINAL



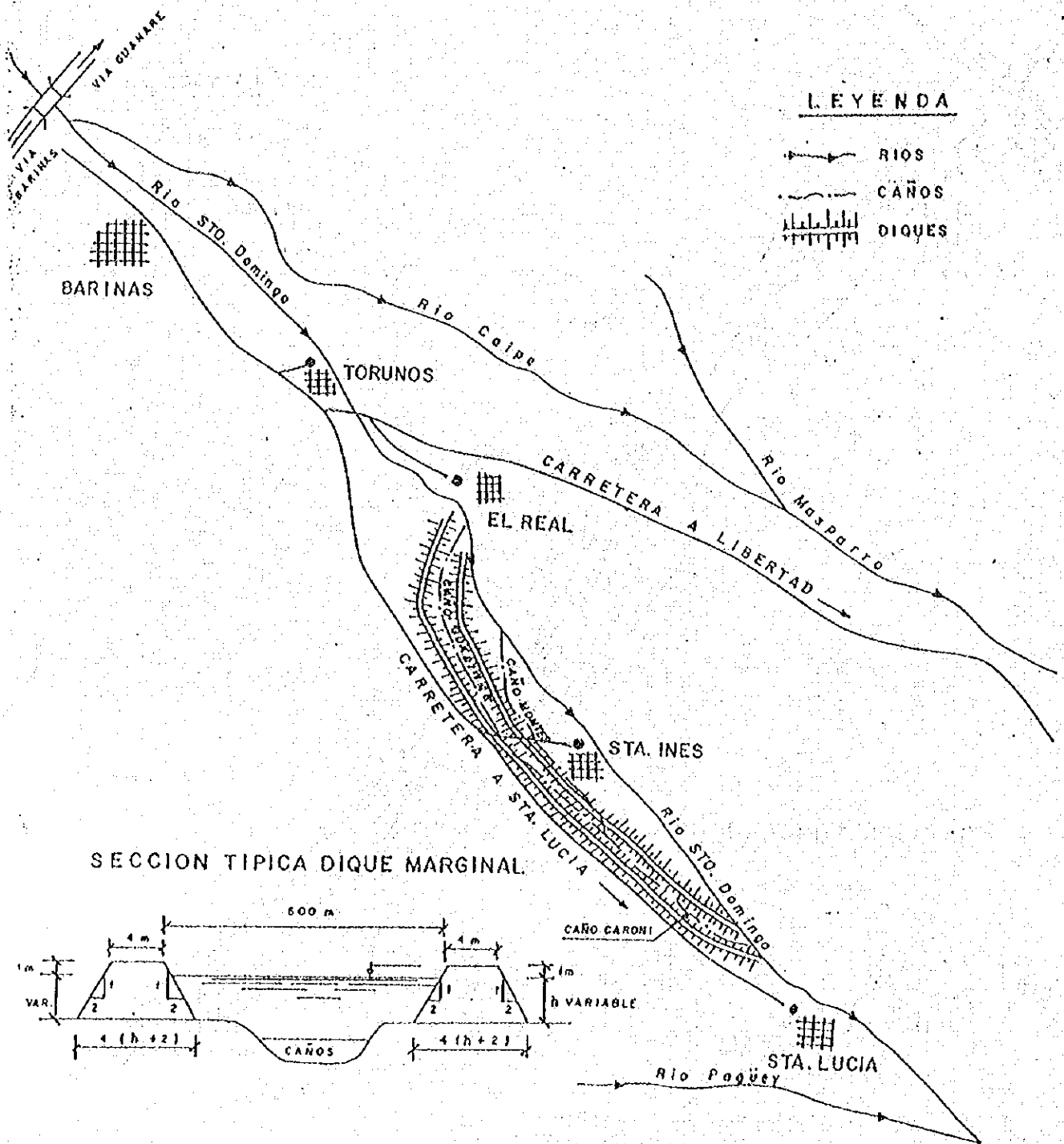
\* EL VALOR DE SEPARACION A ELEGIR DEPENDERA DE LA SECCION DEL CAUCE, MAYORMENTE ES 650m.

### CROQUIS

FIG. 7.10.1 (4) ALTERNATIVA 4



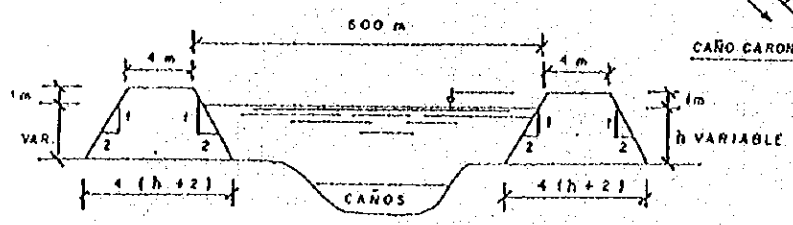
# ALTERNATIVA 5



### LEYENDA

- RIOS
- CAÑOS
- DIQUES

### SECCION TIPICA DIQUE MARGINAL.



### CROQUIS

FIG. 7.10.1 (6) ALTERNATIVA 5

# ALTERNATIVA 6

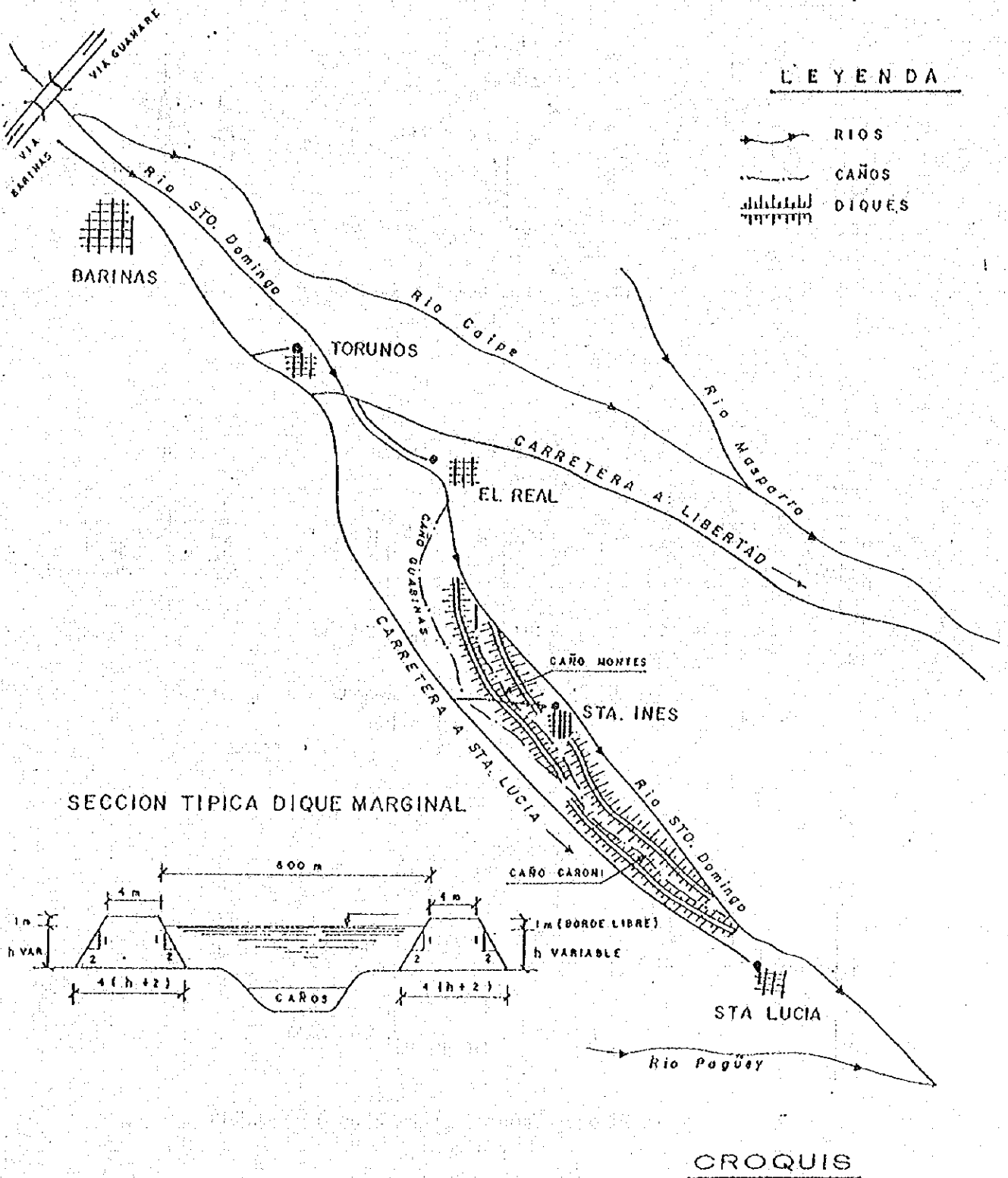
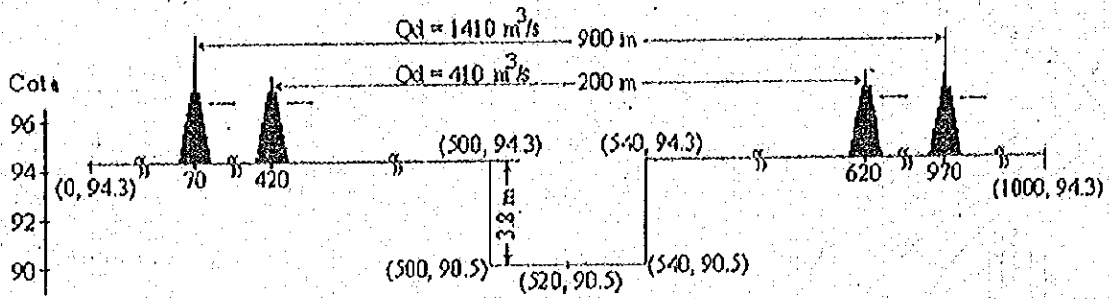
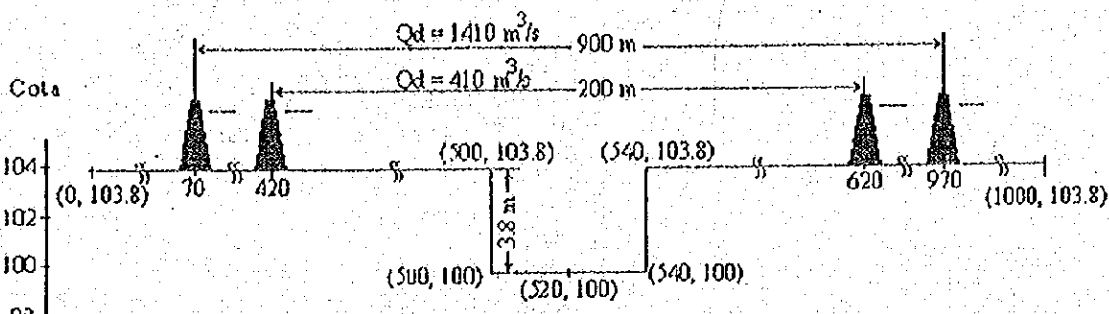


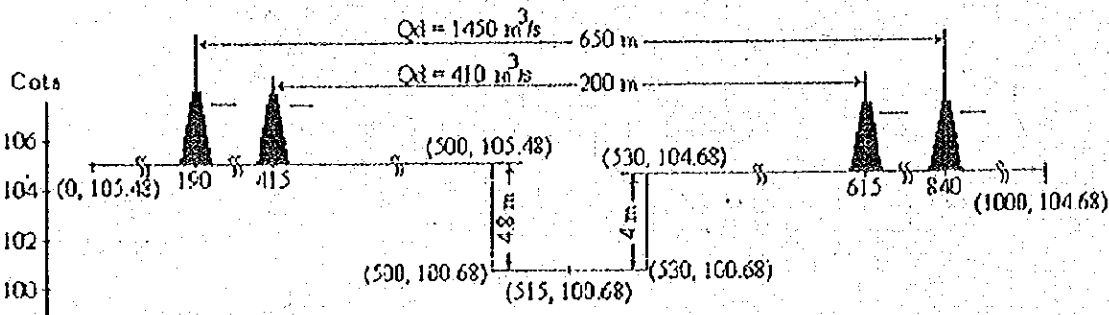
FIG. 7.10.1 (5) ALTERNATIVA 6



Sección No. 1 (Confluencia del Río Paguey)  $n = 0.045$   
Prog. 0 km



Sección No. 2 (Confluencia con Caño Caroní)  $n = 0.045$   
Prog. 28.8 km



Sección No. 3 (Término de Caño Manzo)  $n = 0.045$   
Prog. 30.5 km

FIG. 7.10.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS DIQUES CALCULOS EN LAS ALTERNATIVAS 1 Y 2 (1/6)

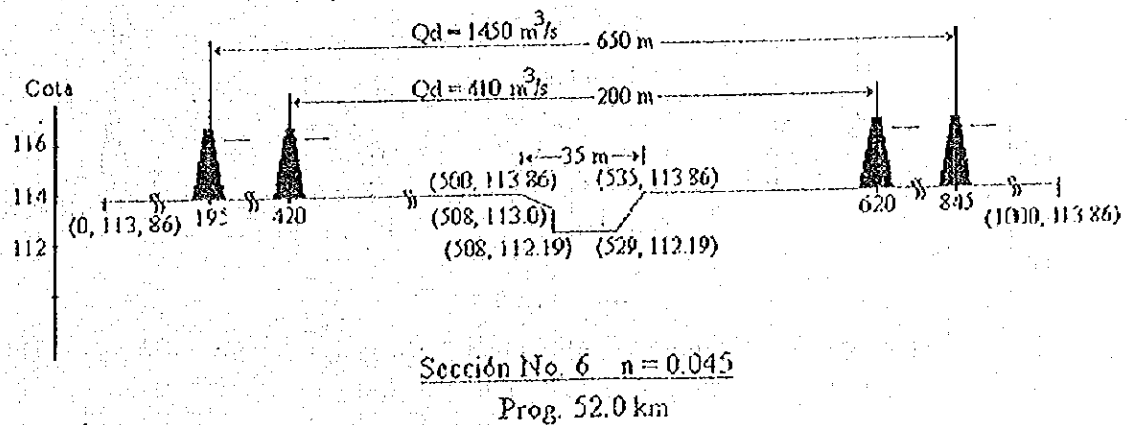
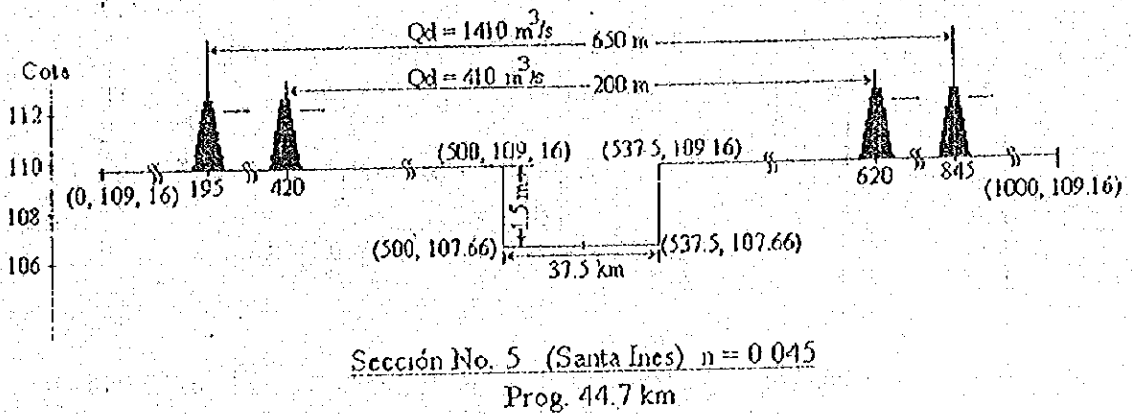
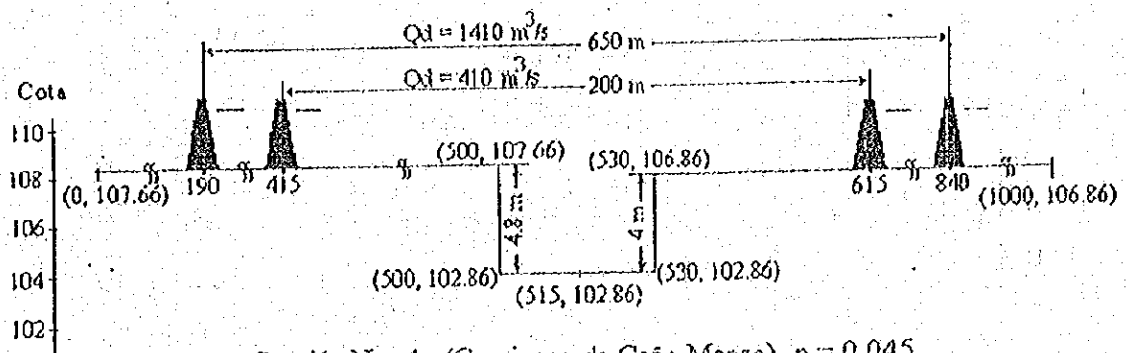
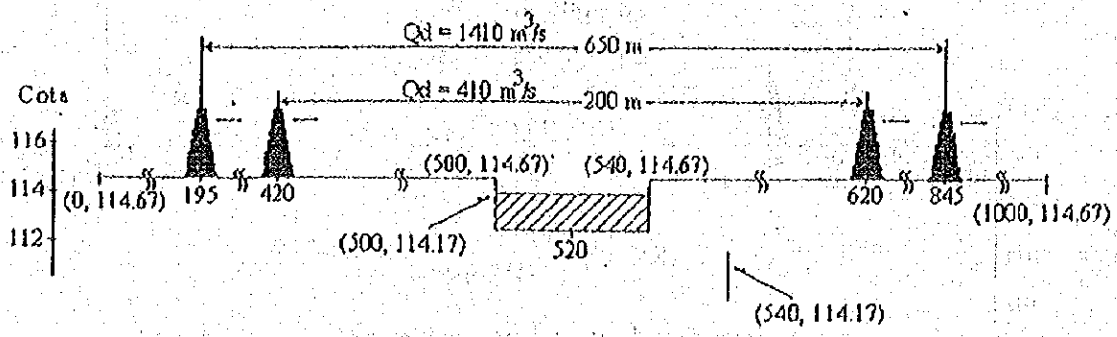
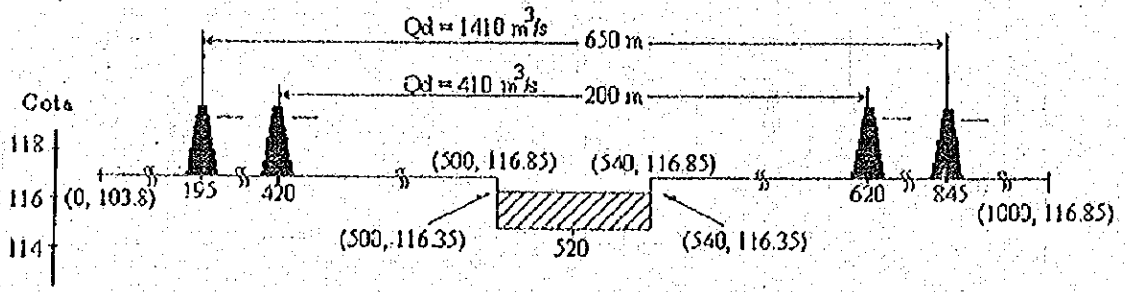


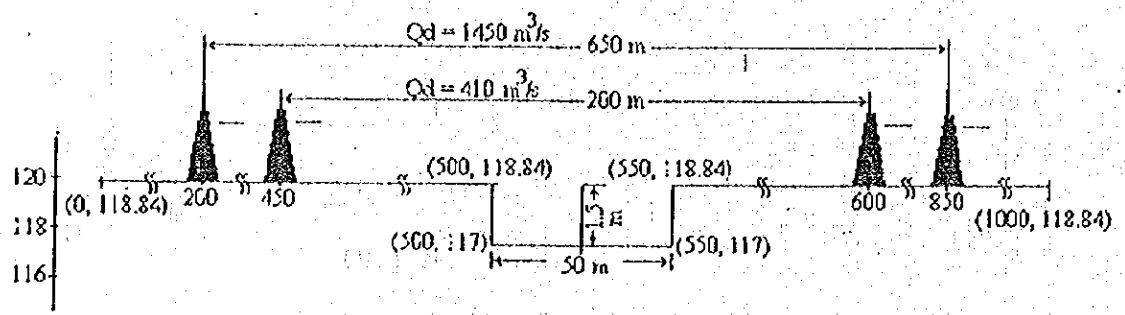
FIG. 7.10.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS DIQUES CALCULOS EN LAS ALTERNATIVAS 1 Y 2 (2/6)



