CUC t 3203

TESIS
IC992
M4

UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO YACAMBU

REALIZADO POR LOURDES MEDINA ACOSTA
GERALDINE SORIANO SIFONTES

PROFESOR GUIA ING. JORGE GONZALEZ GONZALEZ

FECHA OCTUBRE 1992.-

UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO YACAMBU

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el resultado: EXCELENTE

JURADO EXAMINADOR

Firma:	Firma:	Firma:
Nombre: GUSTAVO RIVAS	Nombre: CELSO CASTRO	Nombre: JORGE GONZALEZ

REALIZADO POR: LOURDES MEDINA ACOSTA, GERALDINE SORIANO SIFONTES

PROFESOR GUIA: ING. JORGE GONZALEZ GONZALEZ

FECHA: OCTUBRE 1992.-

AGRADECIMIENTO

Quisiéramos expresarle nuestro agradecimiento a la Gerencia de División de Proyectos Civiles de la empresa **C.V.G. Edelca** y al Sistema Yacambú Quíbor C.A.,quienes nos brindaron la oportunidad de realizar este trabajo especial de grado. Igualmente agradecemos al **Ing. Jorge González**, quien fue nuestro guía y tutor. Con especial agrado resaltamos la invalorable colaboración prestada por el **Ing. Nemesio Castillejo,** quien con su experiencia e interés nos brindó la mayor orientación. A sí mismo queremos citar en estas líneas al nuestro profesor el **Dr. Manuel Vicente Méndez.**

Por último y no menos sincero, es nuestro reconocimiento a todo el personal del Laboratorio de Hidráulica de C.V.G. Edelca , en Macagua , quienes con su colaboración y dedicación han permitido la realización de este estudio.

A mis padres y a la Arq. Evelia Medina

Lourdes Medina Acosta

A mis padres

Geraldine Soriano Sifontes

INDICE GENERAL

PAG.

I.- LISTA DE FIGURAS. IX

II.- LISTA DE PLANOS. XII

III.- RESUMEN. XIII

1.- INTRODUCCION. 1

2.- ALIVIADEROS. 5

2.1.- TIPOS DE ALIVIADEROS. 5

2.2.- PARTES DE UN ALIVIADERO. 17

2.3.- CRITERIOS GENERALES PARA LE SELECCION DEL TIPO DE ALIVIADEROS. 21

2.4.- FENOMENOS QUE AFECTAN EL FUNCIONAMIENTO DE LOS ALIVIADEROS. 24

VIBRACIONES. 24

SEDIMENTOS. 25

VORTICES. 25

ABRASION. 26

SOCAVACION. 27

SUBPRESION. 27

CAVITACION. 28

2.5.- ALIVIADEROS TIPO ABANICO. 35

METODO DE CALCULO DEL ALIVIADERO TIPO ABANICO 38

3.- MODELOS HIDRAULICOS. 46

3.1.- LEYES DE SIMILITUD HIDRAULICA. 49

SIMILITUD GEOMETRICA. 49

SIMILITUD CINEMATICA. 49

SIMILITUD DINAMICA. 50

SIMILITUD COMPLETA. 51

3.2.- NUMEROS ADIMENSIONALES. 52

SIMILITUD DE FROUDE. 52

SIMILITUD DE REYNOLDS. 54

PAG.

SIMILITUD DE WEBER. 55
SIMILITUD DE MACH. 56
3.3.- EFECTOS DE ESCALA. 57
EFECTOS GEOMETRICOS. 57
EFECTOS DE LAS CONDICIONES DE APROXIMACION
DEL FLUJO. 57
EFECTOS DE LA GRAVEDAD. 58
EFECTOS DE VISCOSIDAD. 58
EFECTOS DE LA TENSION SUPERFICIAL. 59

4.- PROYECTO YACAMBU. 60
4.1.- DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO. 60
TOPOGRAFIA Y GEOLOGIA DEL PROYECTO. 65
PRESA. 66
BERMA ESTABILIZANTE. 68
DESVIACION Y DESAGUE DE FONDO. 69
TUNEL DE TRASVASE. 70
EMBALSE. 71
4.2.- DESCRIPCION DEL ALIVIADERO..... 72
4.3.- ANALISIS HIDRAULICO DEL ALIVIADERO. 74
4.3.1.- CURVA DE DESCARGA. 74
4.3.2.- TRANSICION CRESTA-RAPIDO. 78
4.3.3.- RAPIDO-DISPOSITIVOS DE AIREACION. ... 84
CARACTERIZACION DEL FLUJO. 91
PERFILES EN LA SUPERFICIE DEL AGUA. 91
PRESIONES PIEZOMETRICAS. 92
ESTIMACION DE DAÑOS POR CAVITACION. 93
PARAMETROS DE DISEÑOS DE LOS AIREADORES... 97
CRITERIO PARA EL DISEÑO DE LOS AIREADORES 98
CONCENTRACION DE AIRE. 99
TIPOS DE AIREADORES. 99
SISTEMA DE SUMINISTRO DE AIRE. 100
VERIFICACION DEL DISEÑO DE AIREADORES EN
EN EL ALIVIADERO DE YACAMBU. 102
4.3.4.- DISIPACION DE LA ENERGIA. 106

PAG.

TRAYECTORIA DEL CHORRO. 114
EROSION. 117

5.- ENSAYOS EN EL MODELO HIDRAULICO ESCALA 1:45. 122
5.1.- CRITERIOS DE SEMEJANZA DE ESCALA. 122
5.2.- SISTEMA DE MEDICION. 125
MEDICION DE GASTOS. 125
ALTURA DE PRESIONES. 130
NIVELES DE AGUA. 130
5.3.- ENSAYOS REALIZADOS. 132
5.3.1.- CONDICIONES DEL FLUJO DE APROXIMACION134
5.3.2.- MEJORAMIENTO DE LA GEOMETRIA ORIGINAL
DE LA TRANSICION. 135
GEOMETRIA ORIGINAL. 135
CAMBIO DE LA ALTURA DEL CONTROL. 135
ALTURA DEL CONTROL 2.8 M. 136
CONTROL DE 2.8 M Y TACOS DISIPADORES. 136
CONTROL DE 2.8 M. DE ALTURA CON MODIFI-
CACIONES DE TACOS. 139
TUBERIA DE DRENAJE DE LA ZONA DE TRANSICION 144
5.3.3.- CURVA DE GASTO. 147
5.3.4.- PRESIONES PIEZOMETRICAS. 149
ANALISIS EN LA TRANSICION CRESTA-RAPIDO.. 150
ANALISIS EN EL RAPIDO Y DEFLECTOR. 151
5.3.5.- PERFILES EN LA SUPERFICIE DEL AGUA... 178
ANALISIS EN LA TRANSICION CRESTA-RAPIDO.. 178
ANALISIS EN EL RAPIDO Y DEFLECTOR. 179
5.3.6.- TRAYECTORIA DEL CHORRO. 195
5.3.7.- ANALISIS CUALITATIVO DE LA SOCAVACION. 197

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. 201

7.- LISTA DE REFERENCIAS. 206

8.- ANEXOS. 211

I.- LISTA DE FIGURAS.

FIGURA N°	DESCRIPCION.
2.1.1	Aliviadero tipo lámina vertiente.
2.1.2	Aliviadero tipo caída libre.
2.1.3	Aliviadero tipo abanico.
2.1.4	Aliviadero tipo canal lateral.
2.1.5	Aliviadero tipo embudo.
2.1.6	Aliviadero tipo sifón.
2.1.7	Aliviadero tipo rápido-disipador.
2.1.8	Componentes de un aliviadero típico.
2.4.1	Geometría que ocasiona daños por cavitación.
2.4.2	Geometría que ocasiona daños por cavitación.
2.4.3	Geometría que ocasiona daños por cavitación.
4.1.1	Ubicación del embalse Yacambú.
4.1.2	Sistema Yacambú-Quíbor.
4.1.3	Ubicación de obras.
4.1.4	Sección transversal de la presa.
4.3.1	Curva de descarga teórica.
4.3.2	Geometría de la transición cresta-rápido.
4.3.3	Esquema de un dispositivo típico de aireación.
4.3.4	Sistemas aireadores y sus combinaciones.
4.3.5	Sistema de suministro de aire.
4.3.6	Estimación de la distribución de presiones en el deflector.
4.3.7	Parámetros geométricos usados en el diseño del deflector.
4.3.8	Trayectoria del chorro.
5.2.1	Curva de descarga del vertedero principal.
5.2.2	Vertedero rectangular.
5.2.3	Valores de Kb en función de b/B.
5.2.4	Curva de descarga del vertedero rectangular.
5.1	Planta modificada transición cresta-rápido.