Sección No. 7 (Terrano del Sector de Tapón de 1993)  $n = 0.045$   
 Prog. 52.9 km

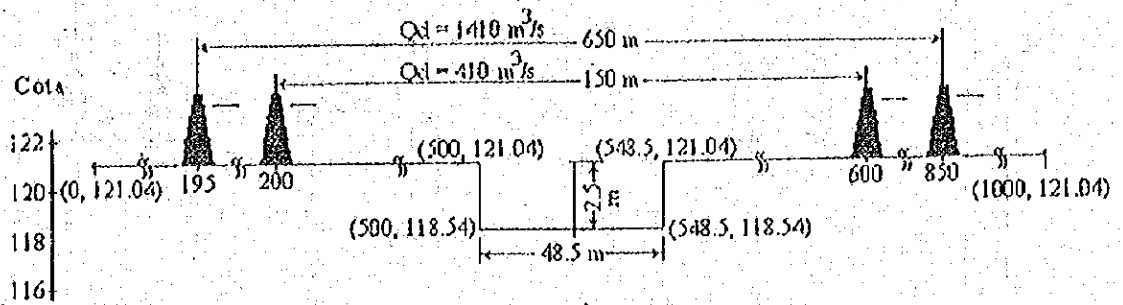


Sección No. 8 (Comienzo del Sector de Tapón de 1993)  $n = 0.045$   
 Prog. 56 km

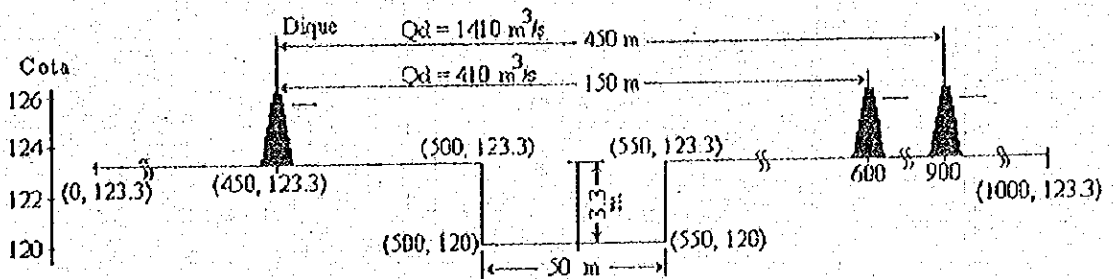


Sección No. 9 (150 m Aguas Abajo de Difruencia de Caño Guabina)  $n = 0.045$   
 Prog. 62.0 km

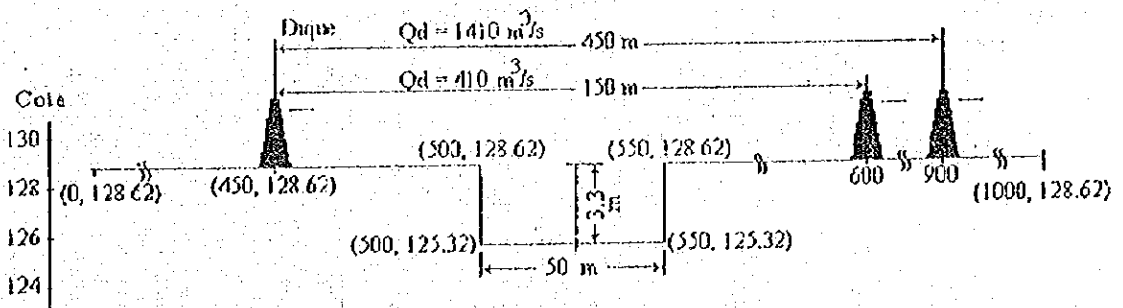
FIG. 7.10.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS DIQUES CALCULOS EN LAS ALTERNATIVAS 1 Y 2 (3/6)



Sección No. 10 (300 m Aguas Arriba de Diferencia de Caño Guabma)  $n = 0.045$   
 Prog. 62.45 km

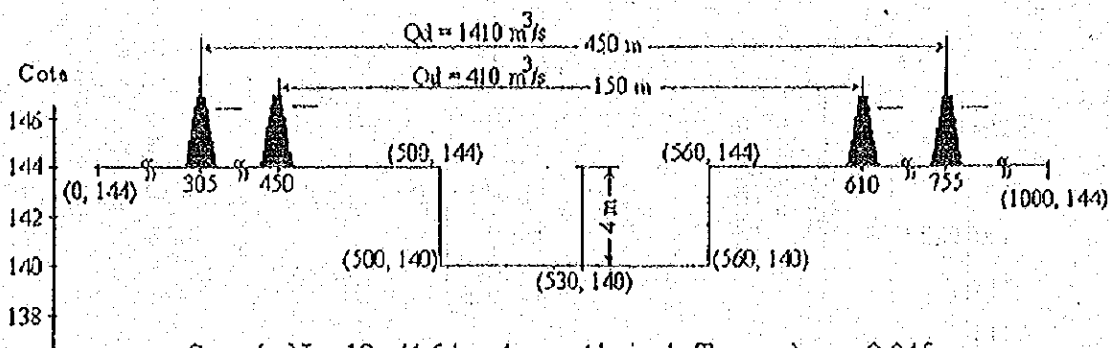


Sección No. 11 (3.7 km Aguas Abajo de El Real)  $n = 0.045$   
 Prog. 65.8 km

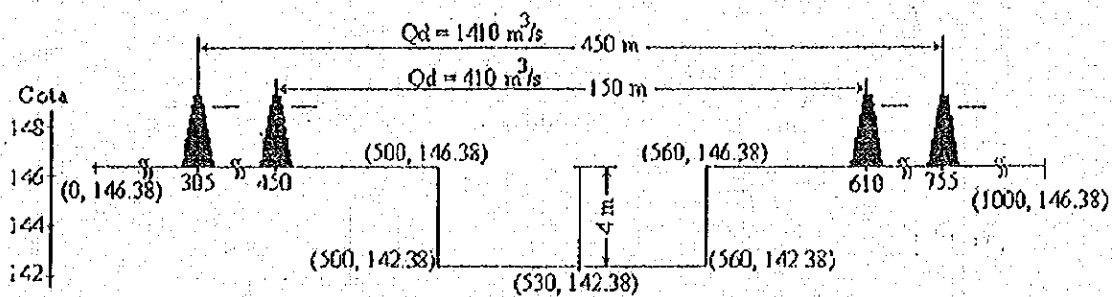


Sección No. 12 (Enfrente de la Casa del Sr. José Pastor Montoya)  $n = 0.045$   
 Prog. 69.2 km

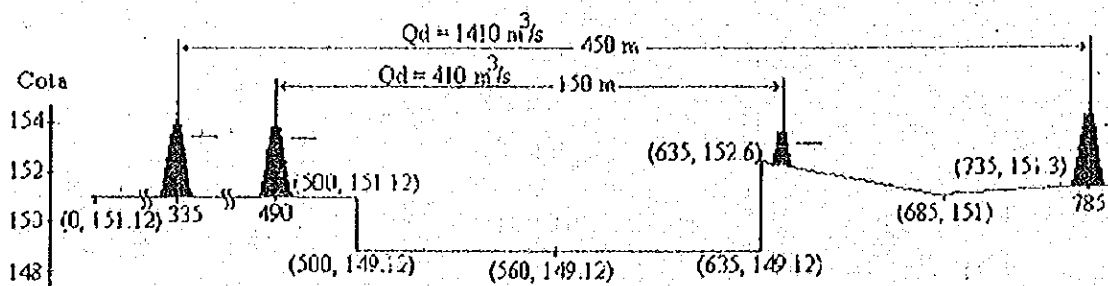
FIG. 7.10.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS DIQUES CALCULOS EN LAS ALTERNATIVAS 1 Y 2 (4/6)



Sección No. 13 (4.6 km Aguas Abajo de Torunos)  $n = 0.045$   
Prog. 77.8 km

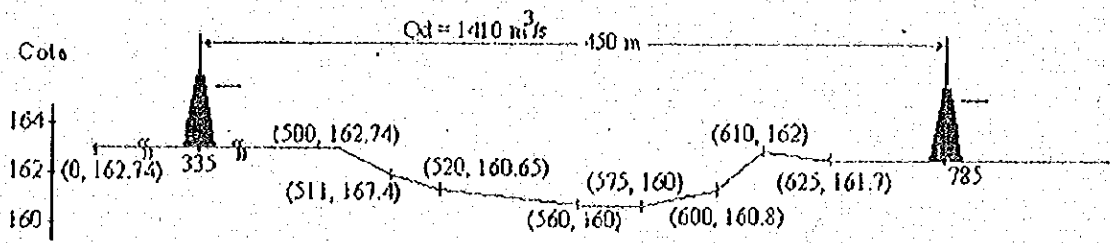


Sección No. 14 (Torunos)  $n = 0.045$   
Prog. 81 km

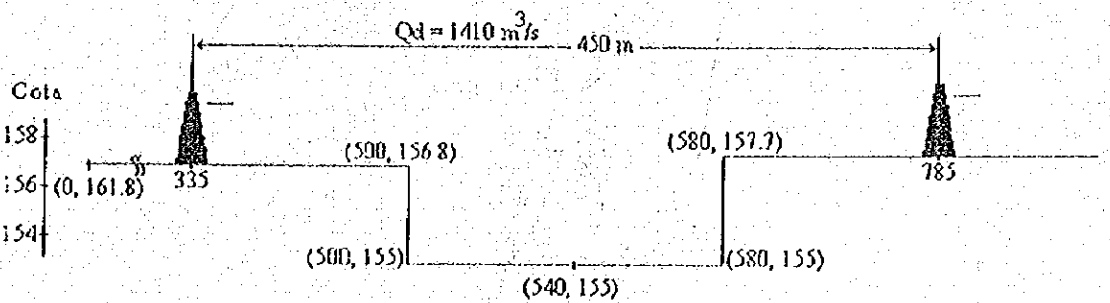


Sección No. 15 (Punto de Canal de Alivio)  $n = 0.045$   
Prog. 86 km

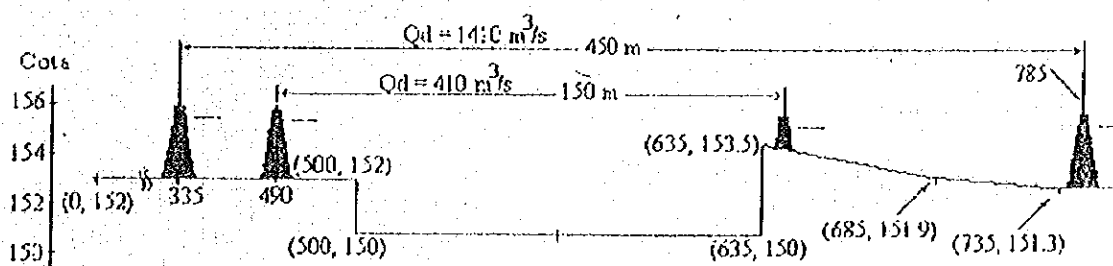
FIG. 7.10.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS DIQUES CALCULOS EN LAS ALTERNATIVAS 1 Y 2 (5/6)



Sección No. 18  $n = 0.045$   
 Prog. 96.7



Sección No. 17  $n = 0.045$   
 Prog. 17



Sección No. 16  
 Prog. 88 km

FIG. 7.10.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS DIQUES CALCULOS EN LAS ALTERNATIVAS 1 Y 2 (6/6)



# PLAN OPTIMO DE OBRAS A CORTO PLAZO (1-5 AÑOS)

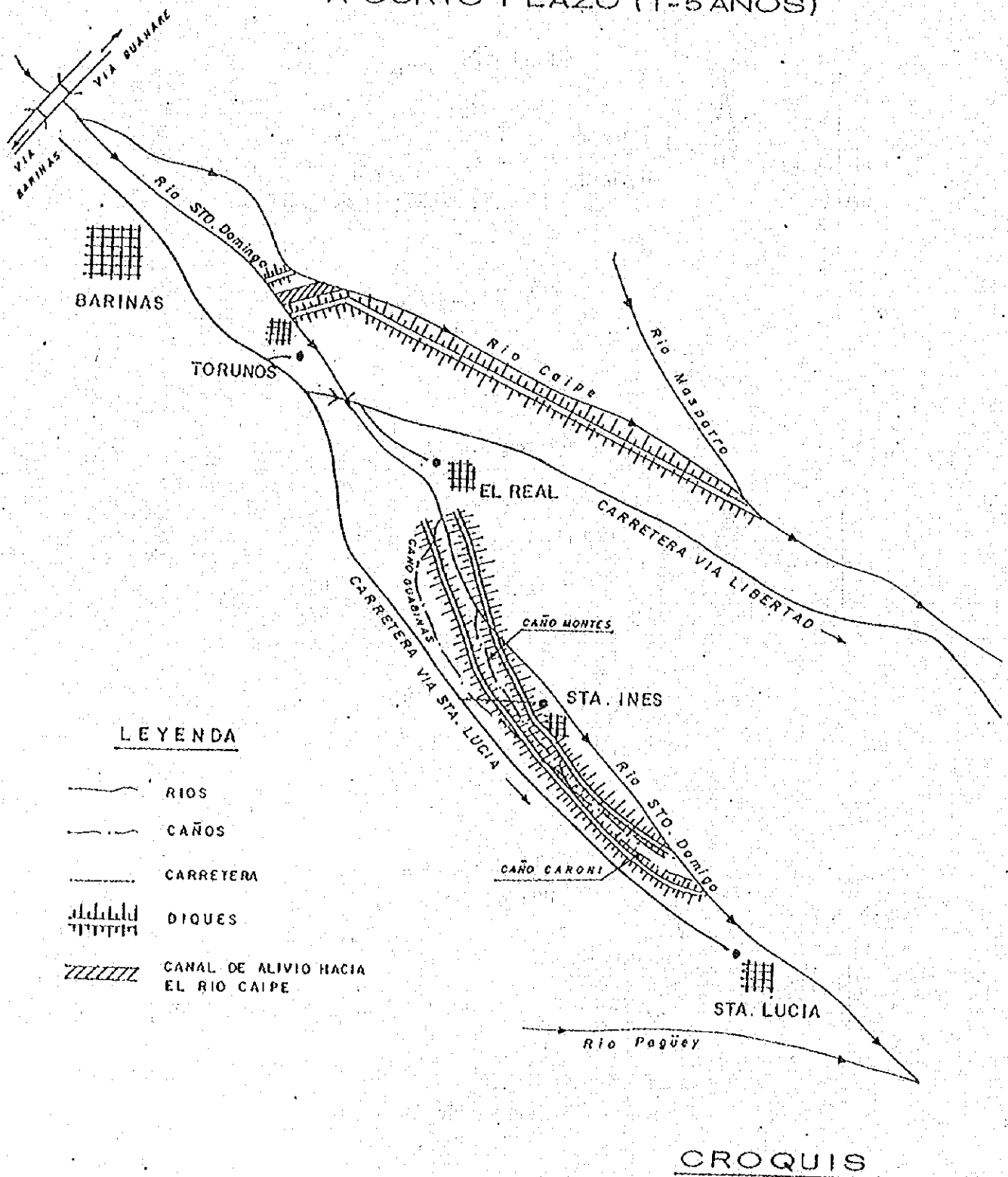


FIG. 7.10.3 PLAN OPTIMO DE OBRAS A CORTO PLAZO (1-5 AÑOS).

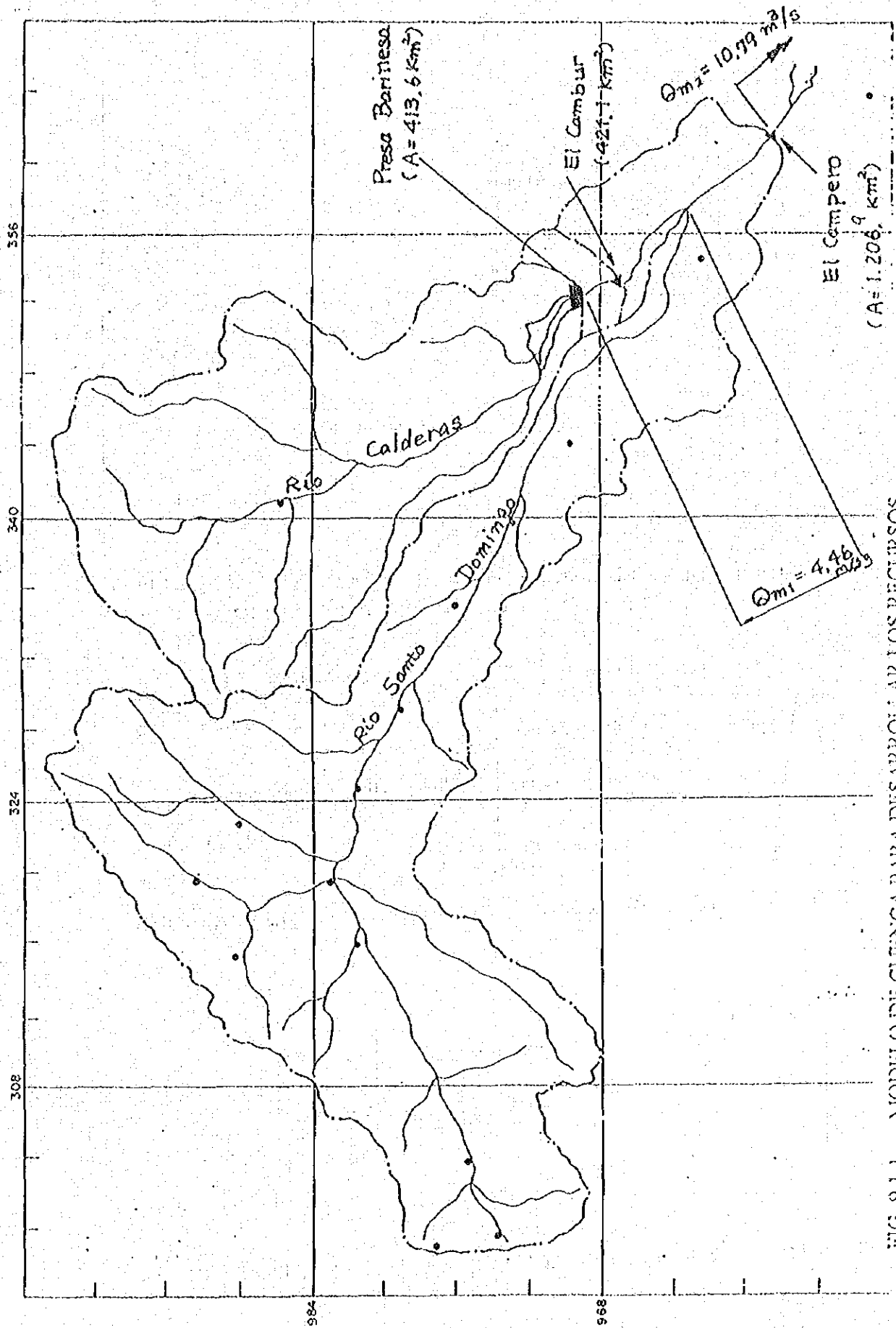


FIG. 9.1.1 MODELO DE CUENCA PARA DESARROLLAR LOS RECURSOS HIDRAULICOS.