5.2	Perfil modificado transición cresta rápido.
5.3	Ubicación y dimensiones de tacos disipadores. (planta).
5.4	Ubicación y dimensiones de tacos disipadores. (perfil).
5.5	Perfiles del agua Q = 1200 m^3/seg.
5.6	Perfiles del agua Q = 100m^3/seg.
5.7	Perfiles de agua transversales al comienzo del rápido para Q= 1200, 880 y 700 m^3/seg.
5.8	Perfiles de agua transversales al comienzo del rápido para Q= 500, 230 y 100 m^3/seg.
5.3.1	Curva de descarga teórica y experimental.
5.3.2	Perfiles de agua y presiones. Transición cresta-rápido . Q=100 m^3/seg.
5.3.3	Perfiles de agua y presiones. Transición cresta-rápido. Q=200 m^3/seg.
5.3.4	Perfiles de agua y presiones. Transición cresta-rápido. Q=400 m^3/seg.
5.3.5	Perfiles de agua y presiones. Transición cresta-rápido. Q=700 m^3/seg.
5.3.6	Perfiles de agua y presiones. Transición cresta-rápído. Q=1000 m^3/seg.
5.3.7	Perfiles de agua y presiones. Transición cresta-rápido. Q=1200 m^3/seg.
5.3.8	Presiones en muros. Q=100 m^3/seg.
5.3.9	Presiones en muros. Q=200 m^3/seg.
5.3.10	Presiones en muros. Q=400 m^3/seg.
5.3.11	Presiones en muros. Q=700 m^3/seg.
5.3.12	Presiones en muros. Q=1000 m^3/seg.
5.3.13	Presiones en muros. Q= 1200 m^3/seg.
5.3.14	Presiones y niveles de agua en el deflector. Q=100 m^3/seg.
5.3.15	Presiones y niveles de agua en el deflector. Q=200 m^3/seg.

5.3.16 Presiones y niveles de agua en el deflector. Q=400 m^3/seg.

5.3.17 Presiones y niveles de agua en el deflector. Q=700 m^3/seg.

5.3.18 Presiones y niveles de agua en el deflector. Q=1000 m^3/seg.

5.3.19 Presiones y niveles de agua en el deflector. Q=1200 m^3/seg.

5.3.20 Presiones en muros del deflector.Q=100m^3/seg.

5.3.21 Presiones en muros del deflector.Q=200m^3/seg.

5.3.22 Presiones en muros del deflector.Q=400m^3/seg.

5.3.23 Presiones en muros del deflector.Q=700m^3/seg.

5.3.24 Presiones en muros del deflector.Q=1000m^3/seg

5.3.25 Presiones en muros del deflector.Q=1200m^3/seg

5.3.26 Perfil transversal. Progresiva 0+036,433

5.3.27 Perfil transversal. Progresiva 0+053,353

5.3.28 Perfil transversal. Progresiva 0+077,158

5.3.29 Perfil transversal. Progresiva 0+082,108

5.3.30 Perfil transversal. Progresiva 0+098,668

5.3.31 Perfil transversal. Progresiva 0+122,415

5.3.32 Perfil transversal. Progresiva 0+143,970

5.3.33 Perfil transversal. Progresiva 0+149,617

5.3.34 Perfil transversal. Progresiva 0+179,623

5.3.35 Perfil transversal. Progresiva 0+206,061

5.3.36 Perfil transversal. Progresiva 0+211,843

5.3.37 Perfil transversal. Progresiva 0+229,393

5.3.38 Perfil transversal. Progresiva 0+254,008

5.3.39 Perfil transversal. Progresiva 0+258,553

LISTA DE PLANOS

PLANO N°	DESCRPICION
1	Instrumentación piezométrica (planta).
2	Instrumentación piezométrica (perfil).
3	Distribución de presiones y niveles de agua a lo largo de rápido. Q=100 m^3/seg.
4	Distribución de presiones y niveles de agua a lo largo de rápido. Q=200 m^3/seg.
5	Distribución de presiones y niveles de agua a lo largo de rápido. Q=400 m^3/seg.
6	Distribución de presiones y niveles de agua a lo largo de rápido. Q=700 m^3/seg.
7	Distribución de presiones y niveles de agua a lo largo de rápido. Q=1000 m^3/seg.
8	Distribución de presiones y niveles de agua a lo largo de rápido. Q=1200 m^3/seg.
9	Socavación por el eje .Q=100m^3/seg.
10	Socavación por lado derecho.Q=700m^3/seg.
11	Socavación por el eje .Q=1200m^3/seg.
12	Socavación por el eje .Q=400m^3/seg.
13	Socavación por el eje .Q=700m^3/seg.

RESUMEN

En el presente trabajo de grado, se presenta un estudio teórico-experimental del comportamiento hidráulico del aliviadero tipo abanico del Proyecto Yacambú, con el propósito de establecer las medidas necesarias para lograr un funcionamiento adecuado de la estructura de alivio.

Esta estructura esta caracterizada por tener un gran desnivel y una longitud considerable entre la cresta y la estructura disipadora de energía.

El estudio experimental se realizó en un modelo a escala 1:45 en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica de **C.V.G. Edelca**, en Macagua (Estado Bolívar), encontrándose que para este tipo de aliviadero es de suma importancia el análisis experimental por no poder obtener de los modelos matemáticos una solución completa y real de lo que sucede en el prototipo, queriéndose obtener una aproximación del flujo uniforme y perpendicular al cimacio, una formación del resalto hidráulico estable en la transición, un flujo lo más uniforme posible en el rápido y una disipación de energía que no afecte la estructura de alivio y sus adyacentes.

1.- INTRODUCCION

Al Sur-Oeste de Barquisimeto en el estado Lara, en el Cañón de Angostura sobre el río Yacambú, afluente del río Acarigua, se encuentra la Presa Ing. José María Ochoa Pile (Yacambú), cuyo principal propósito es el riego de 18.500 Has. en el Valle de Quíbor y el abastecimiento de 3.000 lps. para la ciudad de Barquisimeto. Adicionalmente se obtendrá como beneficio la mitigación de crecientes del río Acarigua, la recuperación a sus niveles originales del Acuífero del Valle de Quíbor, la generación de empleos y la recreación del lugar.

Desde el año 1960 el Ing. Ochoa Pile comenzó los estudios que planteaban la posibilidad de llevar agua desde el río Yacambú a la ciudad de Barquisimeto y al Valle Quíbor, y no fue sino hasta el año 1972 cuando se concluye que el río Yacambú es la fuente más apropiada para suplir las demandas requeridas, siendo el aumento de la tasa de crecimiento el factor primordial para la construcción de dicha obra.

Han estado a cargo del proyecto muchas empresas teniendo gran cantidad de problemas, debido a diversos motivos, principalmente por el factor económico, repercutiendo esto en la finalización de la obra.

Actualmente bajo la dirección del Sistema Hidráulico

Yacambu-Quibor C.A. hay numerosas empresas estudiando y construyendo el proyecto, y mediante un convenio de cooperación el Departamento de Hidráulica de C.V.G. **Edelca** ejecuta el estudio hidráulico del aliviadero.

El proyecto Yacambú-Quíbor esta formado por un embalse con un área de 335 Km^2, una presa de 162.5 mts. de altura, un túnel de 24.5 Kms de longitud y 4.8 mts. de diámetro por el cual se trasvasarán 302 millones de m^3 de agua, la estabilización del estribo izquierdo, un aliviadero tipo abanico, una ventana inclinada que permite tener otro frente de trabajo y cuando este finalizado el proyecto una vía de acceso para el mantenimiento de la obra.

Dentro de las instalaciones correspondiente al Proyecto Yacambú-Quíbor, se encuentra contemplado un aliviadero tipo abanico, conformado por un canal de aproximación de características apropiadas para la entrada del flujo al cimacio, una cresta tipo Creager, una transición convergente de paredes curvas, un elemento de control de 0.55 metros de altura, donde se debe producir la profundidad crítica, el canal de descarga llamado también rápido con tres aireadores, que se colocaron para evitar daños ocasionados por cavitación, un disipador de energía tipo salto en ski con un radio de 9 metros, formando un ángulo de 25 grados con la horizontal. El aliviadero ha sido diseñado para descargar 1200 m^3/seg, que

corresponde al pico de salida de creciente máxima probable; sin embargo para el diseño del rápido, dispositivos de aireación, sistema de disipación de energía, etc. el caudal ha sido fijado en 700 m^3/seg. Esta diferencia es debido a la poca probabilidad que existe de que ocurra la máxima descarga, garantizando para una descarga de 700 m^3/seg. un comportamiento hidráulicamente adecuado.

En el presente trabajo especial de grado a través de estudios experimentales se conoce el comportamiento hidráulico de dicho aliviadero. Los ensayos se realizaron en un modelo a escala 1:45, construido en el laboratorio del Departamento de Hidráulica de C.V.G. Edelca en Macagua, con la finalidad de realizar los estudios requeridos para verificar el comportamiento hidráulico de esta estructura, tomando en cuenta que parte de las estructuras de concreto que conforman el aliviadero ya han sido construidas.

Anteriormente a los ensayos se consultaron diversas publicaciones referentes al tema, con el fin de tener una idea clara del comportamiento de un aliviadero tipo abanico y obtener los fundamentos para el análisis teórico del aliviadero.

En el capítulo 2 se muestra un resumen de aliviaderos en general y los aspectos más importante de un aliviadero tipo

abanico.

Se presenta en el capítulo 3 las base técnicas para la representación del aliviadero en modelos físicos así como los efectos que se producen al tener esa reducción.

Luego se expone en el capítulo 4 las características más significativas del proyecto Yacambú como también, un análisis teórico del funcionamiento hidráulico, que justifica el estudio en modelo a escala.

Para finalizar en el capítulo 5 se describen los ensayos realizados y se fijan los criterios para el análisis de los resultados experimentales obtenidos en los ensayos realizados en el modelo del aliviadero del proyecto Yacambú.

2.- ALIVIADEROS

Los aliviaderos son estructuras que tienen como función evacuar el excedente de agua no regulable que se encuentra en los embalses asegurando la integridad física de la presa y garantizando que no ocurran daños inadmisibles aguas abajo de la presa.

2.1 TIPOS DE ALIVIADEROS (ref.1,2,3)

No existe una clasificación estricta para determinar el tipo de aliviadero sino que depende del criterio que se escoja. La clasificación más utilizada es según el tipo de estructura de control, obteniendo ocho tipos de aliviaderos:

- -Tipo lámina vertiente
- -Tipo caída libre
- -Tipo abanico
- -Tipo canal lateral
- -Tipo embudo o vertical (Morning Glory)
- -Tipo alcantarilla
- -Tipo sifón
- -Tipo rápido disipador

TIPO LAMINA VERTIENTE. La cresta es recta o con una

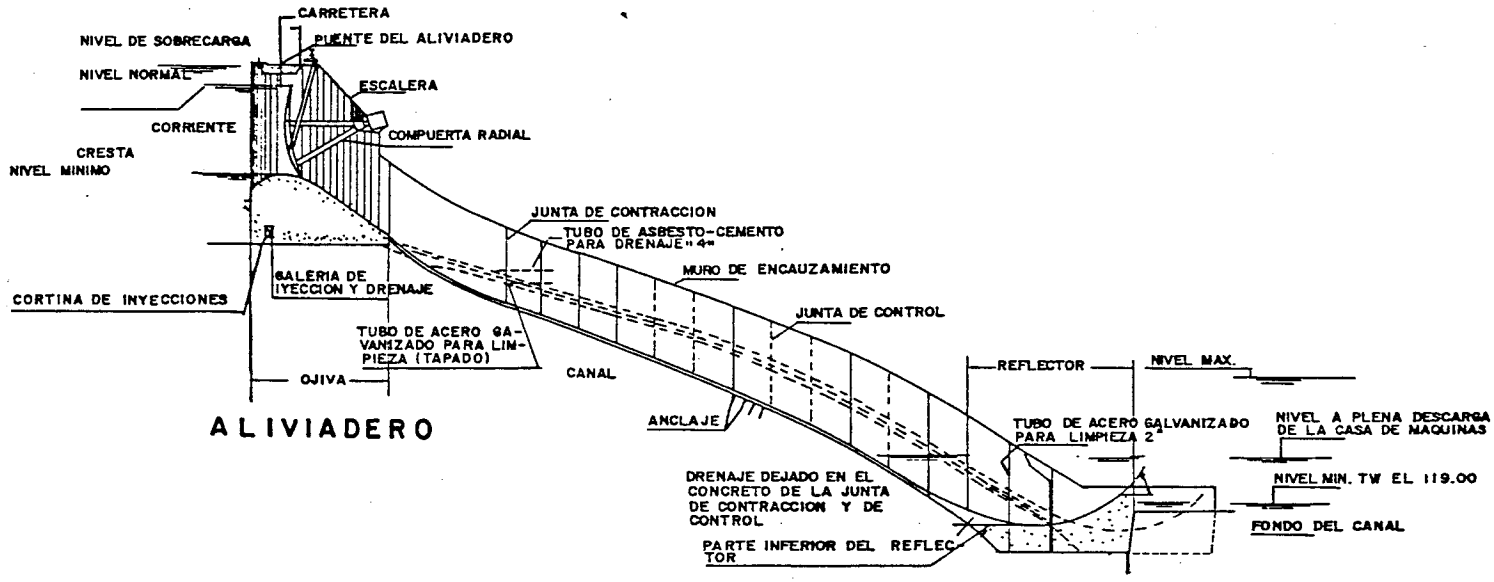
curvatura muy pequeña, es el tipo más utilizado por lo que existe un alto grado de seguridad en el diseño, por su acumulada experiencia; se ajusta muy bien sin depender del tipo de conducción bien sea abierta o cerrada.(ver figura 2.1.1.)

TIPO CAIDA LIBRE. El agua luego de pasar por la cresta cae hasta el río , sin pasar previamente por una estructura de conducción. Este tipo de aliviadero se emplea para pocas alturas de agua y en los casos donde el río receptor este constituido por roca sana . (ver figura 2.1.2.)

TIPO ABANICO. Es una modificación del tipo lámina vertiente; muy ventajoso cuando no hay disponible mucho espacio ya que este tipo de aliviadero tiene mayor longitud de cresta. En planta tiene forma de abanico.(ver figura 2.1.3.)

TIPO CANAL LATERAL. Esta provisto de un canal paralelo a la cresta del aliviadero, teniendo que garantizar el régimen subcrítico en el canal. Se coloca generalmente cuando no existe suficiente espacio para un aliviadero frontal. Desde el punto de vista hidráulico es ineficiente.(ver figura 2.1.4.)