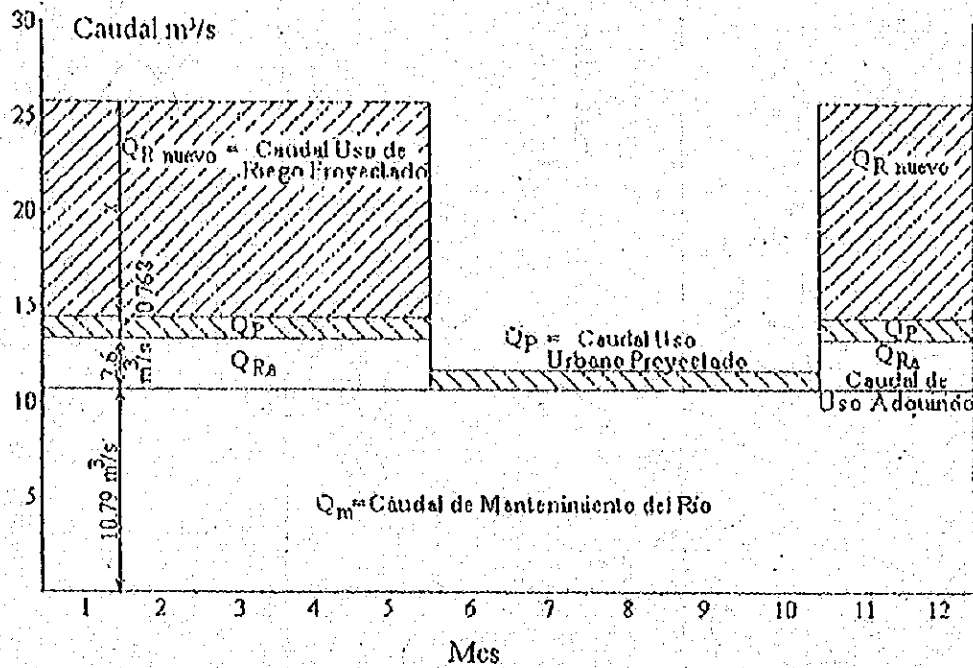


FIG. 9. 6. 1 DISTRIBUCION DEL CAUDAL PARA CALCULAR EL NUEVO DESARROLLO DE AGUA POR LA PRESA BARINESA

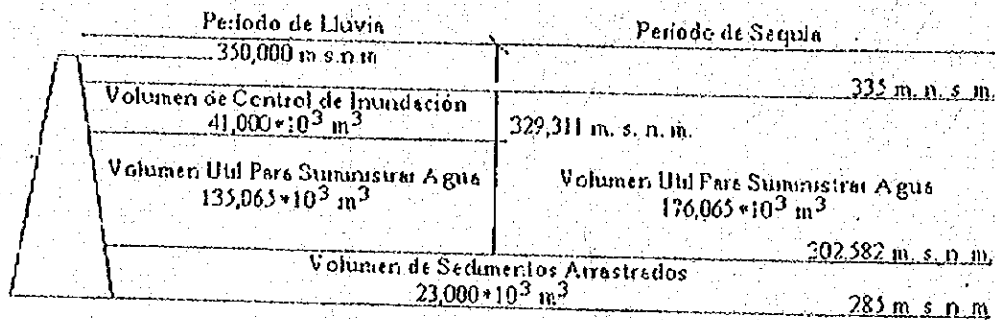


FIG. 9. 7. 1 DISTRIBUCION DEL VOLUMEN DEL EMBALSE BARINESA

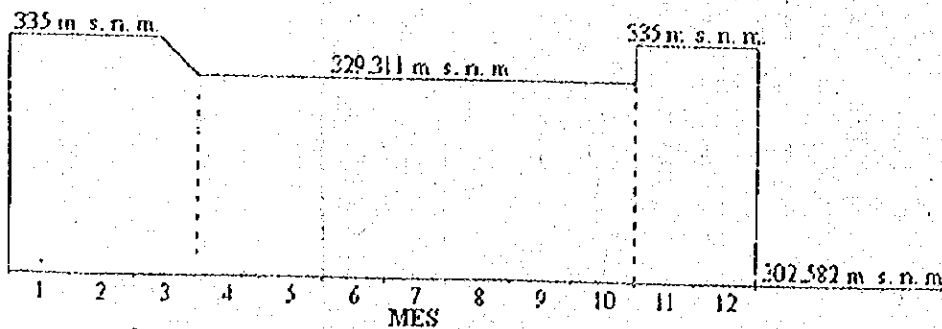


FIG. 9.7.2 LIMITE DEL AGUA ACUMULADA EN EL EMBALSE BARINESA

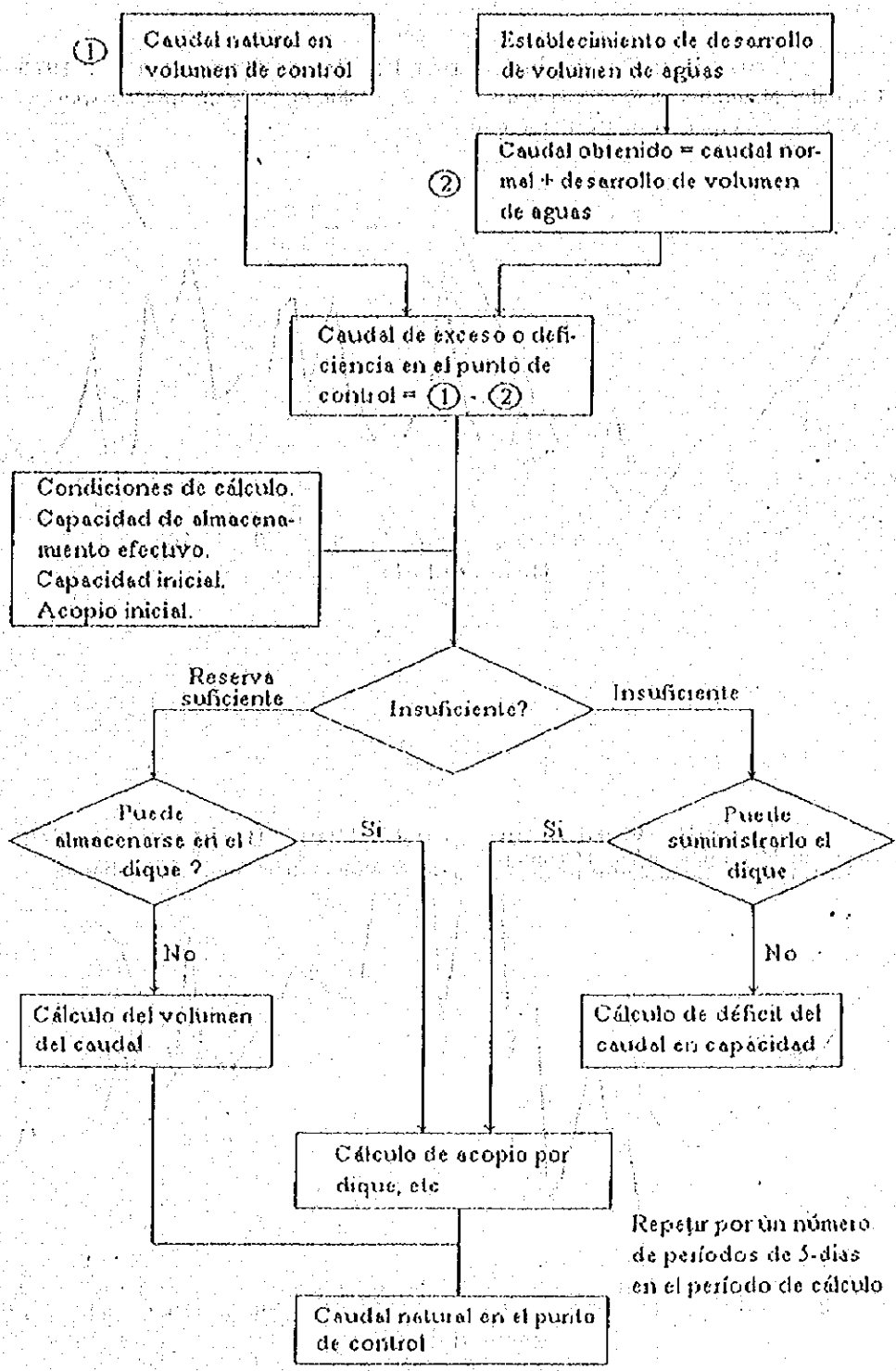


FIG. 9.8.1. PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR EL DESARROLLO DE VOLUMEN DE AGUAS.

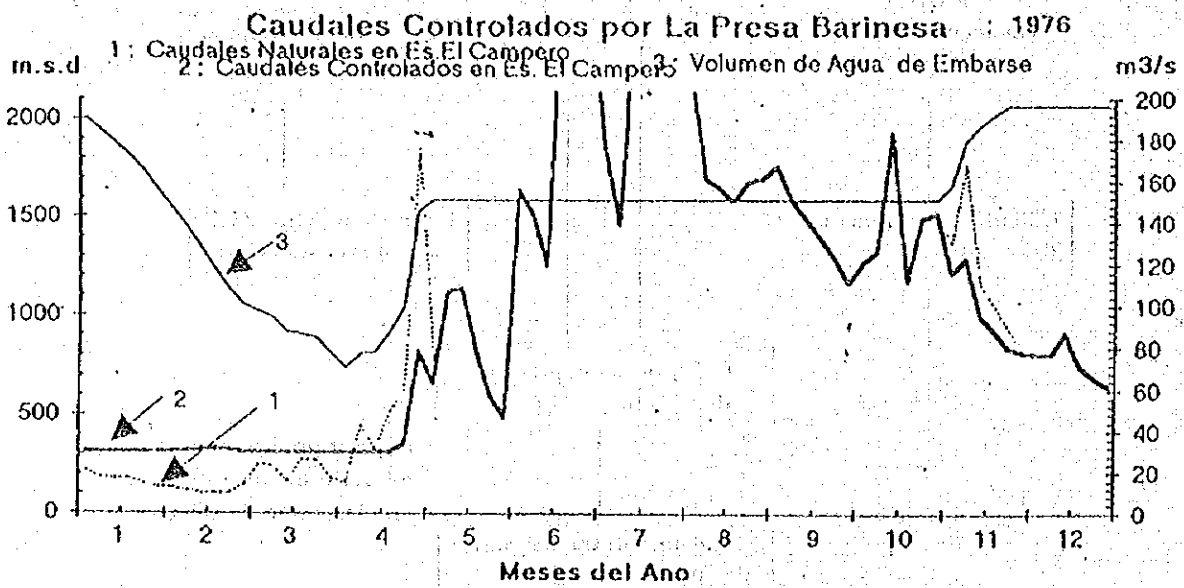
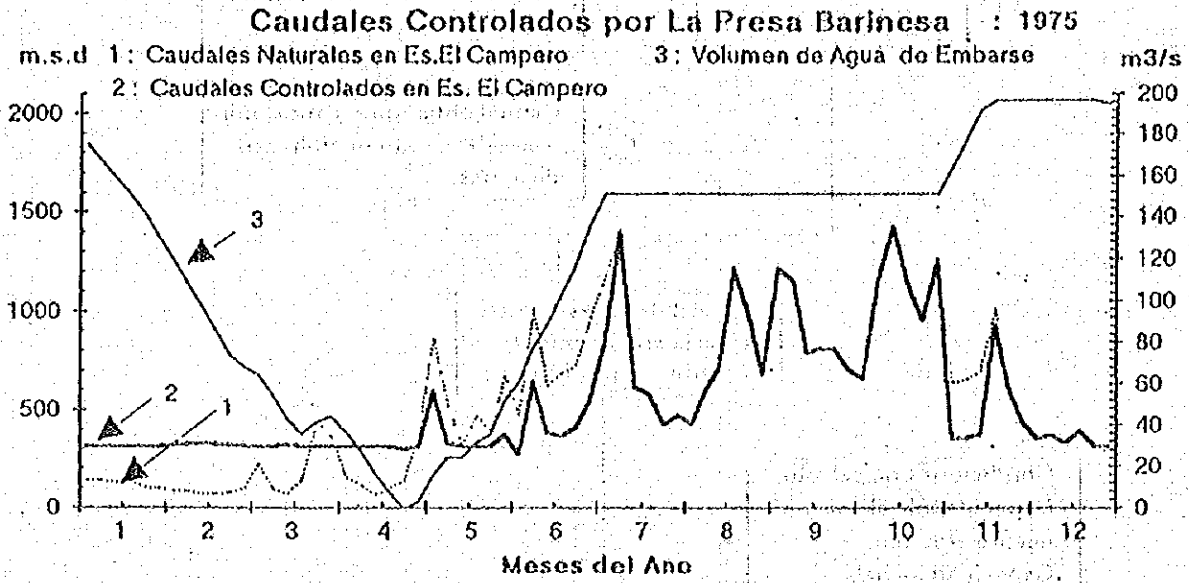


Fig. 99.1 Caudales Controlado por la Presa Barinesa

**Opinión sobre el  
"Informe del Estudio Preliminar sobre el Plan Maestro para el  
Desarrollo Integral de la Cuenca del Río Santo Domingo"**

**Febrero de 1995**

**Ing. Yokito SUGIMURA**

El presente documento es el memorando de la opinión personal del autor con respecto al "Estudio Preliminar sobre el Plan Maestro para el Desarrollo Integral de la Cuenca del Río Santo Domingo". El autor, como un experto enviado por la JICA (Agencia Internacional de Cooperación del Japón) a la República de Venezuela, ha llevado a cabo dicho estudio durante el período comprendido desde mayo de 1990 hasta octubre de 1993, trabajando en cooperación con la Administración Nacional de Infraestructura del Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales de la República de Venezuela.

## 1. Consideraciones generales

El estudio susodicho ha sido realizado como una investigación preliminar que precede a la formulación del plan maestro relacionado con el control de las inundaciones y el aprovechamiento de los recursos hídricos del sistema fluvial. Se necesita tener presente que el estudio susodicho ha sido llevado a cabo dentro de unas condiciones bastante limitadas, debido a la reducida disponibilidad de recursos financieros y del corto período de tiempo reservado para los trabajos. Por consiguiente, hay algunas consideraciones bastante insuficientes con respecto a ciertos aspectos del estudio, tales como la evaluación económica del proyecto, como se menciona más adelante dentro de este documento. Sin embargo, el estudio proporciona las informaciones básicas que podrán ser utilizadas para definir el marco del estudio definitivo que será ejecutado en el futuro.

El Río Santo Domingo es una vía fluvial extremadamente importante que pasa por la ciudad de Barinas, capital del estado homónimo de Venezuela. El proyecto relativo al control de las inundaciones y el aprovechamiento de los recursos hídricos del Río Santo Domingo es un asunto de importancia vital para el futuro del estado de Barinas. Se recomienda llevar a cabo un estudio definitivo relativo al asunto, basándose en los resultados del estudio preliminar, en cooperación con el Estado de Barinas y los varios ministerios relacionados con el asunto, con la finalidad de definir claramente la posición de la Presa Barinesa y otros proyectos afines dentro del Plan de Desarrollo Regional del Estado de Barinas.

Los elementos que se mencionan a continuación, que son los componentes básicos del plan maestro para el control de inundaciones en el sistema fluvial, serán usados como premisas para la planificación de las medidas concretas que componen el Plan de las Obras de Urgencia para hacer frente al problema de la obstrucción del cauce de las partes aguas abajo del Río Santo Domingo, que será definido por el Ministerio de Recursos Naturales. Por consiguiente, será necesario formular el plan de estudios de manera bastante cuidadosa, tomando en consideración cada uno de los ítems de investigación necesarios.

- 1) Nivel básico de creciento
- 2) Control de las inundaciones por medio de la presa y distribución de la inundación planificada en el cauce
- 3) Orientación básica de la planificación del cauce
- 4) Movimiento de los sedimentos y estabilización del cauce

A continuación se describe la evaluación de los contenidos de las investigaciones realizadas dentro del contexto del estudio mencionado, así como los temas que deberán ser tomados en consideración en el futuro, enfocando principalmente los 4 aspectos que han sido mencionados arriba.

## 2. Con respecto a la creciente básica

- i) Puesto que ni en El Campero ni en El Cambur se ha llevado a cabo la observación de los caudales durante las inundaciones de gran envergadura, el caudal de pico ha sido obtenido a través de la extrapolación del gráfico "nivel de agua - caudal" (H - Q), lo cual significa que hay problemas con respecto a la precisión. Por consiguiente, en el futuro será necesario aumentar las observaciones realizadas durante las inundaciones, con la finalidad de aumentar el grado de precisión de los gráficos "H - Q".
- ii) En el estudio realizado anteriormente la escala de planificación de las inundaciones ha sido de 1/30. Sin embargo, este es un aspecto que necesita ser confirmado con las autoridades venezolanas, para verificar si esta escala es apropiada o no.



### 3. Sobre el control de las inundaciones por medio de la presa Barinesa, y la distribución de las inundaciones planificadas en el cauce

- i) La conclusión obtenida anteriormente afirma que "el efecto de control de las inundaciones realizado por medio de la Presa Barinesa, ubicada en las partes más bajas del Río Cardelas, es mejor que el efecto de control realizado por medio de las presas ubicadas en los demás sitios propuestos para la construcción de presas". Con respecto a esta conclusión, se piensa que no hay ningún problema o duda de mayor importancia excepto la necesidad de verificar la posibilidad de construir la presa en el sitio propuesto, a través de investigaciones geológicas.
- ii) La inundación planificada en el estudio susodicho se refiere a la inundación de mayo de 1979, que presentó el escurrimiento más grande desde la vía fluvial principal del Río Santo Domingo. La distribución de la inundación planificada a través del cauce ha sido definida presuponiendo como premisa la construcción de la Presa Barinesa. Puesto que el Río Santo Domingo, que es una vía fluvial que presenta una frecuencia reducida de inundaciones de gran emvergadura, ha sido tomada en consideración como objeto del plan, se necesita confirmar otra vez los resultados de los trabajos analíticos realizados.

### 4. Sobre el plan de la Presa Barinesa

- i) La construcción de la Presa Barinesa debe ser planificada bajo la forma de un proyecto relativo a una presa de propósitos múltiples. Por consiguiente, se necesita hacer una revisión en la totalidad del plan, considerando la generación de la energía hidroeléctrica como elemento principal, en vez de considerarla como un elemento subordinado al aprovechamiento de los recursos hídricos. La generación de energía hidroeléctrica produce más beneficios que el suministro de agua para irrigación de las tierras que están siendo utilizadas para finalidades agrícolas.
- ii) La eficacia de embalse de la Presa Barinesa es superior en comparación con los demás sitios propuestos para la construcción de presa.
- iii) Con respecto a los aspectos que se mencionan a continuación, se necesita llevar a cabo lo más prontamente posible los estudios geológicos afines, así como las confirmaciones pertinentes.
  - \* Con respecto a la emvergadura de la presa, se necesita llevar a cabo una investigación relativa a la altitud mínima de los sedimentos depositados en el antiguo lecho del río en la Mesa de Barinesa.
  - \* Con respecto a la Mesa de Barinesa, se necesita verificar si no hay un valle sepultado bajo los sedimentos depositados.

### 5. Orientación básica de la planificación del cauce del río

- i) Antes de definir la orientación básica relativa a la planificación del cauce del río, será extremadamente importante conectar y analizar de manera apropiada las informaciones que se mencionan a continuación.
  - a. Situación actual y perspectiva futura del aprovechamiento de las tierras dentro de la cuenca y en las áreas afines.  
Distribución de la potencialidad de desarrollo agrícola dentro de la cuenca.  
Informaciones relativas a los planes de desarrollo regional de las autoridades afines (Estado de Barinas y Mac).
  - b. Situación actual del desborde de las inundaciones.  
Distribución de los desbordes de las inundaciones, profundidad de sumersión, duración del tiempo de sumersión, frecuencia de los desbordes de las inundaciones, daños causados por las inundaciones.