TIPO EMBUDO. Llamados también "Morning Glory" , en



PERFIL LONGITUDINAL

FIGURA Nº 2.1.1 - TIPO LAMINA VERTIENTE

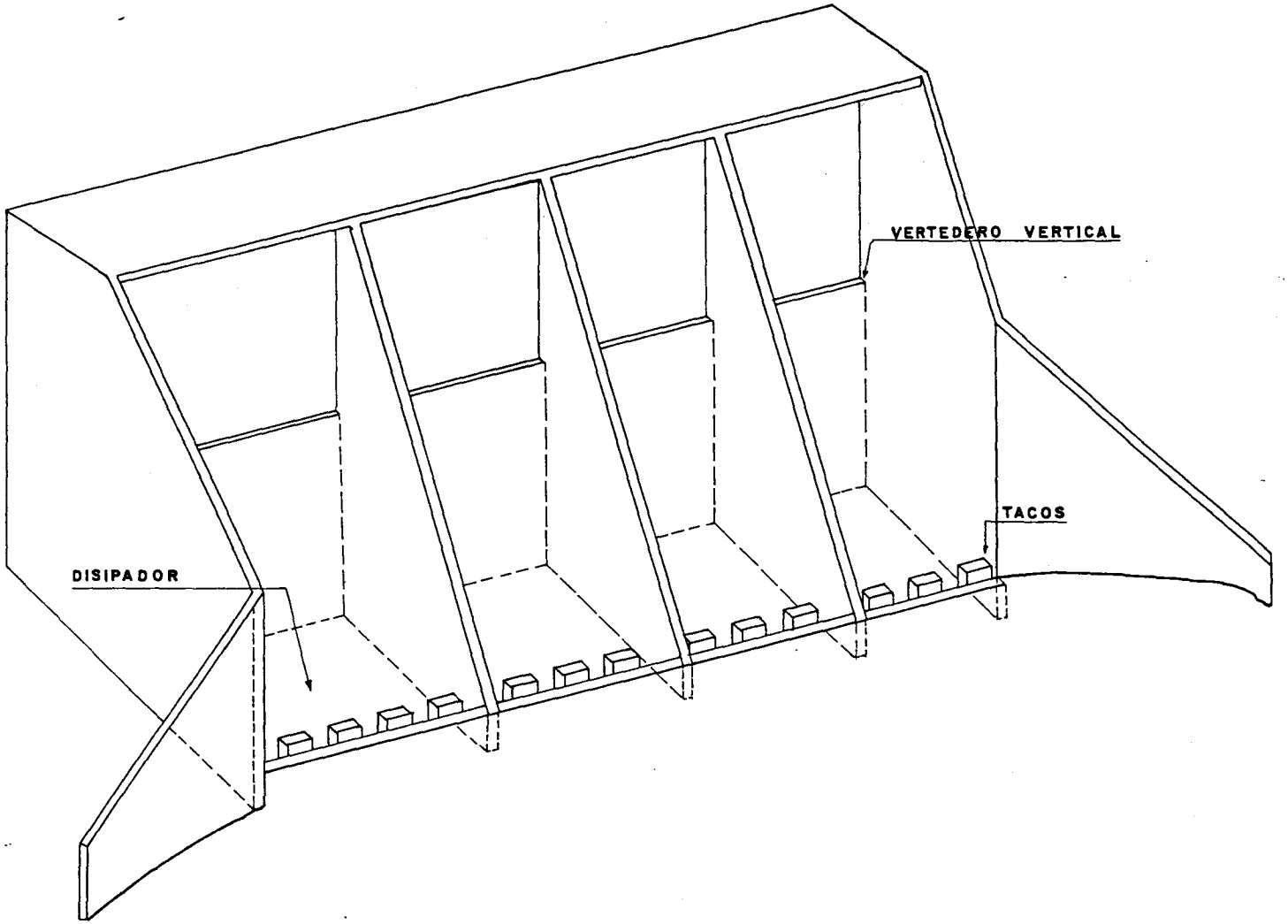


FIGURA 2.1.2 - ALIVIADERO TIPO CAIDA LIBRE

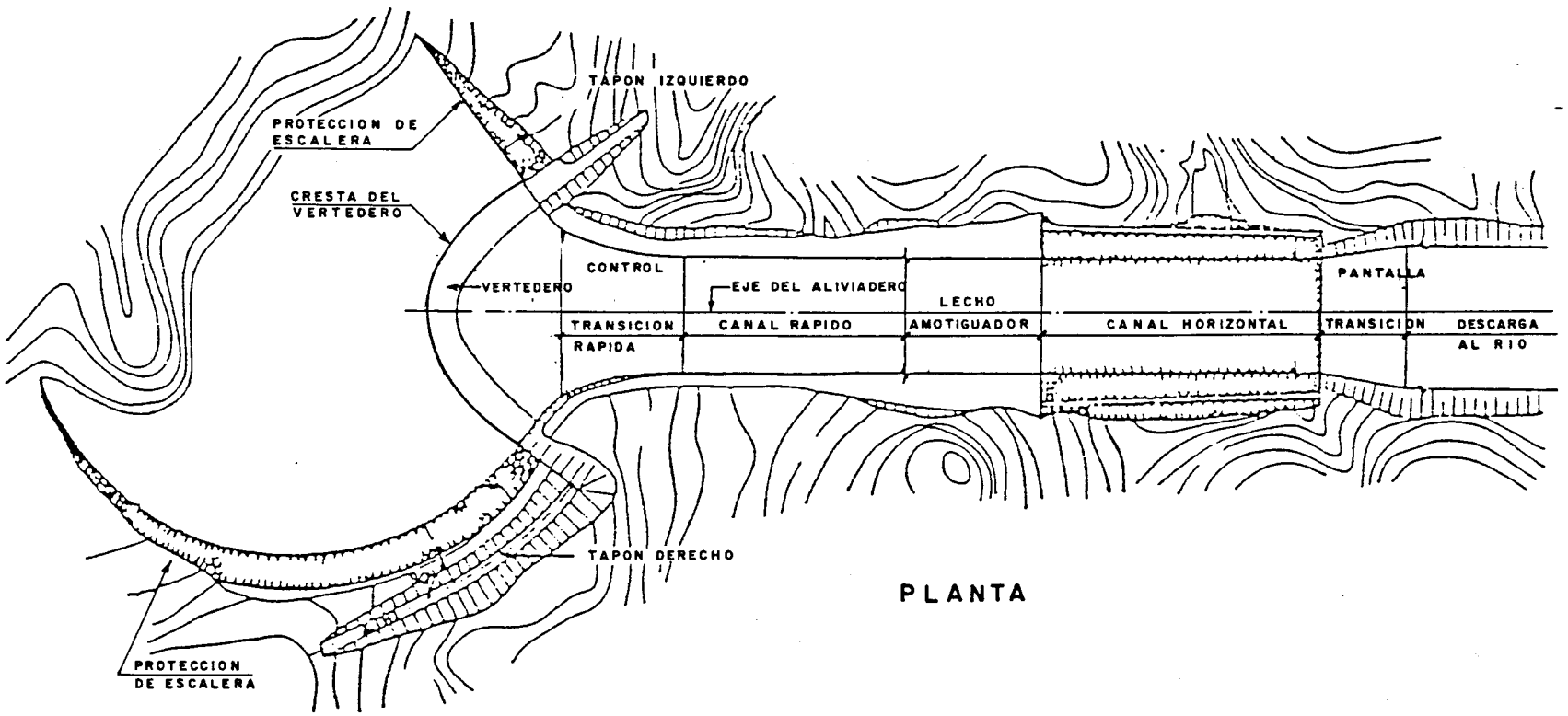


FIGURA Nº 2.1.3 - TIPO ABANICO

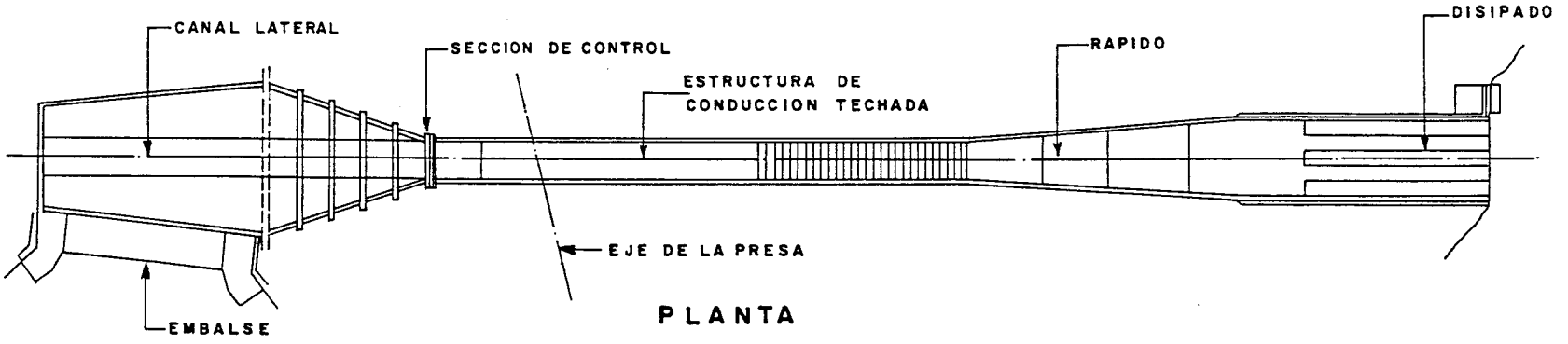


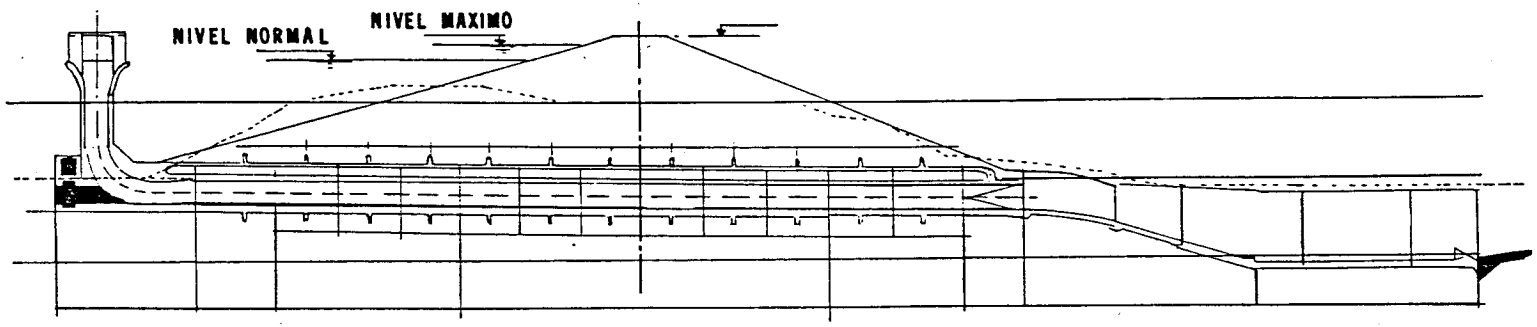
FIGURA Nº 2.1.4- TIPO CANAL LATERAL

estos aliviaderos el agua se aproxima de forma radial y aproximadamente horizontal, se utiliza cuando por problemas de espacio no se puede colocar otro aliviadero ya que hidráulicamente no es muy eficiente.(ver figura 2.1.5.)

TIPO ALCANTARILLA. Consiste en un conducto cerrado que cruza el cuerpo o un estribo de la presa. Se utiliza en presas pequeñas o en aquellas cuya finalidad es de control de crecidas.

TIPO SIFON. Necesita una carga suficiente para que el agua supere el punto más alto (control) del conducto. Tiene problemas con el almacenamiento de basura y la acumulación de aire en el conducto, necesitando una ventilación apropiada. Este tipo de aliviadero no se ha utilizado hasta los momentos en Venezuela, siendo recomendado solo para gastos muy pequeño.(ver figura 2.1.6.)

TIPO RAPIDO DISIPADOR. Esta es otra modificación del tipo lámina vertiente, consistiendo en tener el rápido y el disipador juntos, esto se logra colocando unos tacos de impacto en el rápido. El agua al chocar con los tacos disipa la energía. Se usa generalmente en presas bajas.(ver figura 2.1.7.)



ALIVIADERO PERFIL LONGITUDINAL

FIGURA Nº 2.1.5 - TIPO EMBUDO

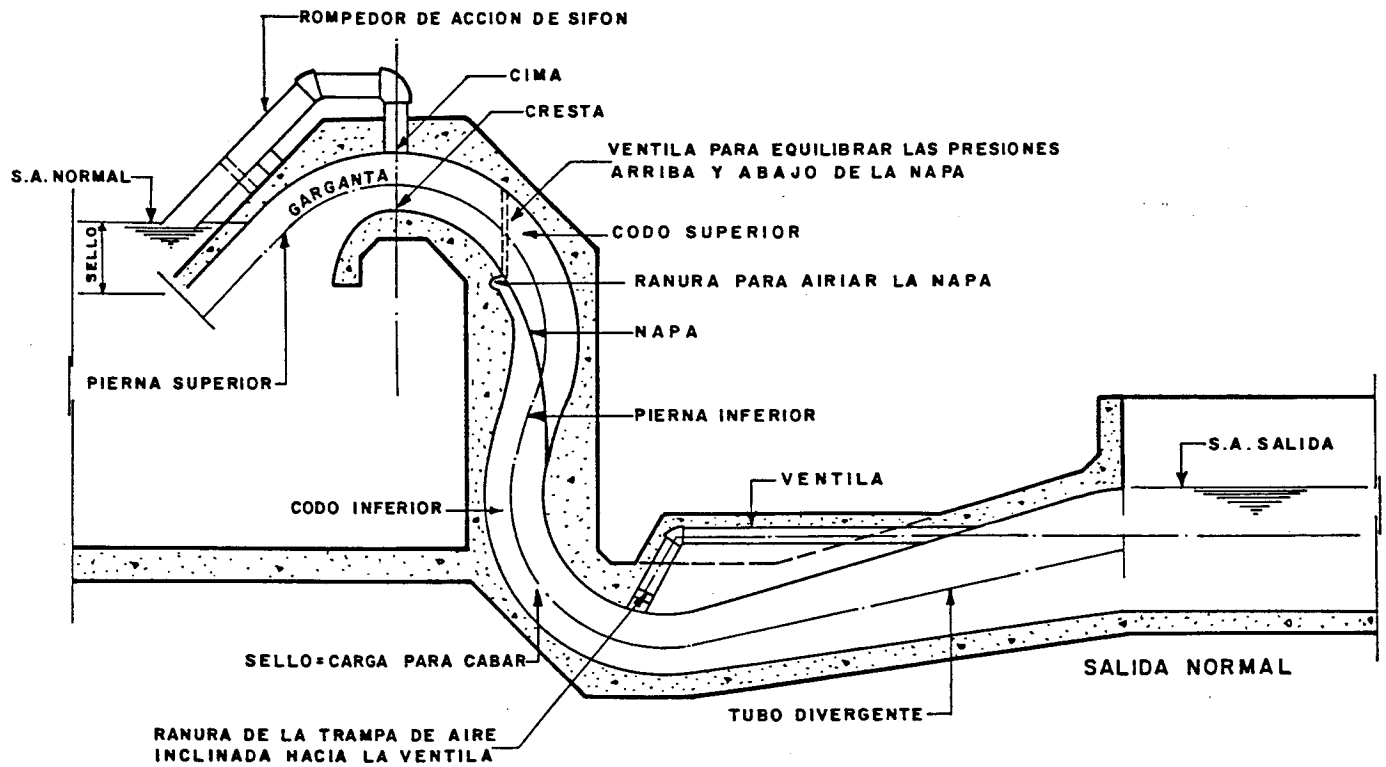


FIGURA Nº 2.1.6-TIPO SIFON

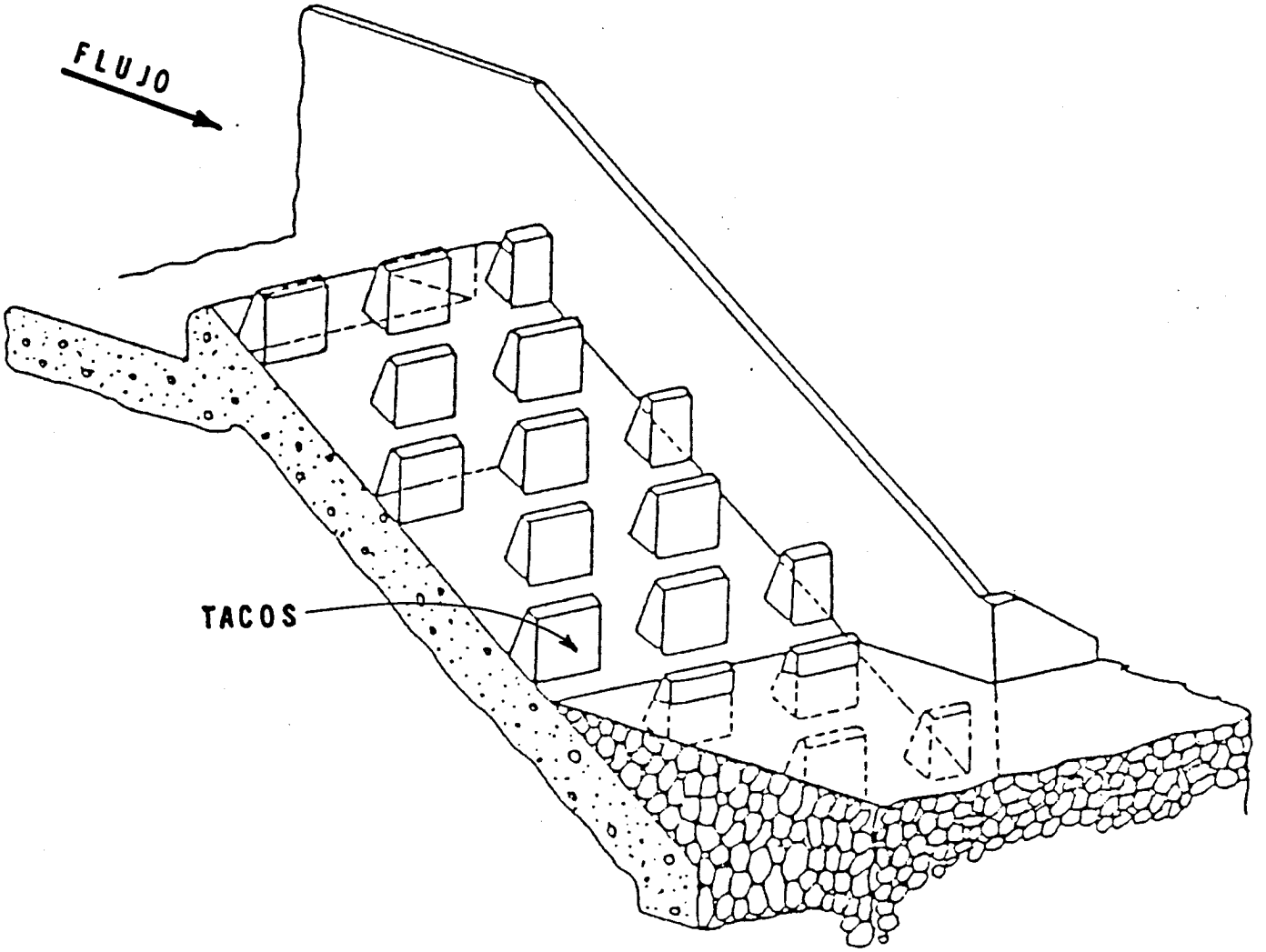


FIGURA Nº 2.1.7-TIPO RAPIDO DISIPADOR

Otras clasificaciones que se pueden considerar son las siguientes:

- **Regulación de los gastos.**

  Regulados, con compuertas.

  Libres, sin mecanismos de control.

- **Tipo de estructura de conducción.**

  Canales a cielo abierto.

  Conductos cerrados.

- **Ubicación del aliviadero.**

  Independientes, la estructura fuera del cuerpo de la presa.

  Sobre la presa, forman una sola unidad.

- **Función primordial.**

  Operación normal.

  De emergencia.

- **Tipo de flujo.**

  Superficie libre.

  Presión, rara vez son la mejor solución, salvo que existan limitaciones de espacio o haya disponibilidad de disponibilidad de túneles.

- **Posición del orificio de entrada**

  De superficie.

  Sumergido, descargador de fondo o de orificio.

2.2 PARTES DE UN ALIVIADERO (ref.1)

Dependiendo del tipo de aliviadero los componentes del mismo varían, siendo los de un aliviadero típico los siguientes: canal de aproximación, estructura de control, estructura de conducción, estructura de disipación y el canal de descarga.(ver figura 2.1.8)