- e. Características del cauce actualmente existente (sección transversal del cauce, gradiente del lecho del río en la dirección longitudinal, configuración del cauce en el plan, capacidad de pasaje de caudal, materiales componentes del lecho del río).
  - d. Situación actual del movimiento de los sedimentos y arrastres y estabilidad del cauce.
  - e. Características actuales y perspectivas futuras de los cauces y de las inundaciones de los ríos afines.  
Río Caño, relacionado con el Río Santo Domingo.
  - f. Situación actual de las instalaciones para el control de las inundaciones y aprovechamiento de los recursos hídricos.
  - g. Situación actual y planes futuros relativos al aprovechamiento de los recursos hídricos.
- ii) En el presente estudio, la evaluación relativa a las informaciones básicas arriba mencionadas se describe a continuación.
- a) Con respecto al aspecto mencionado en el apartado "a)" de arriba, véase el mapa "a-1) Mapa del Potencial de Aprovechamiento de la Tierra para usos Agrícolas (Aptitud de Uso del Suelo: Material suministrado por POA)".
  - b) Con respecto al aspecto mencionado en el apartado "b)" de arriba, véase los mapas siguientes:
    - b-1) Mapa de la clasificación topográfica y de la morfología de las aguas de los desbordes de las inundaciones (Geomorfología y Escurrimiento: POA)
    - b-2) Mapa de la situación real del desbordamiento de las inundaciones (Inundación de junio de 1993, período de retorno de 1/10 años).
    - b-3) Encuesta relativa a la situación real de las inundaciones, realizada con los residentes de las áreas afines.

Dentro del contexto del nivel de precisión relacionado con el presente estudio, los mapas mencionados en los apartados "a-1)" y "b-1)" de arriba contienen los datos y las informaciones del nivel más alto disponibles dentro de la República de Venezuela, con respecto a la evaluación de los aspectos mencionados en los apartados "a)" y "b)". Los apartados b-2) y b-3) contienen nuevas informaciones extremadamente importantes que han sido obtenidas a través del estudio realizado esta vez. En cuanto a los datos y las informaciones obtenidas a través de la encuesta mencionada en el apartado "b-3)", se necesita tener presente que ellas son insuficientes puesto que la encuesta ha sido realizada dentro de un período de tiempo extremadamente corto, y por consiguiente se necesita reforzar el estudio en el futuro, tanto desde el punto de vista cualitativo como desde el punto de vista cuantitativo. Hacen falta informaciones más concretas relativas al tiempo de sumersión, la profundidad de sumersión y los daños resultantes.
  - c) Con respecto al aspecto mencionado en el apartado "c)" de arriba, los resultados del levantamiento topográfico del río en la dirección longitudinal y en la dirección transversal son disponibles solamente con respecto al sitio de Barinas. En cuanto a los demás sitios, expertos han llevado a cabo levantamientos topográficos transversales en ciertos puntos estratégicos, y los datos obtenidos están arreglados bajo la forma de mapas topográficos en la escala 1:25.000, y hablando de una manera general dichos datos son insuficientes como información básica para tener una idea precisa de la situación actual del cauce. Es absolutamente indispensable llevar a cabo el levantamiento topográfico fluvial, tanto en la dirección longitudinal como en la dirección transversal, en la totalidad del Río Santo Domingo y del Río Calpe. Aunque los resultados obtenidos a través del presente estudio sean insuficientes, los datos relativos a las características transversales y longitudinales de las vías fluviales afines proporcionan informaciones bastante importantes. Según el gráfico longitudinal de la vía fluvial obtenida a través del presente estudio, el lecho del río presenta un gradiente bastante escarpado dentro de un tramo de algunos kilómetros, comprendido entre Torunos y El Real. Este es un aspecto que se necesita confirmar de manera más precisa a través de mediciones reales.

Los cuadros relativos a las características del cauce y los diagramas de caudal máximo sin rebose (bankfull flow) (Fig. 3.3.1), obtenidos como resultado del presente estudio, proporcionan informaciones importantes para la finalidad de examinar la situación real del rebose de las inundaciones y para la finalidad de planificación del cauce.

d) Las informaciones relativas al movimiento de los sedimentos y de los arrastres se componen de los datos que se mencionan a continuación:

- Medición de la cantidad de 1.435.500 t/año de los materiales en suspensión (media del período de 1969 - 1973) realizada en El Campero)
- Distribución de la granulometría de los materiales del lecho del río (realizado en dos sitios, o sea en el puente de la Carretera Arterial N° 5 y en el punto situado 5 kilómetros aguas abajo de El Real)

Dichas informaciones son bastante limitadas e insuficientes. Según los resultados de la medición real de la sedimentación de los arrastres medidos en la planta hidroeléctrica situada aguas arriba en el Río Santo Domingo, la cantidad total de la socavación de sedimentos que está teniendo lugar en este río llega a una cantidad extremadamente grande de 4.700 m<sup>3</sup>/100 km<sup>2</sup>/año. En el Río Cardelas se supone que el valor relativo de la socavación sea aún mayor, pero lamentablemente no hay datos de medición real a disposición con respecto a este aspecto. En el futuro, será indispensable llevar a cabo estudios más detallados con respecto al movimiento de los arrastres en los dos ríos.

En cuanto a la situación de la obstrucción del cauce en el punto aguas abajo de El Real, las informaciones actualmente disponibles tienen solamente el carácter cualitativo.

e) La ubicación de las instalaciones actualmente existentes para el control de las inundaciones es conocida de manera aproximada, pero no hay mapas indicativos disponibles con respecto a este asunto.

f) La situación del aprovechamiento de los recursos hídricos es conocida de manera aproximada en el Riego de Barinas. No se conocen otros casos de aprovechamiento de recursos hídricos de gran envergadura, y no hay datos disponibles con respecto al asunto.

iii) Como una conclusión de la planificación del cauce del presente estudio, que ha sido definida en base a las informaciones susodichas, se propone hacer la desviación de un caudal de 1.000 m<sup>3</sup>/s, del caudal de 1.610 m<sup>3</sup>/s (El Campero 1/30) planificado para el Río Santo Domingo, además de la construcción del dique de protección en la orilla derecha del Río Calpe. Dicha conclusión ha sido obtenida en vista de la posibilidad de controlar el caudal de inundación del Río Santo Domingo a través de la utilización del área de la orilla derecha del Río Calpe, que tiene bajo valor desde el punto del aprovechamiento de la tierra para fines económicos, y en vista de la existencia de un margen de seguridad relativamente grande en la capacidad de pasaje de caudal del Río Masparo gracias a la presa (Presa Masparo) existente aguas arriba.

La conclusión arriba mencionada es el aspecto más importante con respecto a la planificación del cauce de este río. Aunque dicha conclusión presente algunos problemas, tales como la insuficiencia del examen relativo a la evaluación económica y la falta de un examen más detallado con respecto al mantenimiento del cauce para hacer frente al movimiento de los sedimentos y de los arrastres, el contenido de la idea en sí es buena, y merece una apreciación bien detenida.

Se recomienda llegar a una conclusión definitiva sobre el asunto después de llevar a cabo estudios más detallados sobre los siguientes aspectos:

- Levantamiento topográfico del cauce en la dirección longitudinal y en la dirección transversal
- Investigaciones y estudios relativos al mantenimiento del cauce, para hacer frente al problema del movimiento de los arrastres y sedimentos
- Evaluación del proyecto desde el punto de vista económico

b) Los trabajos que se consideran indispensables para la planificación del cauce del Río Santo Domingo se mencionan a continuación.

- (1) Levantamiento topográfico del Río Santo Domingo y del Río Calpe en la dirección longitudinal y en la dirección transversal
- (2) Estudio de la situación real del movimiento de los arrastres y de los sedimentos
- (3) Cálculo de las variaciones en el lecho del río (este cálculo puede ser unidimensional)

Se realizará un estudio sobre el balance de los arrastres y de los sedimentos en el tramo del Río Santo Domingo y del Río Calpe comprendido entre el puente de la carretera arterial N° 5 de la ciudad de Barinas y el sitio de Santa Lucía ubicado aguas abajo. Además, se realizará una previsión de las variaciones futuras en el lecho del río, con respecto a la planificación del cauce propuesta en este estudio.

## 6. Evaluación del proyecto desde el punto de vista económico

En este estudio no se ha realizado el análisis de la relación "costo/beneficio" del proyecto en base a los estudios económicos relativos al control de las inundaciones y de los estudios económicos relativos al aprovechamiento de los recursos hídricos. Se necesita hacer la evaluación económica del proyecto a nivel del M/P (plan maestro).

## 7. Orientación relativa a los trabajos futuros

— Cooperación con el Estado de Barinas y otras autoridades afines Ejecución del estudio definitivo y ubicación del presente proyecto dentro del contexto de otros proyectos de posición jerárquica más alta (Plan de Desarrollo Regional del Estado de Barinas) —

Se necesita llevar a cabo el estudio definitivo relativo a este proyecto, trabajando en coordinación con el Estado de Barinas y las demás autoridades gubernamentales afines. Durante la próxima revisión del Ordenamiento del Territorio del Estado de Barinas, el proyecto principal objeto de este estudio deberá ser considerado como componente principal de dicho Ordenamiento. Los planes de desarrollo agrícola (bajo la jurisdicción del MAC) en la cuenca del Río Santo Domingo y de las áreas afines deberá ser elaborado con las medidas para hacer frente a las inundaciones a través de la Presa Barinesa y los proyectos de mejoramiento del cauce y de desagüe, así como el suministro de aguas de irrigación por medio de la Presa Barinesa. Para eso, la premisa fundamental será la ejecución del estudio definitivo relativo a este proyecto, siendo además indispensables la cooperación del Estado de Barinas y del Ministerio de Agricultura.

COMENTARIOS DESDE EL PUNTO DE VISTA  
TECNICO PARA MEJORAR LA CONDICION  
DEL RIO SANTO DOMINGO EN VENEZUELA

Dr. Koichi Fujita

Jefe de investigación

Laboratorio de Cuencas del Instituto  
de Investigación de Ingeniería Civil  
del Ministerio de Construcción

TOKIO 27-Agosto-1995

COMENTARIOS DESDE EL PUNTO DE VISTA TECNICO PARA MEJORAR  
LA CONDICION DEL RIO SANTO DOMINGO EN VENEZUELA

INDICE

1. *Recapitulación*

- 1.1. *Informe posterior a una visita de campo*
- 1.2. *Desastres y modificaciones de cauce del Río Santo Domingo.*
- 1.3. *Organización de los problemas que han sucedido.*
- 1.4. *Análisis cuantitativo de los fenómenos ocurridos.*
  - 1.4.1. *Velocidad (rapidez) con que se ha sedimentado el cauce en forma natural.*
  - 1.4.2. *Sedimentación del cauce en el punto de la difluencia hacia la Finca El Carmen (Caño Guabinas).*
  - 1.4.3. *Poder erosivo del agua que origina la difluencia en época de crecida.*
  - 1.4.4. *Resumen.*

2. *Contenido y revisión del proyecto de canalización del Río Santo Domingo. (Trabajo de Yokito).*

- 2.1. *Introducción.*
- 2.2. *Posibles problemas que podrían suceder.*

*Caso 1.*

*Caso 2.*

*Caso 3.*

*Caso 4.*

*Caso 5.*

*Caso 6.*

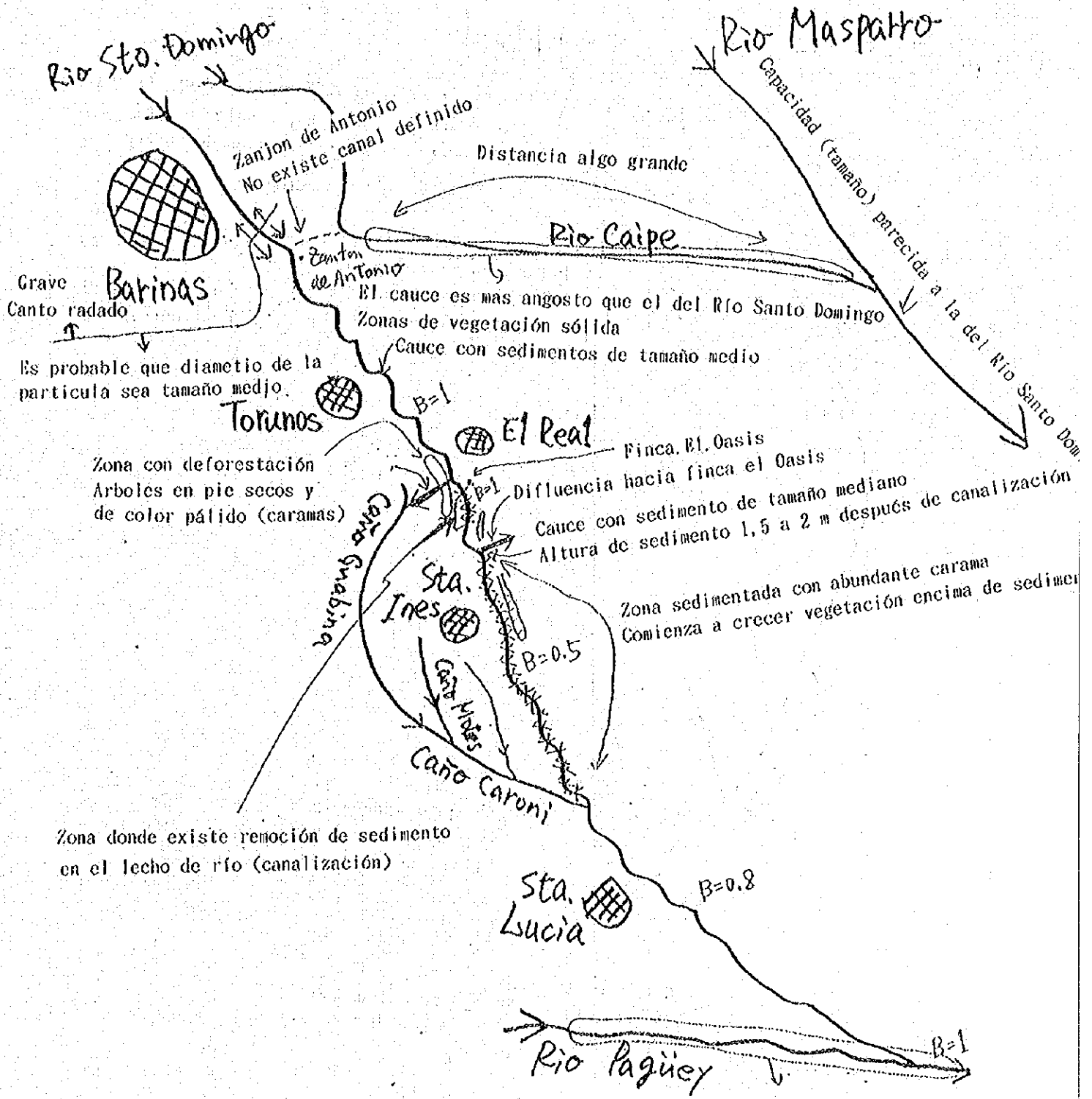
3. *Métodos para determinar las medidas contra la erosión de márgenes basados en experimentos modelos:*

\* *En relación a las medidas contra la sedimentación ver casos 1 y 3. En ellos se expone en relación al canal, pero es aplicable en el río principal.*

I. Recapitulación

I.1. Informe posterior a una visita de campo

(Febrero 1995)



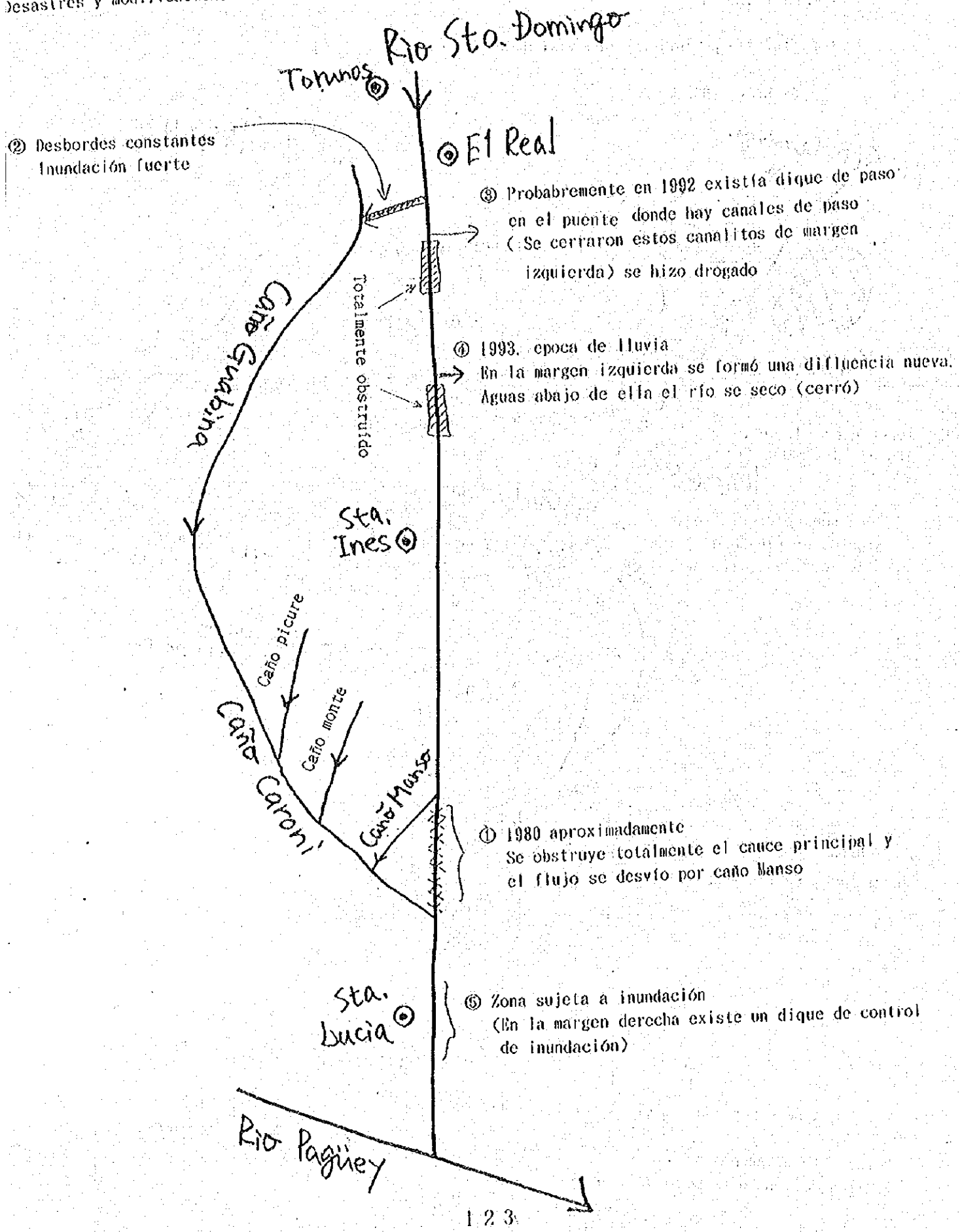
xxxxx : Tramo seco hay zonas sedimentada donde hay vegetación

Zona estable y boscosa

B : Porcentaje de ancho  
(Patrón del ancho respecto a Torunos)



Desastres y modificaciones de cauce del Río Santo Domingo



② Desbordes constantes  
Inundación fuerte

El Real

③ Probablemente en 1992 existía dique de paso en el puente donde hay canales de paso (Se cerraron estos canalitos de margen izquierda) se hizo drogado

Totamente obstruido

④ 1993. época de lluvia  
En la margen izquierda se formó una difluencia nueva. Aguas abajo de ella el río se seco (cerró)

Sta. Ines

① 1980 aproximadamente  
Se obstruye totalmente el cauce principal y el flujo se desvió por caño Manso

Sta. Lucia

⑤ Zona sujeta a inundación  
(En la margen derecha existe un dique de control de inundación)

Río Paguëy

### 1.3. Organización de los problemas que han sucedido.

Es razonable pensar que los problemas básicos se crearon de la siguiente manera:

Primero se formó una difluencia al lado derecho o izquierdo del cauce. Aguas abajo de ese punto disminuyó bruscamente el volumen de agua y también la capacidad de arrastre. Todo el material se sedimentó y luego a cierta distancia el cauce se obstruyó. Posteriormente, a medida que la difluencia se agranda y profundiza parte del sedimento se va por la difluencia, la sedimentación en el cauce principal continúa (mayor sedimento en el cauce principal). Posteriormente la velocidad de sedimentación disminuye en el caño y se forma la estructura actual de obstrucción total de una manera drástica, ocasionada por la difluencia.