Canal de Aproximación. Se encuentra principalmente en los aliviaderos que son independientes a la presa y que no están al borde del embalse, para comunicar el aliviadero con el embalse mediante un canal. Su longitud varía dependiendo de diferentes factores, entre los que se encuentra el económico siendo el primordial. Se debe tomar en cuenta algunos criterios para el diseño del canal como son: las velocidades deben ser del orden de 0.5 m/seg. para prevenir la erosión , minimizar las pérdidas y garantizar un flujo lo más uniforme cuando pase por la estructura de control. Las pendientes son por lo general horizontales o adversas para asegurar bajas velocidades en el canal.

Estructura de Control. La función fundamental es definir la curva de gastos, que es la relación entre las alturas de agua en el embalse y los gastos del aliviadero, es decir controla las aguas. Normalmente se define mediante las ecuaciones de tipo vertedero

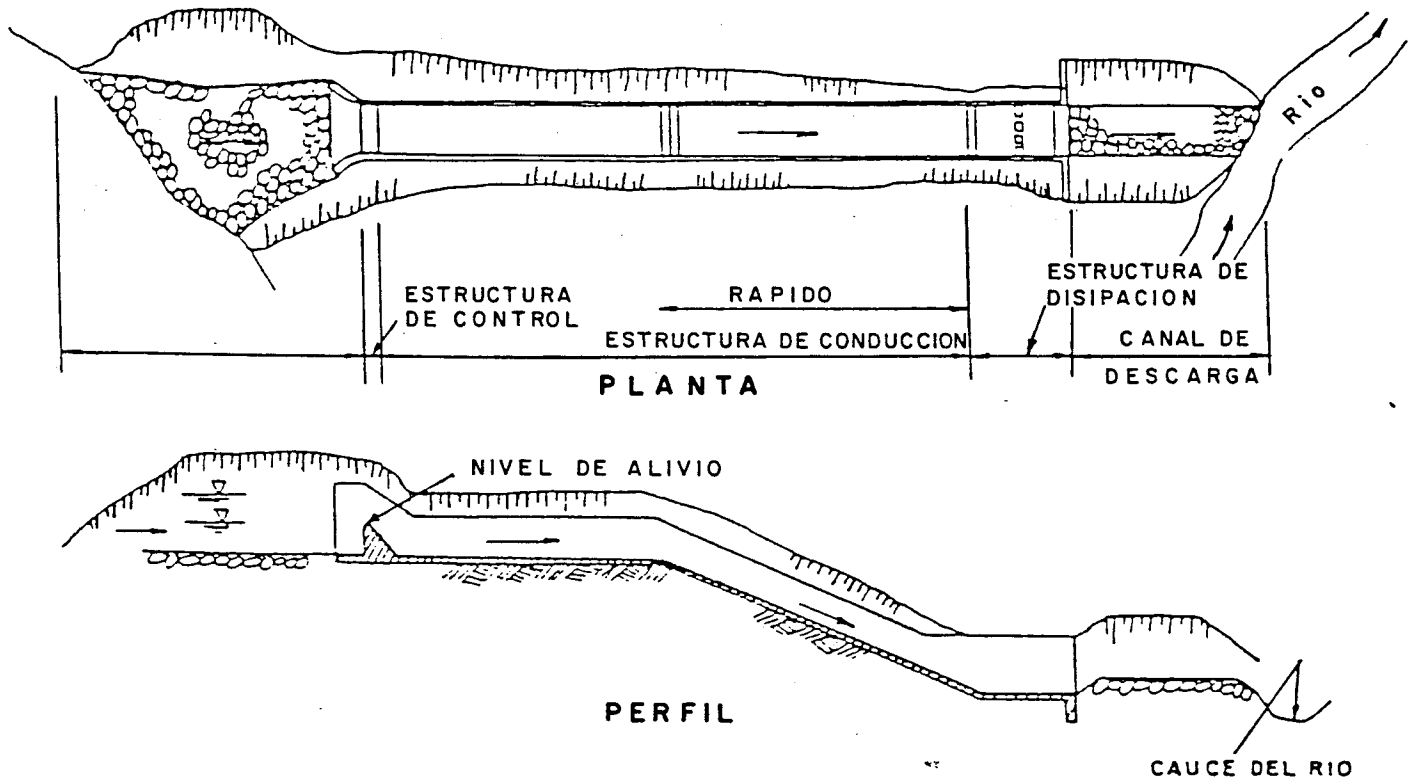


FIGURA Nº 2.1.8 - COMPONENTES DE UN ALIVIADERO TIPICO

$$Q = 2/3 * 2g * H^{3/2} \quad \text{.....(ecuación 2.1)}$$

o tipo orificio

$$Q = Cd * A * 2gH \quad \text{.....(ecuación 2.2)}$$

Estructura de Conducción. Tiene como finalidad conducir el agua que se encuentra en los niveles superiores del embalse desde la estructura de control hasta el río donde llegarán las aguas aliviadas del embalse. Esta conducción puede ser a través de conductos cerrados o en canales a cielo abierto formado generalmente de dos canales, uno de poca inclinación y otro de mucha pendiente llamado rápido.

Estructura de Disipación. Existen variadísimas formas de disipar la energía cinética generada por el agua. Esto se hace para evitar la destrucción de las obras, debido a la erosión y socavación que ejecuta el agua al chocar con el material de fondo. El disipador además de controlar la erosión y socavación debe evitar la cavitación, vibraciones y abrasión. Entre los disipadores más utilizados se encuentran:

Trampolines (de lanzamiento,de chorro, salto en ski).
Pozos Amortiguadores.
Vórtices Sumergidos.
Disipador de Impacto.
Disipación mediante Válvulas.

Canal de Descarga. Cuando la estructura de disipación se encuentra alejada del receptor final es necesario colocar un canal de conexión, es importante señalar que las velocidades del agua no causen erosión en el canal ni socavación indeseable en el río receptor.

2.3 CRITERIOS GENERALES PARA LA SELECCION DEL TIPO DE ALIVIADERO (ref.1,4)

El factor primordial que se tiene que tener en cuenta es el económico, con un funcionamiento hidráulicamente adecuado y de una operación acorde con los fines de la presa.

La selección del tipo de aliviadero considerando el funcionamiento hidráulicamente adecuado y la operación acorde con la presa depende de varios factores entre los cuales podemos destacar los siguientes:

- En las presas de concreto se facilita la localización del aliviadero sobre ellas, aprovechando así la estructura de la presa, en cambio para presas de materiales sueltos como son las de tierra y enrocado esta solución no es la más acorde y se prefiere colocar en una estructura aparte el aliviadero.

- La ubicación de las obras de embalse deben ser hechas en conjunto, pudiendo considerar la concepción global del proyecto. Tanto la presa, toma, aliviadero y obra de desvío deben formar ese conjunto.

- La ubicación, particularmente de centrales hidroeléctricas de grandes estaciones de bombeo o patios

transformadores pueden afectar la localización final del aliviadero.

- La topografía es un factor importante, especialmente cuando no se coloca sobre la presa el aliviadero, ya que necesita un sitio para este sin ocasionar daños aguas abajo por las descargas del aliviadero. El lugar mas aconsejable del embalse para colocar el aliviadero son las abras, teniendo que considerar que tan lejos se encuentre del receptor final y la capacidad que tenga para transportar estas aguas, ya que si no tendríamos que aumentar los costos con la construcción de estructuras que condicionarán esas obras. Un ejemplo de tipo de aliviadero que se usa cuando existe limitaciones de espacio son los de canal lateral y los de abanico.

- Las condiciones geológicas son de suma importancia para todas las obras del embalse debido a que esto va a constituir la fundación de las obras. El aliviadero debe situarse sobre roca sana y sin fallas en el suelo, sobre todo si la estructura del aliviadero es un túnel.

- El aliviadero deberá tener una relación en tamaño con el caudal que se va a descargar y por supuesto mientras mayores sean estas estructuras se necesita mejor geología y más espacio. Si el gasto es muy grande se puede construir más de un aliviadero.

- Desde el punto de vista hidráulico el aliviadero frontal con alineamiento recto y la estructura de conducción de sección constante es el más recomendado por su funcionamiento simple y franco.

- Una determinación importante es la colocación de compuertas, que tiene como mayor desventaja el mantenimiento y operación de estas, teniendo grandes ventajas y utilizándose cuando:

  - se quiere reducir el ancho del aliviadero
  - se debe descargar caudales para mantener el nivel de operación menor al normal
  - se quiere utilizar el aliviadero como estructura para vaciar el embalse
  - se mantiene el embalse a un nivel constante
  - se quiere crear una capacidad de control de crecidas adicional
  - se deba garantizar niveles para navegación
  - debido a la fundación se quiere disminuir el peso de la estructura de alivio y se sustituye parte de ella por la compuerta.

2.4 FENOMENOS QUE AFECTAN EL FUNCIONAMIENTO DE LOS ALIVIADERO (ref. 11,15,16,32,33,34)

VIBRACIONES: las vibraciones de las estructuras pueden estar asociadas con alguna inestabilidad del flujo y fluctuaciones en la presión, donde la cavitación es solo un ejemplo extremo. El mejor método para prevenir o al menos reducir vibraciones es mediante la reducción de la fluctuación de presiones y estabilizando el flujo.

Mediante el estudio de las vibraciones de estructuras hidráulicas, se puede observar la interacción entre el fluido y el comportamiento de la estructura. Las razones por las cuales el conocimiento del comportamiento dinámico de las estructuras hidráulicas es importante son:

-las vibraciones pueden dañar la construcción , el medio ambiente adyacente a la obra y causar ruidos inaceptables. Un amplio conocimiento de las causa que originan la vibración puede prevenir un error en el diseño o al menos indicar cuales aspectos necesitan especial atención en el diseño.

-algunas estructuras son difíciles de modificar cuando la vibración acontece. En extremas condiciones no es seguro que la vibración pueda ser detectada a tiempo.

SEDIMENTOS: un problema que puede presentarse en la hidráulica de los aliviaderos es la distribución de sedimentos, ya que el sedimento no necesariamente se deposita en el fondo del embalse, sino que se distribuye a todos los niveles comprendidos dentro del vaso de almacenamiento, de acuerdo al proceso de sedimentación. Al penetrar al embalse, las partículas acarreadas por las corrientes fluviales están sometidas a la acción de una componente horizontal de la fuerza que ejerce el agua sobre la partícula en la dirección del escurrimiento y una fuerza vertical debida a la aceleración de la gravedad.

En el canal de aproximación al aliviadero, el caudal está caracterizado por velocidades bajas y por la ausencia de turbulencia, por las dimensiones y perímetros del canal. De esta manera las partículas caen al fondo de la estructura de aproximación y se consideran sedimentadas, ocasionando aumento en los niveles aguas arribas, afectando el diseño de la cresta del aliviadero, y alterando la curva de descarga. Esta problema debe ser reducido al mínimo, tomando en cuenta la sedimentación, en el diseño de la cresta y del canal de aproximación del flujo o mediante un apropiado método de limpieza.

VORTICES: se puede definir vorticidad, como la rotación de una masa diferencial de fluido, siendo esta igual a el

doble de la velocidad angular del elemento.

Los vórtices generalmente se producen por las siguientes condiciones:

-condición de aproximación asimétrica del flujo, que puede ser originada por la orientación geométrica de la entrada o canal de aproximación al aliviadero, por las irregularidades en los contornos, la acción del viento, separación de la capa límite, etc.

-existencia de planos de corte, originados por altos gradientes de velocidades.

-flujos rotacionales generados por objetos u obstrucciones en la vía del flujo de aproximación.

En algunos casos la presión en el núcleo del vórtice puede llegar a tener valores inferiores a la presión atmosférica, debido a las altas velocidades generadas en el movimiento circular, por tanto será en este punto donde probablemente se inicie el fenómeno de la cavitación.

ABRASION: el riesgo de abrasión debido al rozamiento de los sedimentos suspendidos en el agua, es inevitable e implica un mantenimiento en cuanto a la reparación periódica de la

superficie del aliviadero. La suspensión de sedimentos en el flujo es peligrosa en la medida que según la naturaleza del sedimento , exista una proporción significativa de partículas duras de finos. La turbulencia del flujo tiende a agravar la abrasión. El uso de concretos y recubrimientos especiales desarrollados actualmente disminuyen un poco el efecto abrasivo, pero no exime completamente al aliviadero de esta situación.

SOCAVACION: la socavación al pie del vertedero por altas velocidades aguas abajo del mismo, como consecuencia de la caída debe ser llevada a su valor mínimo mediante la disipación de energía de carga cinética. Una ampliación de lo que a este tema respecta se encuentra en el capítulo 4 (punto 4.3.4).

SUBPRESION: la subpresión es causada por la conversión intermitente de la energía cinética en energía de presión a través de infiltraciones que puedan existir en el canal de flujo. Este fenómeno propone una amenaza especial para altos números de Froude y es acentuada por la intensa turbulencia, o macroturbulencia. Cuando las presiones se hacen negativas en un punto del fondo, puede haber una pequeña inestabilidad local si hay una continua subpresión, mayor que el peso sumergido de la roca suprayacente o concreto. Dicha subpresión es determinante en la estabilidad de la estructura, por

cuanto, en la mayoría de los casos, produce una fuerza hacia arriba de considerable magnitud. La estabilidad del aliviadero debe ser garantizada con su correspondiente factor de seguridad en función del incremento del peso de la estructura y por reducción de subpresiones mediante el empleo de drenes u otros métodos.