Entre las causas para la formación de la difluencia se debe destacar :

1.- La poca pendiente que tiene el Río Santo Domingo, aguas abajo de la ciudad de Barinas, lo que a su vez produce una disminución de la velocidad de arrastre, provoca sedimentación del cauce.

2.- En ríos cuyas características del material provocan la formación de albardones y sedimentación del fondo, disminuye el tirante de agua aumentando el ancho de su sección, es decir, se ensancha y se desborda el río. Tal situación es la que origina las difluencias.

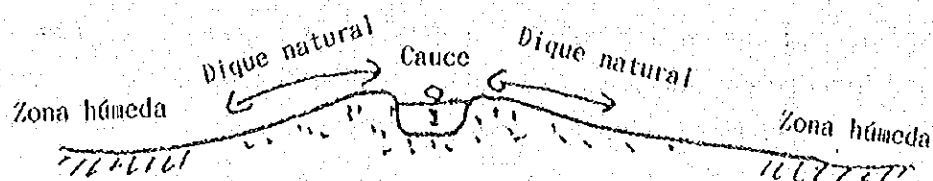
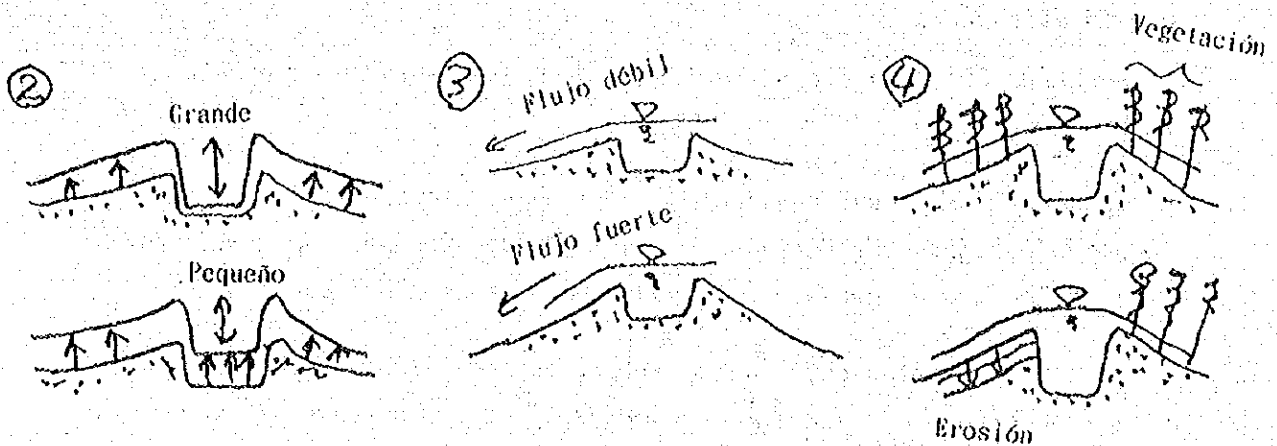
3.- A medida que el cauce se estabiliza y se envejece, se eleva su fondo, aumenta la altura de los albardones, quedando el lecho por encima de la cota de las zonas aledañas. Cuando esto sucede, la velocidad de erosión aumenta por el desborde del agua hacia las zonas bajas aledañas.

4.- Sin embargo, debido a que en los albardones en condición natural, existe mucha vegetación, disminuye la posibilidad de creación

de difluencias. Por el contrario cuando se deforestan las márgenes, disminuye la capacidad protectora, facilitando su formación.

De lo antes expuesto, los puntos 1 y 2 son situaciones comunes y lo indicado en los puntos 3 y 4 se produce mas lentamente, por ser características que se modifican a través de varios años.

Si el problema del río Santo Domingo ocurrió recientemente, para saber su causa se debe verificar si los casos 3 y 4 ocurrieron recientemente. El punto 3 es difícil pensar que ocurra bruscamente, - entonces, si todos los problemas del río Santo Domingo surgieron repentinamente, para saber sus causas se debe analizar el punto 4.



1.4. Análisis cuantitativo de los fenómenos ocurridos en el río Santo Domingo.

Lo que se expone a continuación es un intento para soportar cuantitativamente a groso modo lo observado por mí para explicar los problemas descritos en el punto 1.3.

1.4.1. Aumento de la cota de fondo del río Santo Domingo (causa N° 1 del Pto. 1.3)

- Considerando como área I 30 kms alrededor de Torunós.

Ancho del río : 45 m.  
Profundidad del río : 3,5 m.  
Pendiente long. del río : 1/1200  
Diámetro promedio del material del lecho : 0,5 mm

- Ahora llamamos área II 30 kms alrededor de El Real:

Ancho del río : 45 m.  
Profundidad : 3,5 m.  
Pendiente : 1/1900  
Diámetro promedio : 0,5 mm.

Suponiendo que existe una acumulación de sedimentos constante, debido a la disminución de la pendiente longitudinal en el área II

-- Cálculo de la cantidad de sedimentos (Área I) :

Tomando como caudal promedio 150 m<sup>3</sup>/seg. (basado en 3 meses) y coeficiente de rugosidad de Manning ( n ) 0.020, tenemos lo siguiente:

Profundidad (h) = 1,70 m.

Velocidad de fricción ( U\* ) = 0,12 m/seg.

Fuerzas de arrastre (  $\tau_*$  ) = 1,8

Entonces, con estos parámetros vamos a la figura A 1.18 y obtenemos el flujo de sedimentos, cuyo valor es:  $q_s = 800.000$  m<sup>3</sup>/seg/año.

- *Cálculo de la cantidad de sedimentos (Área II)*

Tomando como caudal promedio 150 m<sup>3</sup>/seg (basado en 3 meses) y coeficiente de Manning (n) = 0.020, tenemos:

$$h = 1,90 \text{ m.}$$

$$U^* = 0,10 \text{ m/seg.}$$

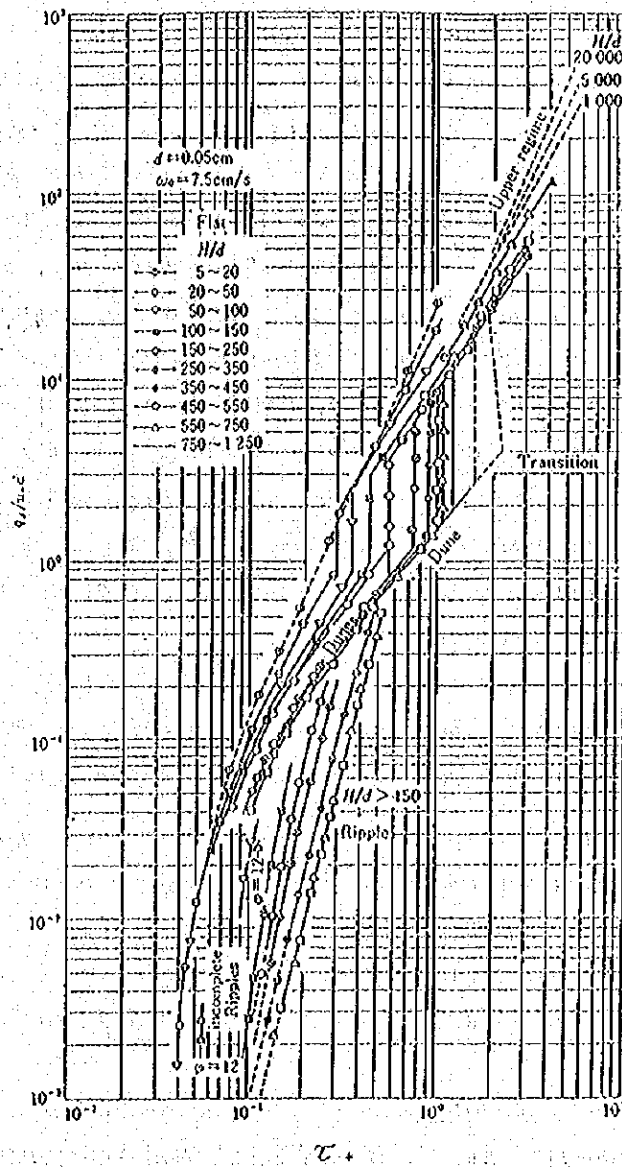
$$\tau_* = 1,3$$

$$q_s = 350.000 \text{ m}^3/\text{seg/año} \text{ (flujo de sedimentos).}$$

La diferencia de sedimentos entre el área I y II se acumula en el área II (450.000 m<sup>3</sup>/seg/año). Entonces el aumento de la cota de fondo del río Santo Domingo en el área II será de 40 cm/año. Por lo tanto, aun no existiendo una causa específica de la formación de difluencias, se produce un aumento de la cota de fondo en el orden de 40 cm/año, debido a que disminuye la pendiente longitudinal aguas abajo del área II.

Entonces, con cálculos sencillos se podría decir que para sedimentar completamente un cauce de profundidad 3,5 m. se tomaría alrededor de doce (12) años. Debido a que la altura del albardon también aumenta y considerando que la relación del aumento entre el albardon y el fondo es la mitad (1:2), entonces el tiempo para sedimentar el cauce completamente sería de 24 años.

q. : Volumen de sedimentos que se puede transportar (m<sup>3</sup>/sg/año)



$q_s / u_*^2 \propto \tau^*$  (en caso de diametro 0.05cm)

1.4.2. Aumento de la cota de fondo en el lugar donde se formó la difluencia.

Al formarse una difluencia en ese lugar el flujo disminuye bruscamente y aguas abajo de ese sitio la capacidad de arrastre casi desaparece (se hace mínima). Hasta que se desarrolle completamente la difluencia el sedimento sigue transportándose hacia el cauce principal, por esta razón en un punto inmediatamente aguas abajo de la difluencia se acumula gran cantidad de sedimentos. Considerando que la cantidad total de sedimentos se acumula en una distancia de 5 kms aguas abajo de la difluencia, entonces el aumento de la cota de fondo en el período de verano de un año será de 3,5 m. Es decir, al formarse una difluencia durante la época de lluvia habrá un aumento de la cota de fondo de unos cuantos metros, lo cual será suficiente para ocasionar la obstrucción del río.

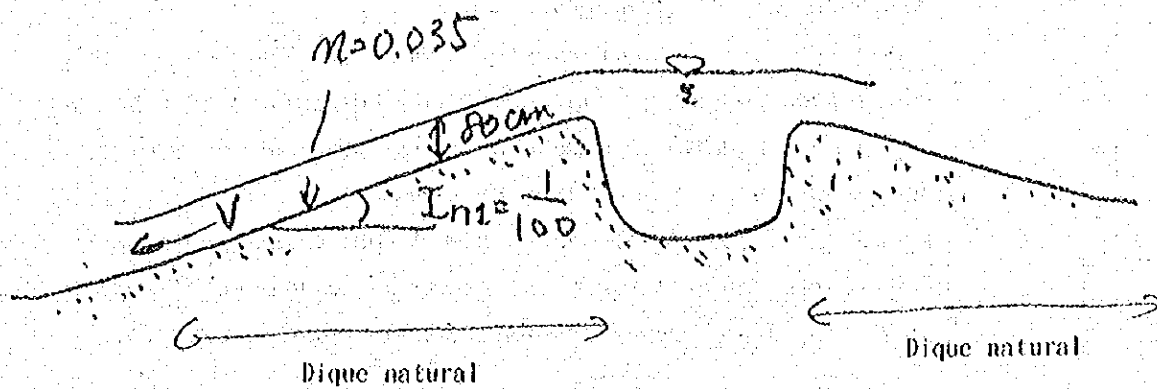
1.4.3. Poder erosivo del agua que origina la difluencia en época de crecida (caso N° 4 del punto 1.3.).

En el tramo comprendido entre Torunos y El Real ocurren desbordes en época de lluvia cuando el caudal es alto. A continuación se verá si la corriente tiene suficiente fuerza como para erosionar el albardón en forma perpendicular al cauce e inundar las zonas bajas adyacentes.

Suponiendo: pendiente transversal del albardón 1/100, coeficiente de rugosidad de Manning 0,035 y que existe una lámina de agua de 80 cm. que se desborde hacia el área baja del albardón; se obtiene la velocidad del flujo en ese sitio 2,5 m/s.

Esta velocidad posiblemente no es suficiente para erosionar la margen, siempre y cuando la margen esté protegida por vegetación alta y tupida. Pero cuando la margen esté descubierta o con vegetación escasa, entonces esta velocidad podría erosionarla.

Entonces se podría pensar que: existiendo un albardon de alta pendiente transversal y un desdordamiento considerable, éste podría erosionarse y convertirse en una difluencia.



#### 1.4.4. Resumen.

- 1) El cauce del río Santo Domingo cerca de El Real, aun no existiendo causa especial, normalmente ocurre un aumento de la cota de fondo de unos cuantos centímetros al año.
- 2) En ese punto antes mencionado, al formarse una difluencia, a unos cuantos kilómetros aguas abajo de esa difluencia se acumularan varios metros de sedimentos en una época de lluvia.
- 3) El agua de desborde que fluye a través del albardon tendrá suficiente fuerza para romperlo.

Lo expuesto hasta ahora sirve como soporte cuantitativo de los problemas básicos que suceden en el río Santo Domingo señalados en el punto 1.3.



2. Contenido y revisión del Proyecto de canalización del río Santo Domingo.

2.1 Actualmente existe un proyecto para desviar el agua de desborde en la época de lluvia del río Santo Domingo desde el zanjón de Antonio hasta el río Caipe para luego descargar en el río Masparro.

A continuación se enumeran los problemas desde el punto de vista técnico que puedan surgir con relación a este proyecto, y se expondrán los métodos para examinar las medidas que permitan resolver estos problemas.

Varios de estos problemas no son relacionados solamente con el río Santo Domingo (así como se expuso en el capítulo N° 1), sino también en relación al canal de desvío.

2.2. Posibles problemas que podrían suceder y su análisis.

CASO 1

Se podría pensar que este canal de desvío ya proyectado, al igual que el río Santo Domingo a medida que vamos hacia aguas abajo su pendiente disminuirá y habrá acumulación de sedimento como en el río principal (señalado en el punto 1.4.1.), presentándose un aumento de la cota de fondo en unos cuantos cm. al año, lo cual equivale a varios m. en 10 años. Esto a la larga conllevará a una obstrucción del canal de desvío, lo cual no tendría la magnitud que se produce en el río principal a la altura de la difluencia.

Medidas a tomar

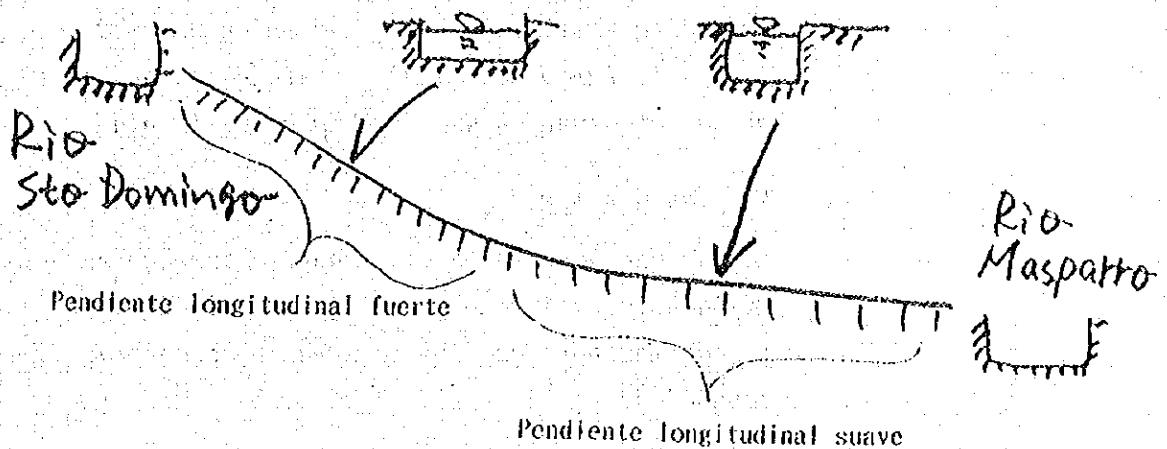
- Calcular la velocidad de modificación del lecho del canal de desvío proyectado viendo la condición del cauce del río Santo Domingo en la región Torunos y el volumen de sedimentos que se produciría en este canal y pronosticarlo con base a lo analizado en el área I (Torunos)

- Dependiendo de esta velocidad se puede pronosticar si puede ocurrir o no obstrucción del canal de desvío. En caso que ocurra se puede determinar cuantos años tardará el canal en obstruirse totalmente. Suponiendo esto, entonces las medidas a tomar serían :

1) Si se considera que este canal de desvío se obstruirá en un tiempo determinado (se construiría a sabiendas de lo que sucederá y definir que haríamos).

2) O rediseñar el canal de desvío para que la cota del fondo no se incremente rápidamente. En este caso se debe idear una estructura de canal de desvío cuya capacidad de arrastre no se modifique, o sea, que a medida que la pendiente disminuya la anchura del canal debe ser menor y la altura aumenta logrando con esto mantener constante la capacidad de arrastre y resolver hasta cierto grado el problema relacionado con la disminución de la pendiente. Podemos estimar utilizando fórmulas sencillas de transporte de sedimentos y el programa

Sin embargo al disminuir el ancho del canal y profundizarlo, hay mas posibilidad de erosión en esa zona. Por lo tanto se deben tomar medidas de control de erosión.



3) Rediseñar la estructura del canal de desvío.

### CASO 2

Se podría pensar que la cota de fondo del río Masparro aumentará al recibir el agua y sedimento del canal de desvío a través del río Caipe, lo cual pudiera ocasionar una obstrucción del río Masparro y causar un efecto regresivo hacia el Caipe.

#### Medidas a tomar

- Se debe investigar utilizando para ello las fórmulas de transporte de sedimentos, si el río Masparro es capaz de transportar todo el material que viene del río Santo Domingo y el propio.

También se puede pensar que en el río Masparro al igual que en el río Santo Domingo, a la larga se producirá aumento en la cota de fondo y se obstruirá. Entonces, se debe verificar previamente utilizando el programa (averiguar el nombre) para que el efecto que pueda producirse en el río Masparro sea lo suficientemente lejano en el tiempo de tal manera que no se afecte el proyecto.

### CASO 3

Existe la posibilidad de que también se produzcan defluencias a lo largo del canal, originándose una obstrucción completa del canal en una sola época de lluvia.

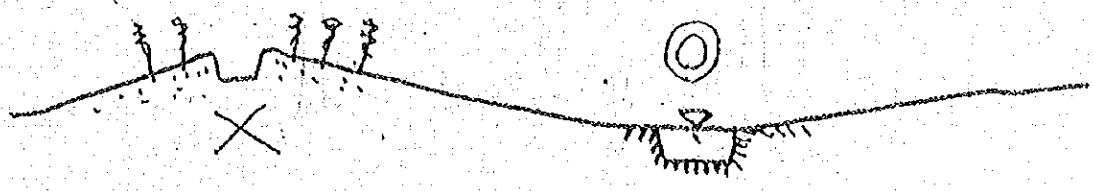
#### Medidas a tomar

- Aunque no se sabe con exactitud porque se origina una defluencia (así como se analizó en el punto 1.3 y 1.4.), es más factible que esto ocurra si se dan las siguientes condiciones :

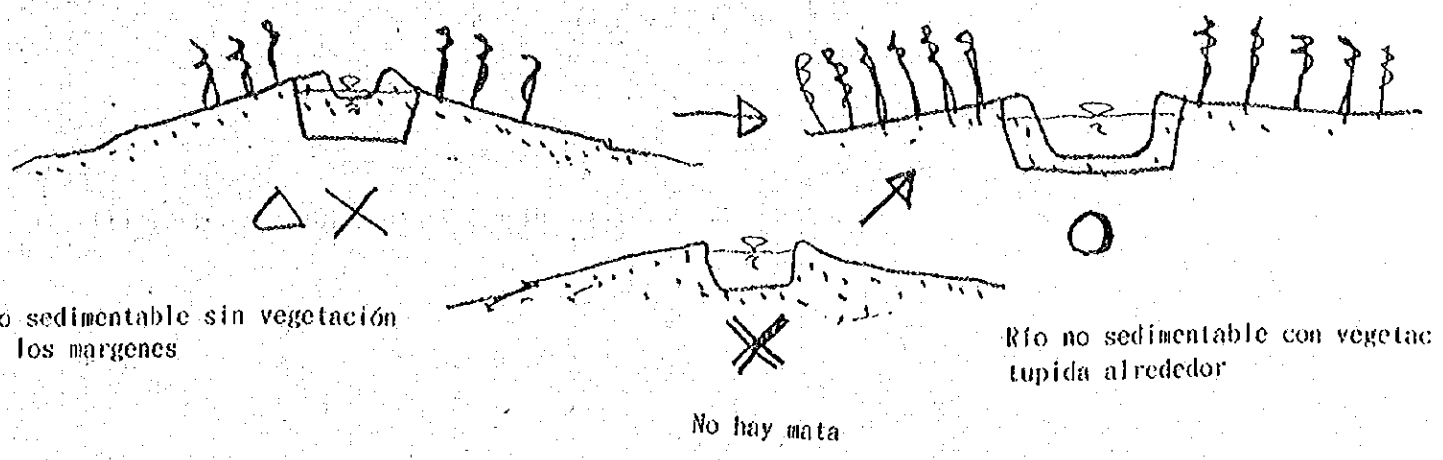
- Desbordes producidos por las crecientes.
- Albardones con fuerte pendiente transversal
- Daños causados en la vegetación de estos albardones

Tomando en consideración esos tres aspectos como la causa de formación de defluencias se podría pensar lo siguiente:

.. Que el cauce posea suficiente capacidad de conducción hidráulica para que no ocurra desborde. Sin embargo, esto es realmente difícil. Entonces, aunque se produzca el desborde que sea de tal magnitud que no produzca difluencia, para lo cual es necesario ubicar el canal de desvío en una zona con baja pendiente. Por ejemplo, tal como se muestra en la figura (Pág.13). Si se hace así como se muestra, aun cuando se produzca desborde no se originaría difluencias. Este caso presenta ventajas para tomar medidas de control de erosión. Sin embargo pueda que este nuevo sitio no sea paralelo al río Caipe.



En caso de que este canal de desvío sea el curso natural (caño Herrito) hay que utilizar la zona donde la pendiente transversal sea suave (como una estimación la altura del albardón sea mucho menor que la profundidad del canal), o sea debe proteger la vegetación o reforestar ambas márgenes del caño natural.

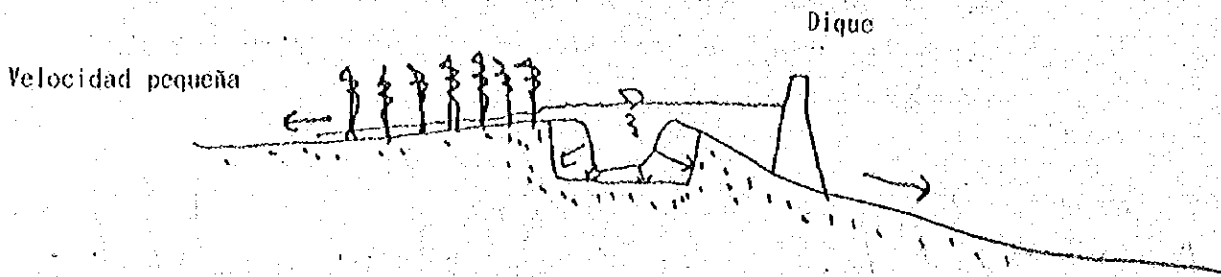
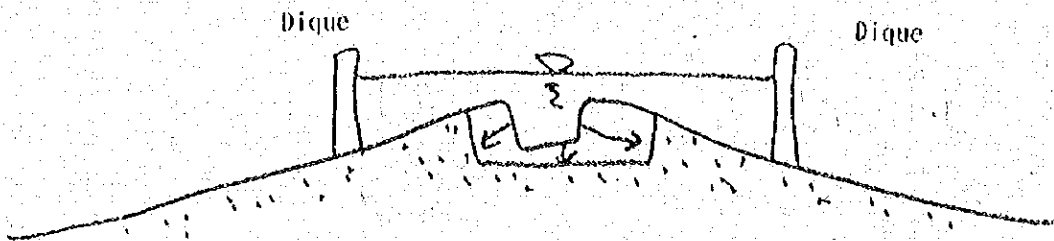


Río sedimentable sin vegetación en los márgenes

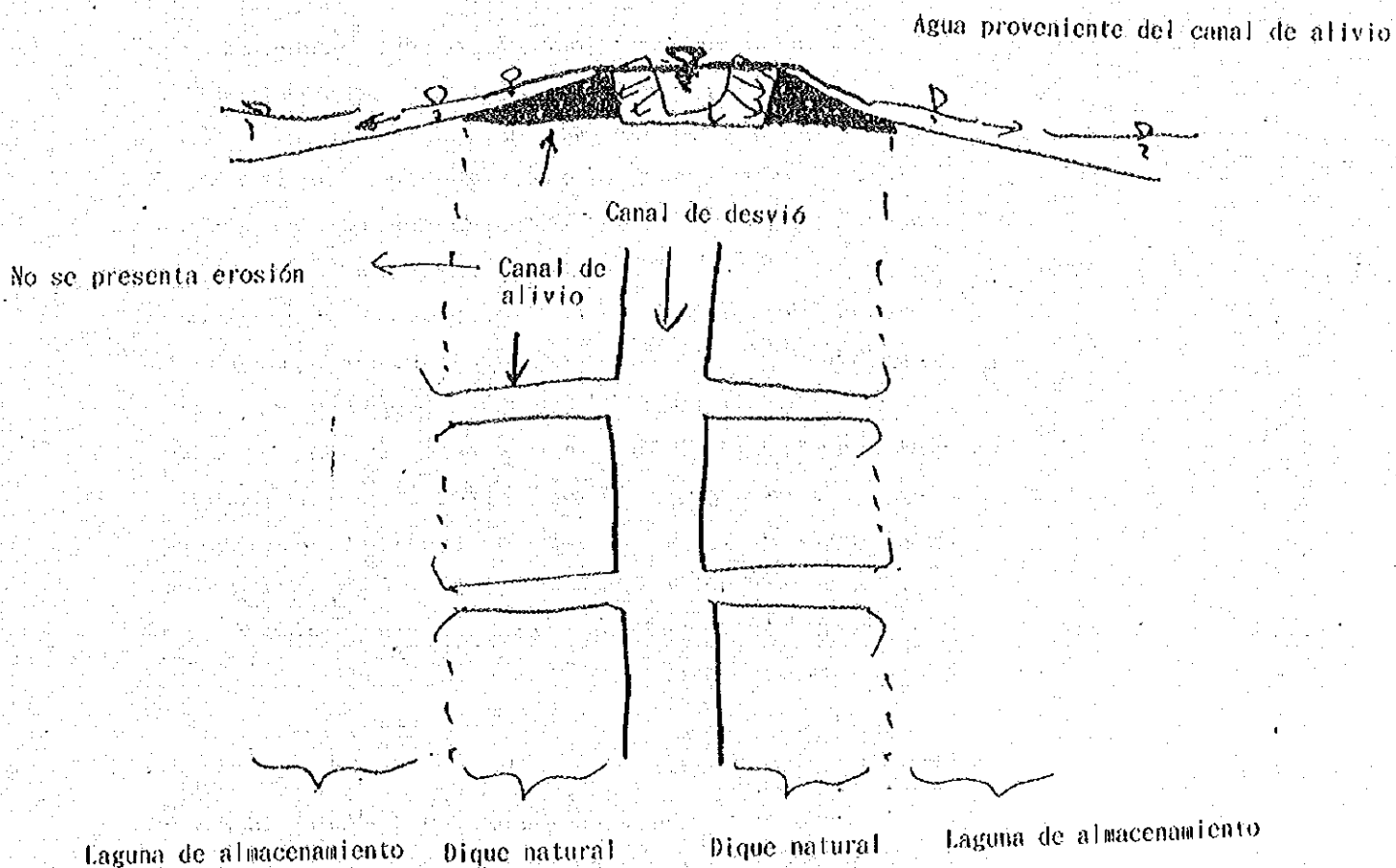
Río no sedimentable con vegetación tupida alrededor

No hay mata

Cuando las condiciones antes citadas no se cumplan se deberá construir diques marginales para controlar desbordes en aquellos sitios donde la pendiente transversal sea fuerte. No es necesario construir a ambos lados, sino donde se presente la situación. Si la construcción de diques no es posible (zonas bajas) se deben ubicar canales de alivio. Estos canales deben diseñarse de manera que descarguen el exceso de flujo que trae el canal principal (referencia: sistema de canales de alivio de la Finca El Oasis).



Se no existe dique, la velocidad es grande (flujo)



Dependiendo de las características y condiciones del sitio en consideración se utilizará una de estas medidas, de cualquier forma es indispensable investigar las características de la corteza superficial y la topografía del terreno. También es importante tener un conocimiento completo de la altura del albardón y profundidad del canal natural donde se va a construir el canal de desvío, adicionalmente hay que tener especial cuidado con la protección de los bosques naturales.

#### CASO 4

Debido a que la sección del canal no es constante, y a su vez inestable en algunos sectores, entonces la sección transversal puede disminuir por erosión, presentándose también meandros.

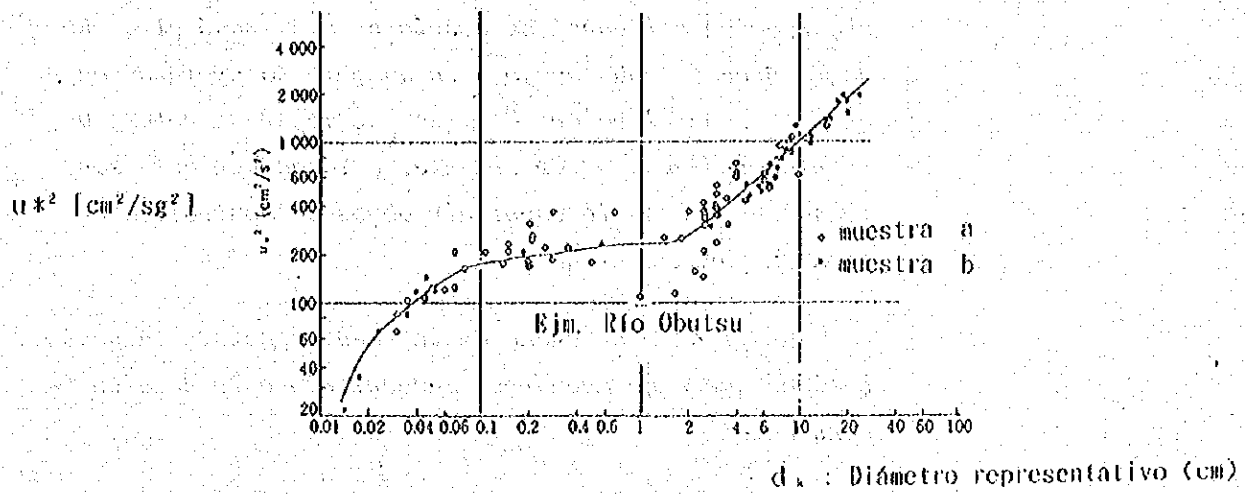
Si no existen problemas con el terreno (granulometría del material es favorable), no es muy importante considerar lo anterior. Sin embargo, además de la pérdida de terreno por ensanchamiento y meandros, se producirá una disminución de la capacidad de arrastre de sedimentos originándose así un aumento de la cota de fondo del canal de alivio y su posterior obstrucción. Este problema se puede solucionar construyendo algunas obras de control de erosión tales como: espigones en forma continua a lo largo del canal y revestimiento de márgenes. Sin embargo, estas protecciones en forma continua en un canal de más de 50 Kms. de longitud no es factible. A continuación las medidas que se discutiran consideran que la protección continua antes nombrada es imposible de ejecutar.

#### Medidas a tomar

- En caso de los ríos de Japón, en condiciones naturales, dependiendo del diámetro promedio del material del lecho ( $\bar{d}$ ), el valor  $U^*$  (velocidad de fricción en el canal a sección plena) es casi igual. Ver figura de abajo.

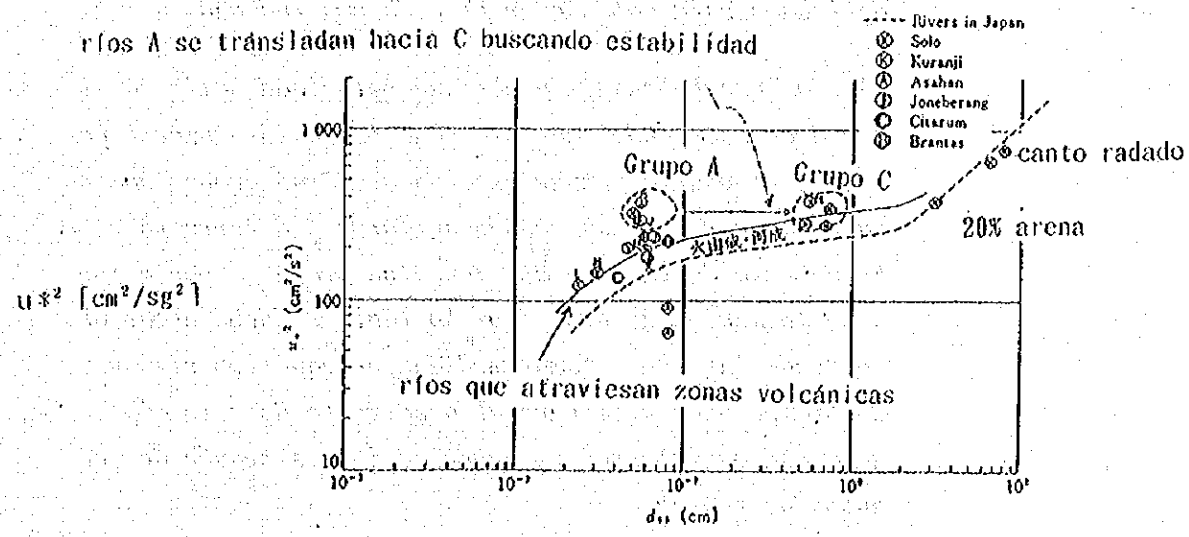
$U^* = (ghI)^{\frac{1}{2}}$ , donde:  $g$  = aceleración de gravedad,  
 $h$  = profundidad de agua e  $I$  = pendiente de la línea de energía.

Si se calcula el valor  $U^*$  de la sección plena del río Santo Domingo y otros cauces estables ubicados en sus alrededores, se espera que este valor sea uniforme en todos ellos, para obtener el valor  $U^*$  más o menos uniforme entonces se fija el ancho, profundidad y pendiente del canal de desvío para evitar los problemas de aumento y disminución de la sección (la sección debe fijarse tomando como referencia el ancho estable del río de la zona).



Ríos de llanura en Japón  $u_*^2 \propto d_x$

ríos A se trasladan hacia C buscando estabilidad



relación  $u_*^2 \propto d_{0.5}$  en el fondo del canal de un río de Indonesia



Además como se indicó en la página 11 para evitar la obstrucción del canal se desvió se disminuyó el ancho de la sección agua abajo y se aumentó la profundidad; en esta zona el valor  $U^*$  real es mayor al valor  $U^*$  teórico indicado anteriormente, entonces en esta zona (baja) es necesario construir obras de control de erosión en forma continua.

- Aun fijando el ancho de la sección, existe la posibilidad que haya meandros; manteniéndose la sección constante.

- Al existir fuerte acción de meandros se disminuye la capacidad de transporte y la pendiente, aumentándose así la posibilidad de obstrucción del canal; produciéndose invasión de los terrenos aledaños por el río (se considera que este problema ha sido aclarado). A continuación se nombran tres métodos que podrían ser aplicados para solucionar el problema indicado.

1). No se sabe cuando y con que velocidad comienza el meandro. Deseando que esto sea lo mas tardíamente posible, se podría pensar en alguna medida cuando comienza el meandro, ó aun cuando se forme y desarrolle.

El aumento de la cota del fondo se produce posterior a la formación de éste, por lo tanto se debe estar observando la zona y tomar medidas en aquellos sitios. El tiempo necesario para el desarrollo de este tipo de meandros intensos se puede estimar a través de resultados reales.

Si no se toman medidas en su debido tiempo, es probable que sea necesario ejecutar grandes obras en el futuro.

2) El canal de desvío se diseña tomando en cuenta la posibilidad de que se produjeran meandros en el futuro (por ejemplo hacer la sección mas amplia, tomando como referencia los meandros del río Caipe). En este caso, aunque el meandro se traslade, debido a que desde el principio de la construcción del canal de desvío se previó la formación de meandros y se calculó el volumen de sedimentos con esta condición, no se ejerce influencia sobre la capacidad de arrastre de sedimentos (dejando el canal en condiciones naturales de control). Sin embargo lo difícil es definir el meandro inicial, una manera de saber esto, es tomar como referencia la geometría superficial de un cauce con la misma característica (ancho y pendiente longitudinal).

3) Tomar medidas para prevenir la formación de meandros, sin embargo como no es factible la construcción en forma continua de obras de control de erosión, entonces desde el principio se asignan meandros suaves con "PITCH" = intervalos apropiados, evitándose así realizar obras continuas en el canal, solamente se harán en la parte externa de la curva (ver figura 6-16). (Intencionalmente se incluyó la sección de choque de agua).

1') Si existe una zona con características del material tipo arcilloso, se debe trozar el canal por este sitio obligando a que el flujo choque en ella, evitándose así la construcción de obras para el control de erosión.

línea crítica de estabilidad

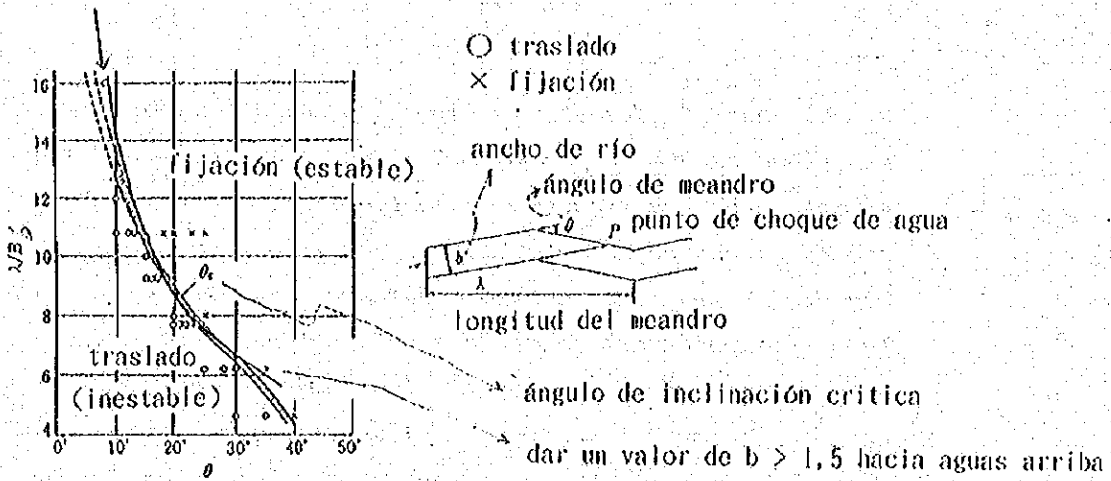
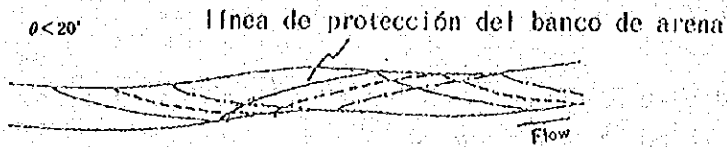
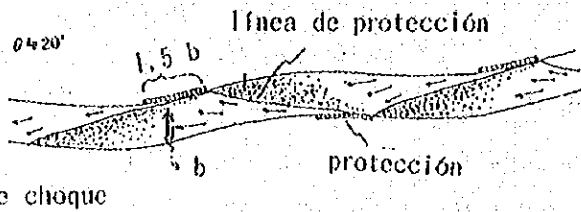


Gráfico 6.1 Condición en planta del río y distribución de "bancos de arena"

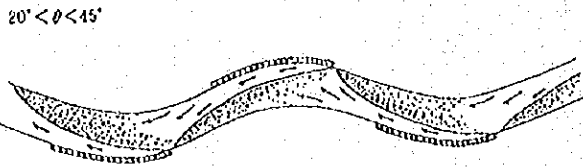


Hay movimiento del banco de arena y traslado del sitio de choque, por lo que es necesario proteger



zona donde se necesita distribución de obras de protección contra la erosión

No hay traslado de banco de arena. Se encuentra fija el sitio de choque de agua. No hay fuerte choque de agua.

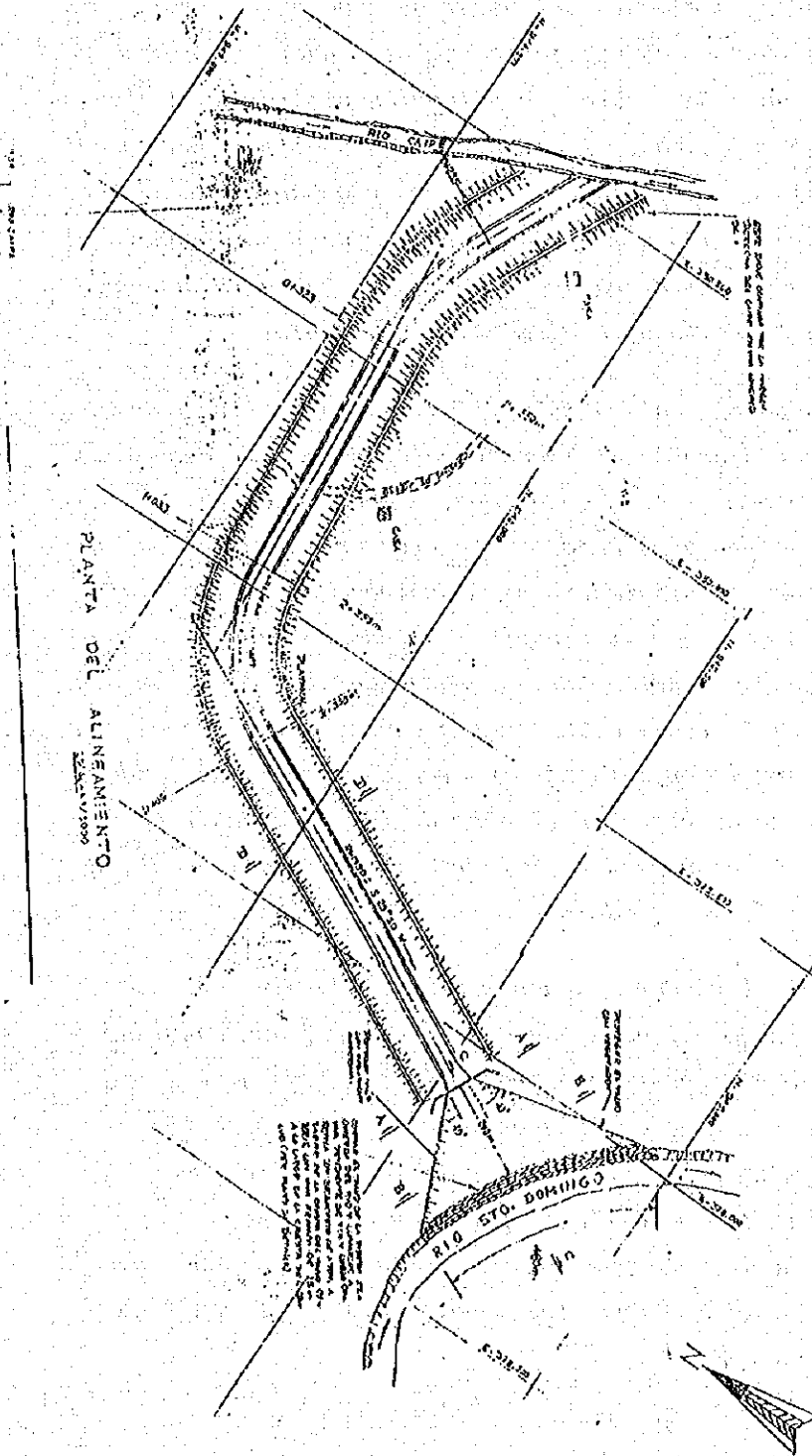


No hay traslado de banco de arena. Se encuentra fija el sitio de choque de agua, pero el choque es muy fuerte por lo que se necesita obra costosa de protección.

Gráfico 6.16 Rango límite de desplazamiento de banco de arena

CASO 5

Con los planos que se tienen se puede pensar en la posibilidad de que se produzcan alteraciones del lecho del canal de desvío y sus alrededores, también puede haber destrucción del canal de desvío.



### Medidas a tomar

- Hay preocupaciones por los siguientes puntos :

1) Al colocar la presa de goma en el canal de desvío esto producirá un aumento del nivel de agua en el cauce principal, evitándose el paso de sedimentos hacia el río Caipe, creándose de esta manera una situación similar a la difluencia de caño Guabinas. Aguas abajo de la difluencia (canal de desvío) se obstruirá el cauce del río Santo Domingo hasta una cota de 130,5 m. Aguas arriba de la difluencia el nivel de agua aumentará en forma anormal y habrá desbordamientos y la difluencia disminuirá su efecto.

2) Paralelamente al punto 1, el flujo lateral se concentra entre las secciones transversales B y A (el ancho disminuye bruscamente) en esta zona, a menos que no se construya obras de protección contra la erosión entonces toda el área cercana al aliviadero será destruida. Todavía el suministro de sedimentos hacia el canal de desvío es muy pequeña en comparación con el caudal de alivio por lo que se presentaría socavación aguas abajo del aliviadero, ocasionando una importante disminución de la cota de fondo del canal de desvío. En el peor de los casos al repetirse esta situación puede originarse la destrucción del cuerpo control del aliviadero.

3) Si, el aliviadero se destruye pasando por la etapa 1 y 2 a lo largo del canal de desvío, fluirá una cantidad considerable de sedimento proporcional al volumen de agua. Dependiendo de las condiciones del río, este canal predomina sobre el río principal. En este caso, al terminar la época de lluvia y entrar en la época de sequía, no habrá agua para el río Santo Domingo. Si no se destruye el aliviadero, las condiciones 1 y 2 continuarán permanentemente.

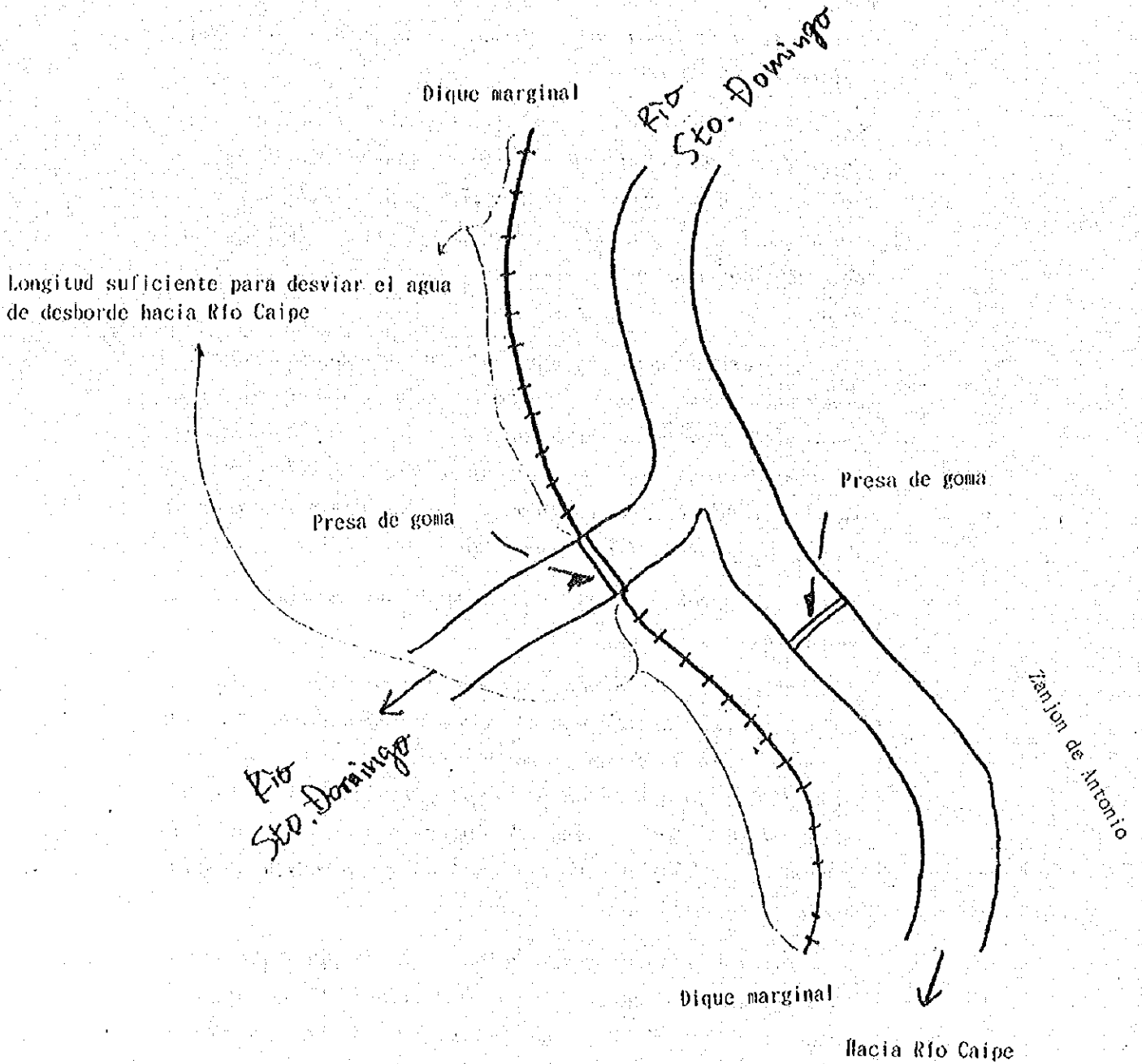
Para resolver estos problemas se puede pensar en los siguientes cuatro principios:

- 1) Toda agua que fluye va acompañada de un sedimento proporcional al volumen de agua (no solo el agua fluye)
- 2) No se debe aumentar ni disminuir bruscamente el caudal en el río principal.
- 3) Si inevitablemente se produce la situación anterior, entonces se deberá construir alguna estructura de control de erosión y socavación en aquellas zonas donde hay aumento de flujo. En aquellas zonas donde exista disminución de flujo hay que aplicar medidas que impidan la sedimentación.
- 4) La presa de goma se debe colocar en aquellas zonas donde no existan cambios bruscos de la pendiente longitudinal del cauce. Además, por la posible disminución de la cota de fondo del lecho aguas abajo del sitio donde estaría ubicada la presa de goma se deben tomar las medidas necesarias para evitar socavación.

Basado en estos cuatro (4) principios se proponen tres soluciones:

- 1) La cota de fondo del canal de desvío debe ser de tal valor que la conexión con el cauce principal sea lo más suave posible y con un trazado lo más paralelo a la dirección del flujo del cauce principal, teniendo un ancho similar al del río tratando de lograr con ello una distribución de sedimentos proporcional al flujo que se desvía hacia el canal.
- 2) Colocar presa de goma tanto en el río principal como en el canal de desvío. En época de lluvia subir la presa del río principal y bajar la presa del canal de desvío. En época de sequía hacer lo contrario.

3) En época de lluvia se debe tener cuidado con los desbordes que se puedan producir en la zona donde están ubicadas las presas, ya que estos pueden generar nuevos caños. Para ello es conveniente la construcción de diques marginales.



### CASO 6

Cuando existan modificaciones en la capacidad de transporte desde el río principal hacia el canal de desvío, o cuando haya discontinuidad en el transporte, se producirá grandes modificaciones en el lecho del río. Entonces, antes que se generen los problemas específicos mencionados en el caso 5 se producirá a gran escala sedimentación y disminución de la cota de fondo. En cuanto al flujo aguas arriba o aguas abajo del punto de la difluencia no habrá problemas, ya que en la época de verano solo pasará agua al río principal.

#### Medidas a tomar

Realizando cálculos de flujo no uniforme y programa, (One dimensional analysis (longitudinal analysis)).

Aplicando este cálculo y este programa asegurarse de que no va haber cambios horizontales en la fuerza de acarreo y modificación del lecho; esto se hace desde el río principal hacia el canal de desvío en el área de la difluencia.

Si existen problemas corregir la configuración.

#### Análisis que debe realizarse en todos los casos

Cuando se va a realizar este tipo de mejoramiento de la condición del río con las características del Río Santo Domingo, como mínimo debe realizarse el cálculo del flujo no uniforme y del movimiento del lecho de primera dimensión Programa One dimensional analysis (longitudinal analysis), y de esta manera averiguar previamente su nivel de agua, velocidad del flujo, la capa-



oidad de arrastre, la velocidad de fricción y alteración del lecho a nivel macro. En caso de Japón no se pueden realizar estos cálculos si no hay información topográfica de la sección transversal con intervalos de 200 - 500 m., pero en este caso estos cálculos se pueden realizar con información topográfica de la sección transversal cada 15 kms. y si se tienen datos aproximados de ancho del río, pendiente longitudinal, profundidad, diámetro promedio de la partícula del lecho, entonces se puede identificar el problema y tener un juicio de la gravedad del mismo.

Examinando estas informaciones se puede determinar la vida útil de las obras, establecer prioridades, limitar condiciones y desde el punto de vista de presupuesto planificar el plan definitivo.

Especialmente este proyecto a diferencia de lo que sucede en Japón, es altamente necesario seleccionar medidas que no vayan en contra de las condiciones originales del cauce, debido a que en este río, a diferencia de lo que ocurre en Japón, la fuerza externa del desborde es grande (la duración del desbordamiento es grande); el lecho se encuentra conformado por arenas de fácil movilización y además es difícil desde el punto de vista de mantenimiento construir obras costosas.

Finalmente, es deseable no gastar gran cantidad de dinero en obras, sino realizar suficientes investigaciones (mediciones, ensayos, cálculos, etc).

3. *Metodologías basadas en experimentos modelos para seleccionar medidas contra la erosión de márgenes.*

*Para seleccionar medidas contra la erosión de márgenes, no siempre es necesario realizar modelos físicos de flujo de agua. En la mayoría de los casos se pueden diseñar en la oficina obras de medidas (existen varios modelos de diseños).*

*Cuando el problema a resolver es de gran magnitud o cuando se presentan las siguientes situaciones es necesario realizar modelos físicos.*

*1) No se puede seleccionar desde la oficina, el lugar donde se va a ejecutar la obra.*

*2) Es muy probable la influencia de fuerzas externas tales como grandes velocidades de flujo o socavaciones profundas que no se pueden estimar en la oficina.*

*3) Cuando la medida a tomar no es suficiente por métodos usuales, es necesario considerar otros métodos tales como técnicas modernas, o cambiar varios métodos tradicionales.*

*Con los experimentos modelos de flujo no es posible reproducir erosiones de las márgenes, a excepción de la zona aluvial cuyos lechos y márgenes son del mismo material, por lo tanto, los experimentos modelos relacionados con medidas contra la erosión, se realizan mediante ensayos de fondo móvil y se investigan las modificaciones del lecho y del flujo bajo las diversas condiciones de la obra. Con estos experimentos se determinan las ventajas y desventajas de cada medida. Por esta razón, es necesario, tener ideas claras para seleccionar y relacionar los parámetros que generarán las medidas y permitirán el diseño de las mismas a través de experimentos modelos.*

*Se pueden seguir utilizando los modelos de fondo móvil tradicionales sin realizar cambios específicos.*

### *Referencias sobre el caso No. 1*

#### *Plan de canalización del Río Ibi*

La cuenca del Río Ibi tiene una superficie de 1,000 Km<sup>2</sup>, su longitud de 85 Km. aproximadamente, desemboca en el Lago Shido. El tramo del río de 15.2 Km. que recorre la planicie de formación reciente, es considerado para su mejoramiento. El terreno de la cuenca está conformado principalmente por granitos, encontrándose también pórfidos (granite-porphry) y andesitas, todos ellos en avanzado estado de erosión y produciendo considerable cantidad de arenas finas. En la zona alta del río, desde hace muchos años, se han venido explotando arenas ferruginosas, lo que ha provocado enormes cantidades de flujo de sedimentos. La explotación del hierro se ha continuado hasta el año 1955, por lo que al calcular su cantidad explotada se puede estimar que a través de las eras Meiji (1867-1912) y Taisho (1912-1925) se drenaron 300,000 m<sup>3</sup> de arena por año y en la era Showa (1925-1989) 160,000 m<sup>3</sup> por año. Todos ellos se sedimentaron en el tramo aguas abajo del Río ocasionando el aumento de la cota de fondo.

Para mejorar el cauce de este río, caracterizado por poseer grandes cantidades de flujo de sedimentos y por su inestabilidad, Yoshikawa y Sone consideraron que sería deseable fijar las características geométricas de las secciones para minimizar en lo posible las modificaciones del lecho.

Propusieron los siguientes diseños:

Como orientación básica del diseño se tomó:

1) La sección debe ser tal, que permita fluir un caudal planificado de 3,600 m<sup>3</sup>/seg.

2) La cantidad de sedimento en suspensión debe ser similar en cada sección, ya que en el río predominan los sedimentos en suspensión.

3) Según la probabilidad de ocurrencia, el caudal objeto de estudio a considerarse es de tres tipos: el caudal planificado, el caudal de 2 a 3 veces al año de 300 m<sup>3</sup>/seg. y el caudal promedio del año de 50 m<sup>3</sup>/seg.

4) Que el nivel del agua no sobrepase al que corresponde para el caudal planificado anteriormente (se mantenga un nivel constante).

5) Que no se modifique el ancho actual del río,

6) Que no se modifique notablemente la condición actual.

Con estos aspectos en consideración se diseñó el cauce, y el procedimiento seguido fué el siguiente:

Primeramente, con la finalidad de investigar el grado de estabilidad del cauce actual, se calculó la capacidad del flujo de sedimento de cada sección en el cauce actual cuando el caudal sea de los dos tipos mencionados anteriormente. Para calcular la cantidad de sedimentos en suspensión se consideró que éste sería proporcional al cuadrado del caudal ( $q_s \propto Q^2$ ), según lo obtenido por medidas reales realizadas en el río Ibi. Por lo que se calculó la cantidad de sedimentos por en suspensión por ancho  $q_s$  (mg/s/m) como:

$$q_s = 66,75 H^2 I \quad (12.72)$$

Donde H es la profundidad e I la pendiente de la superficie del agua.

Los resultados del cálculo aparecen en la Fig. 12.29. Cuando  $Q = 3.600$  m<sup>3</sup>/seg, aunque el flujo de sedimentos es uniforme desde aguas arriba a aguas abajo se observan grandes fluctuaciones de la sección. Cuando  $Q = 300$  m<sup>3</sup>/seg, se observa que a medida que se va hacia aguas arriba hay mayor flujo de sedimentos, lo que hace suponer que estos se sedimentan en el área de aguas abajo con grandes fluctuaciones según la sección.

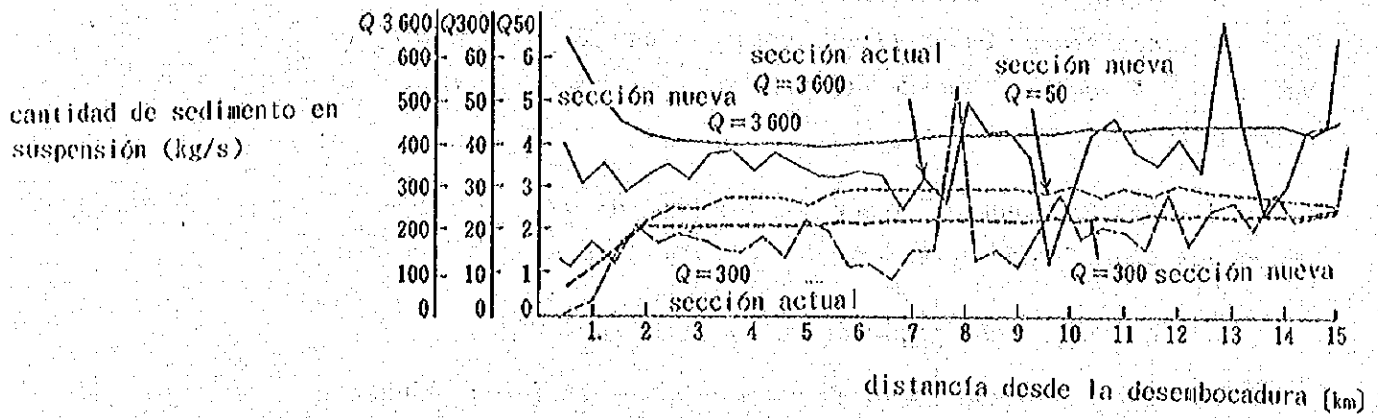
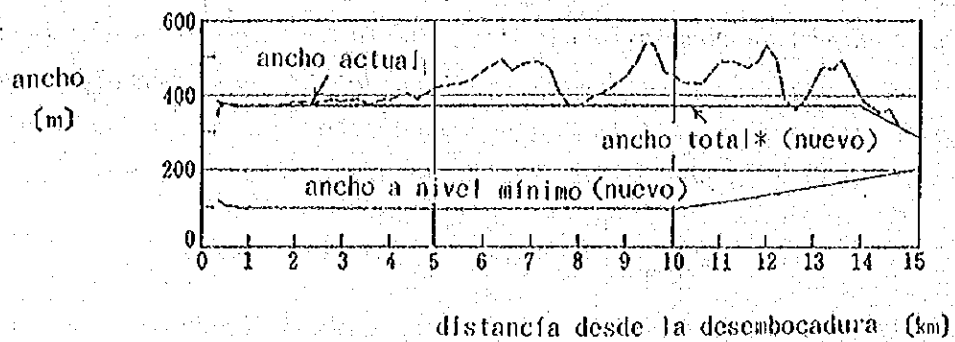
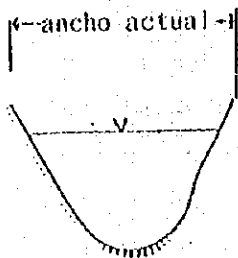


Gráfico 12.29 Cambios en la cantidad de sedimentos en suspensión según la distancia



sección actual



sección nueva

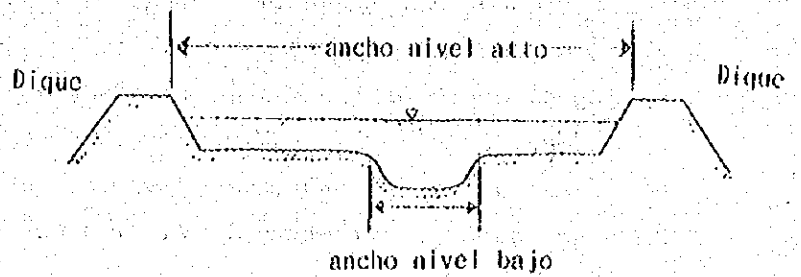


Gráfico 12.30 Cambios en el ancho del río Ibi

Por lo tanto, considerando que el nuevo cauce debe ser de sección compuesta, se diseñó el cauce como se muestra en la Fig. 12.30, con la finalidad de que la cantidad del flujo de sedimentos, proporcional a cada caudal, se acerque al valor constante transversalmente, se realizaron correcciones de cada sección. Finalmente la distribución transversal de la cantidad de sedimentos en suspensión del nuevo cauce fué tal como se muestra en la Fig. 12.29, logrando un valor casi uniforme.

Este análisis fué realizado en el año 1953. Posteriormente siguiendo este plan se conformaron las planicies inundables y se construyeron espigones y el cauce se conserva conformado por secciones compuestas más o menos según lo planificado. Con respecto a las modificaciones del lecho ocurridas posteriormente, se observaron modificaciones según lo muestra la Fig. 12.31 tomando como base el nivel del lecho del año 1966. Según la Fig. 12.31, se encuentra un tramo de estabilidad entre 0 a 12 Km.

Aguas arriba de este tramo el lecho se ha bajado considerablemente, debido a la explotación de grava en la década de los años 1965. Posteriormente estas modificaciones disminuyeron por la prohibición de la explotación de grava impuesta a partir del año 1974.

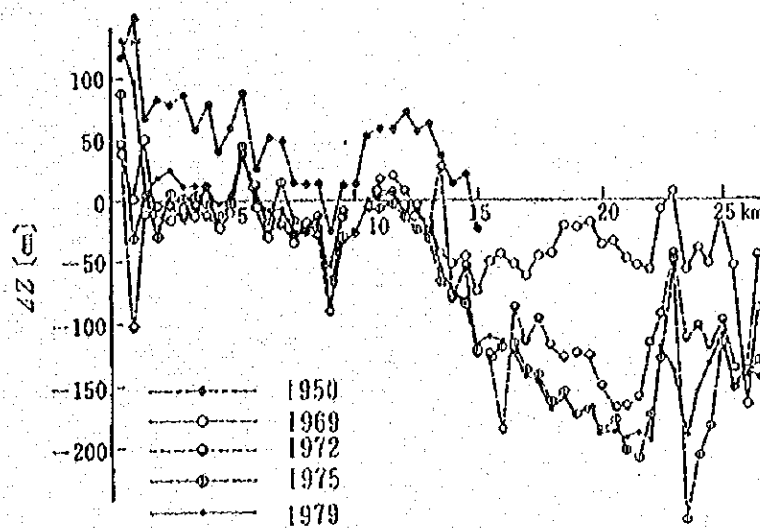


Gráfico 12.31 Modificaciones del lecho del río Ibi tomando como base los datos de 1966.

COMENTARIOS SOBRE LA PROBLEMATICA  
DE SEDIMENTACION DEL RIO SANTO DOMINGO

Por: Ing° Norihiro Izumi

## **Comentarios sobre la problemática de sedimentación del río Santo Domingo**

**Por: Ing. Norihiro Izumi**

### **1.- MEDIDAS A TOMAR EN RELACION A LA SEDIMENTACION DEL RIO SANTO DOMINGO.**

Se puede pensar que la causa principal de la sedimentación del Río Santo Domingo es la formación de diluencias en la zona de la hacienda El Carmen, aguas abajo de esta zona hasta Santa Inés se ha disminuido la capacidad de transporte de sedlmentos, por lo tanto es importante asegurar una capacidad suficiente de transporte de sedlmentos en el cauce principal del río Santo Domingo, reforzando las márgenes del mismo y obstruyendo las diluencias. No obstante en la actualidad la obstrucción del cauce principal del río Santo Domingo ha aumentado, alcanzando dicha obstrucción una longitud de 24.0 km, en algunas zonas se observa inclusive la formación de una capa de vegetación tupida en la zona sedimentada, lo cual impide drenar estos sedlmentos.

La exavación del cauce principal del río Santo Domingo, es una obra de gran magnitud y alto costo. Por lo tanto resultaría mas económico ensanchar el Caño Guablnas y el Caño Caroni, ya que actualmente la mayor parte del caudal fluye a través de dichos caños. El canal de desvío debe tener suficiente capacidad de transporte de sedlmentos.

**2.- GASTOS DE DISEÑO** Según los datos obtenidos por Sugimura y Kera, el caudal el río Santo Domingo es como sigue: para un periodo de retorno de 10 años es de 1800 m<sup>3</sup>/seg, para un periodo de retorno de 5 años es de 1500 m<sup>3</sup>/seg y en un periodo de retorno de 2 años es de 1000 m<sup>3</sup>/seg. Igualmente si nos referimos al diagrama de capacidad de conducción de flujo del río Santo Domingo elaborado por Sugimura y Kera el tramo donde la capacidad de conducción es de 1000 m<sup>3</sup>/seg esta aguas arriba al Barrio Milagua. Si se desea conducir una crecida de 1500 m<sup>3</sup>/seg con periodo de retorno de 5 años es necesario ampliar el cauce aguas abajo, desde el Barrio Milagua hasta la Hacienda El Carmen. Si esto no es viable entonces es necesario excavar un



nuevo canal con capacidad de conducción de flujo y transporte de sedlmentos adaptado al tramo Torunos solo para resolver el problema de sedlmentación.

Lo antes expuesto se basa en la sección transversal suministrada por Sugimura en época de verano, en época de lluvia o crecida se puede pensar que estas secciones se van a modificar en cuanto a profundidad. Estas modificaciones se deben a que las arenas se sedlmentan cuando disminuye el nivel de agua al final de la época de lluvia.

### 3.- PUNTOS A CONSIDERAR PARA LA CONSTRUCCION DEL NUEVO CANAL.

Para la construcción de un nuevo canal se debe tener en cuenta los siguientes puntos:

1. El canal deberá tener suficiente capacidad para conducir las aguas sin que se produzcan desbordes que causarían daños en la zonas adyacentes y la disminución de la capacidad de transporte de sedlmentos, causando problema de sedlmentación.

2. El canal deberá ser capaz de transportar los sedlmentos provenientes de aguas arriba para evitar la sedlmentación en el tramo.

3. El canal debe diseñarse con una sección estable para evitar modificaciones (ensanchamiento por erosión, sedlmentación, etc) ya que la sección modificada no cumpliría con los parámetros de diseño (sedlmentos, caudal). Se recomienda revestir las márgenes con concreto para asegurar la estabilidad de la sección, de lo contrario se deberán tomar otras medidas que garanticen la estabilidad de la sección.

### 4.- EJEMPLO DE CALCULO PARA LA CONSTRUCCION DEL NUEVO CANAL.

A continuación se indican los pasos a seguir para el cálculo de una sección estable. Es de hacer notar que los valores utilizados para dicho cálculo, son ilustrativos y no se corresponden con el proyecto.

#### 4.1 CALCULO DE FLUJO.

Para el cálculo de flujo se utilizó la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1)$$

donde:

$v$  = velocidad promedio

$n$  = coeficiente de rugosidad

$r$  = radio hidráulico  $R = A/P$

$s$  = pendiente del cauce.

Para simplificar el cálculo del área transversal se asumirá una sección rectangular de ancho  $B$  y altura  $D$ . Entonces,

$$Q = V \times D \times B \quad (2)$$

#### 4.2 CALCULO DE LA DESCARGA DE SEDIMENTOS:

La descarga de sedimentos se calculó mediante la fórmula de Brown, la cual permite de una manera sencilla estimar el arrastre de fondo y la cantidad de material en suspensión.

$$q^*s = 10 (\tau^*)^{5/2} \quad (3)$$

donde:

$q^*s$  = descarga unitaria de sedimentos, que también pueden expresarse por la siguiente relación:

$$q^*s = \frac{q_s}{(R_s \cdot g \cdot D_s^3)^{1/2}} \quad (4)$$

donde:

$q_s$  = descarga unitaria líquida

$R_s$  = peso específico sumergido de la arena = 1,65

$g$  = aceleración de gravedad

$D_s$  = diámetro de la arena  
 $\tau^*$  = esfuerzo cortante.

$$\tau^* = \frac{q}{\rho \cdot R_s \cdot g \cdot D_s} \quad (5)$$

$q$  = fuerza cortante del lecho. Se presenta como  
 $q = \rho \cdot g \cdot D_c \cdot S \quad (6)$

### 4.3 CALCULO DE LA PROFUNDIDAD ESTABLE:

La profundidad estable ( $D_c$ ) de un cauce con lecho arenoso es proporcional a la pendiente del cauce ( $S$ )

$$D_c \propto S^{-0,70} \quad (7)$$

La relación anterior es el resultado de los experimentos realizados por Ikeda e Izumi, quienes obtuvieron la relación entre la profundidad y la pendiente  $S^{-0,80} \sim S^{-1}$  tomando en cuenta los resultados de las experiencias de Yamamoto relativas al esfuerzo cortante.

Para el cálculo de la sección estable del río Santo Domingo se recomienda utilizar el método desarrollado por las Investigaciones Yamamoto, Ikeda et al.

### 4.4 CALCULO DE FLUJO Y SEDIMENTOS PARA EL CANAL "CAÑO GUABINA".

Para el cálculo de los sedimentos y caudal de este canal se utilizarán los siguientes valores:

$$D_c = 4m \quad B = 60m \quad S = 0,000518 \quad (8)$$

Correspondiente al sector Torunos.

Utilizando la fórmula de Manning se obtiene:

$$V = 2,8 \text{ m/s}$$

$$q = V \times D_c \times B = 690 \text{ m}^3/\text{s} \quad (9)$$

Utilizando la fórmula de Brown

$$Q_s = q_s \times B$$

$$Q_s = 0,27 \text{ m}^3/\text{S} \quad (10)$$

#### 4.5 CALCULO DE CAPACIDAD DE CONDUCCION DE FLUJO Y ARRASTRE DE SEDIMENTOS DE LA SECCION DEL CAÑO GUABINA EN EPOCA DE CRECIENTES.

Para una pendiente de fondo  $S = 0,000436$ , utilizando la fórmula # 7 se obtiene una profundidad estable  $D_c = 4,6$  m (11)

Para un caudal  $Q = 690$  m<sup>3</sup>/s (igual al de Torunos) se obtiene un ancho de sección estable de 52,0 m.

Utilizando las expresiones (3), (4), (5) y (6) se obtiene.

$$Q_s = 0,21 \text{ m}^3/\text{s} \quad (12)$$

El volúmen obtenido es menor que 0,27 m<sup>3</sup>/s volúmen de sedlmentos obtenidos en Torunos, la diferencia es de 0,06 m<sup>3</sup>/s.

Si esta condiclón se mantiene durante dos meses, tendríamos una acumulación de sedlmentos cuyo volúmen sería 300.000 m<sup>3</sup>. Suponiendo que la acumulación de sedlmentos es uniforme en una longitud de 5 km, aguas abajo de la entrada al canal, el aumento de la cota de fondo será de 1,0 m.

#### 4.6 CALCULO DE SECCION CON SUFICIENTE CAPACIDAD DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

El canal con suficiente capacidad de transporte de sedlmentos tendrá las siguientes características:

$$D_c = 5,9 \text{ m} \quad B = 34,5 \text{ m} \quad (13 \text{ a,b})$$

$$\text{Para } Q = 690 \text{ m}^3/\text{s} \text{ y } Q_s = 0,27 \text{ m}^3/\text{s} \quad (14 \text{ a,b})$$

Como puede observarse, para que la sección sea capaz de drenar los sedlmentos que vienen de aguas arriba, hay que aumentar la profundidad en un 30% y disminuir el ancho un 40%.

## 5.- OBRAS A UTILIZAR PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DE LA SECCION.

1. Revestimiento de concreto en márgenes: Este revestimiento debe cubrir completamente las márgenes, para evitar la erosión. Para este tipo de protección se requiere recursos económicos muy elevados.

2. Espigones permeables: La colocación de espigones permeables en ambas márgenes de un cauce arenoso profundiza considerablemente el nivel estable. Sin embargo, colocar espigones en todos aquellos puntos que así lo requieren también resulta exageradamente costoso.

3. En el cauce principal del río Santo Domingo, aguas abajo de la Hacienda El Carmen, existía abundante vegetación. Se sabe que este tipo de vegetación, al igual que los espigones permeables, sirve para aumentar el nivel estable. De hecho, en el tramo comprendido entre la Hacienda El Carmen y Santa Inés, donde hay abundante vegetación, el ancho del cauce es de un 50% a 80% de lo observado en Torinos donde la vegetación es menor.

Hasta ahora no se tienen datos cuantitativos de investigaciones sobre el efecto de la vegetación, sin embargo, en el río Santo Domingo en años anteriores a 1990 no existía un problema de sedimentación tan grave como el actual. Entonces, se puede pensar que la capacidad de transporte de sedimentos era elevada debido a la presencia de abundante vegetación. Por lo tanto, se supone que si se protegen las márgenes del nuevo canal con abundante vegetación, esto resultaría altamente efectivo.

## 6.- OTROS ASPECTOS A CONSIDERAR.

1. Limitar las tomas de agua. Uno de los aspectos más importantes es asegurar el caudal necesario para el transporte de sedimentos, por lo tanto, debe evitarse la extracción incontrolada que pueda afectar dicha capacidad del transporte.

Si se va a extraer grandes cantidades de agua del río, debe extraerse una cantidad proporcional de sedimentos para mantener el equilibrio o tomar algunas otra medida de prevención.

**2. Dfluencia de canalización.** Al hacer pasar el caudal de un canal a través de dos canales de menor capacidad, el esfuerzo cortante en ellos será menor que en el canal original y por lo tanto, habrá mayor sedimentación.

Desde el punto de vista de transporte de sedimentos, es una desventaja repartir un caudal en varios canales, especialmente en el caso del río Santo Domingo donde la pendiente del canal va disminuyendo.

### **3. Mantenimiento.**

Aún cuando todas las obras se realicen tomando en cuenta los aspectos ya mencionados, si el flujo de agua y sedimentos es mayor que el calculado será inevitable que se produzca sedimentación. En este caso, será necesario extraer los sedimentos lo más pronto posible, ya que la presencia de sedimentos disminuye la capacidad de transporte y por consiguiente aumenta la sedimentación. Es necesario que todos los años se realicen observaciones y mediciones de los cambios que se produzcan en el lecho del río para tomar medidas inmediatas si se produce alguna modificación.

### **4. Cálculo de flujo desigual unidimensional y de la alteración de lecho unidimensional.**

Es necesario efectuar este cálculo, aún cuando sea de forma aproximada durante la realización del anteproyecto de canalización, ya que permite predecir donde habrá desbordamiento, sedimentación y reducción de la sección. Estos datos permitirán elaborar un proyecto más preciso.

### **7. RECOMENDACIONES:**

Se recomienda recuperar las condiciones del río que existían antes del año 1990. Igualmente se recomienda construir un nuevo canal con abundante vegetación en sus márgenes y que tenga una capacidad de transporte sedimentos y flujo similar a la de Torinos.

El uso de diques es recomendable en aquellas zonas donde existan poblaciones con probabilidades de sufrir inundaciones y para restringir el uso de tierras inundables.

Finalmente, para que no se repita el mismo problema, es necesario proteger la zona con vegetación y evitar las tomas de agua indiscriminadas.

## **APENDICE.**

**Para un análisis más exacto es necesario disponer de datos más detallados, los cuales no fueron suministrados.**

**Los primeros 9,7 km del nuevo canal presentan una pendiente longitudinal de 0,00171, la cual es mayor que la del cauce principal del río Santo Domingo. Debido a la existencia de estos cambios bruscos de pendiente, es conveniente realizar cálculos de flujo desigual unidimensional.**

**A continuación se presenta lo que se puede deducir cualitativamente sin realizar tales cálculos:**

**- Al aumentar bruscamente la pendiente longitudinal del cauce se produce un aumento brusco en la capacidad de transporte de sedimentos.**

**La pendiente del nuevo canal, después de los primeros 9,7 km disminuye a 0,000436 para confluir nuevamente al río Santo Domingo. En esta zona donde disminuye la pendiente, disminuye considerablemente la capacidad de transporte de sedimentos. Bajo estas condiciones a unos cuantos km. aguas arriba y abajo del nuevo canal habrá disminución del lecho; y a unos cuantos metros aguas arriba y abajo de los 9,7 km habrá subida de lecho, esto se repetirá hasta alcanzar todo el tramo una pendiente uniforme.**

**La disminución del nivel del lecho no constituye un problema tan grave, pero la subida sí ya que ocasionará desbordamientos.**

**Para disminuir estos cambios bruscos de capacidad de transporte de sedimentos, debido a los cambios bruscos de pendiente longitudinal, podría pensarse en las siguientes medidas:**

**- En aquellos tramos donde hay aumento de pendiente se puede diluir el flujo, y en los tramos donde la pendiente se hace suave se hace confluir.**

**- Disminuir la pendiente haciendo uso de meandros.**

**cabe destacar que para el uso de ambos métodos se necesitan datos muy precisos.**