CAVITACION : el fenómeno de cavitación consiste en la creación de burbujas de vapor de agua en aquellos puntos del cuerpo del flujo donde la presión es igual o menor que la de vaporización. Una vez creadas las burbujas son arrastradas por la corriente del fluido, ingresando posteriormente a zonas de mayor presión donde sufren una implosión (se aplastan). Si la burbuja está en contacto con la superficie de concreto genera una fuerte presión puntual en la misma, y como consecuencia de esta repetida presión puntual queda una picadura en la pared o contorno. Miles de burbujas siguen el mismo proceso, creando picaduras que terminan por destruir el material de contorno.

Para entender el concepto de cavitación puede ser beneficioso estudiar el proceso de ebullición. Cuando el agua es calentada, la temperatura aumenta, y esto origina que el agua aumente su presión de vapor.Cuando la presión de vapor se hace igual a la presión atmosférica, la ebullición ocurre, y en este instante el agua pasa a vapor de agua. La temperatura donde ocurre la ebullición es función de la presión. Si la

presión baja, la ebullición ocurre a menores temperaturas. La presión es función de la altura , por lo tanto la ebullición ocurre a bajas temperaturas a grandes alturas.De toda esta explicación se puede concluir que existe una diferencia térmica entre ebullición y cavitación, ya que cavitación es el proceso del paso del estado líquido a vapor por cambios de la presión local, manteniendo constante la temperatura.

Los experimentos indican que la velocidad de flujo y las concentraciones de aire tienen singular importancia en el efecto de la cavitación. La experiencia mundial ha demostrado que la superficie de los aliviaderos que presentan un mal acabado o cualquier deformación local o una geometría impropia, frecuentemente han sufrido daños por cavitación.

Los causantes básicos del fenómeno de cavitación en aliviaderos son:(ver figura 2.4.1, 2.4.2 y 2.4.3)

a) Curvatura o deflexión del flujo.

b) Ocurrencia de flujos cortantes o vórtices.

c) Rugosidad de la superficie.

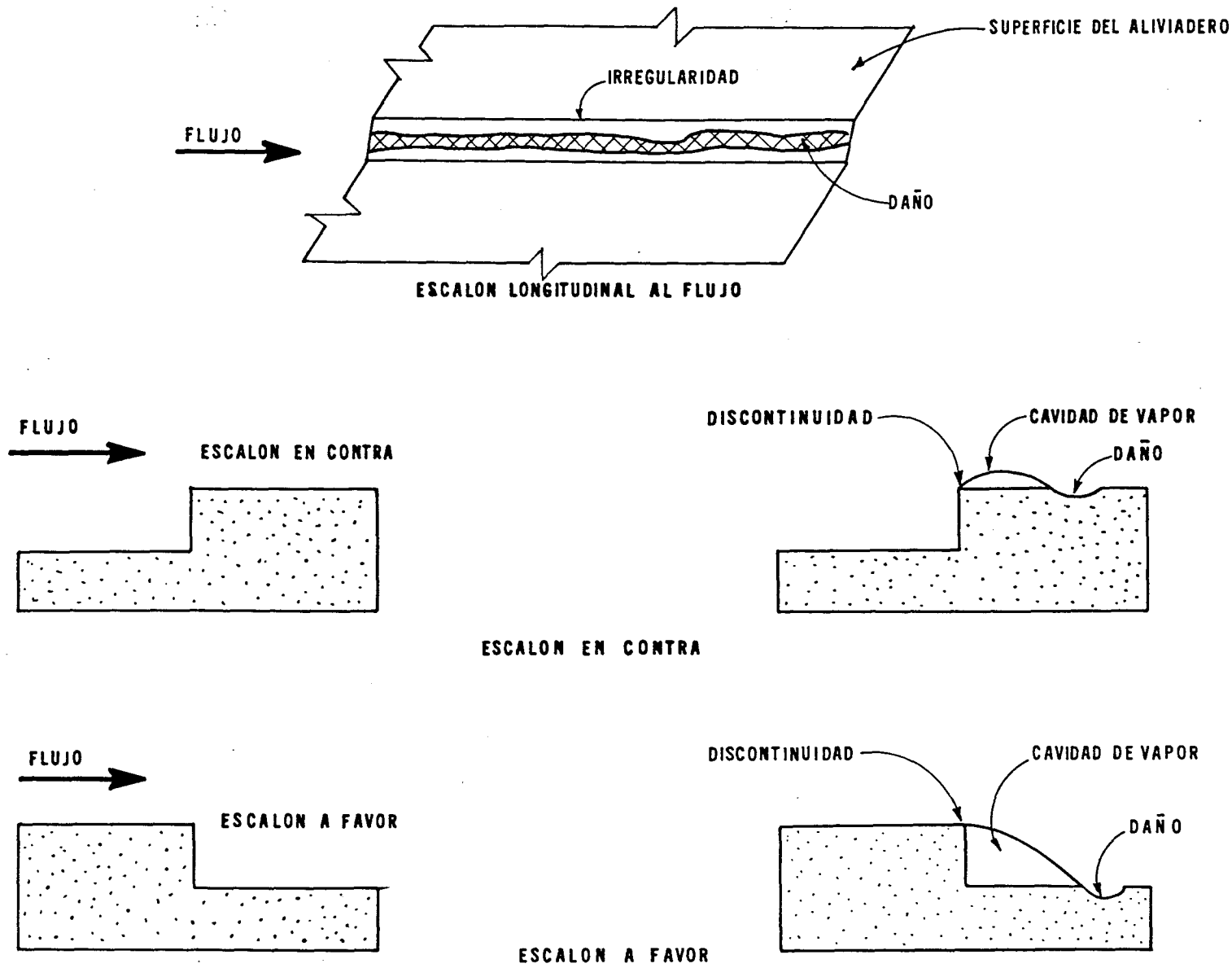
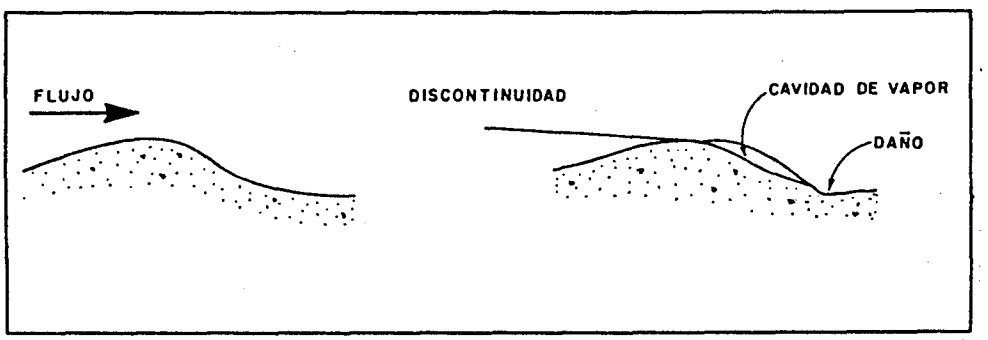
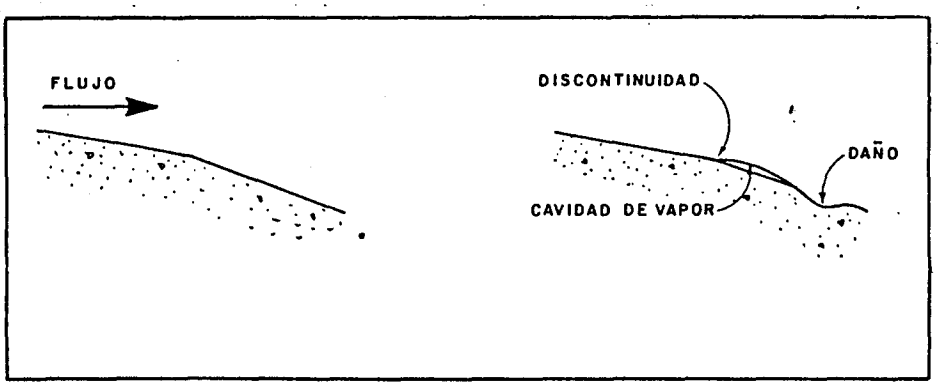


FIGURA Nº 2.4.1 - GEOMETRIA QUE OCASIONAN DAÑOS POR CAVITACION



SUPERFICIE RUGOSA



CAMBIO ABRUPTO DE PENDIENTE

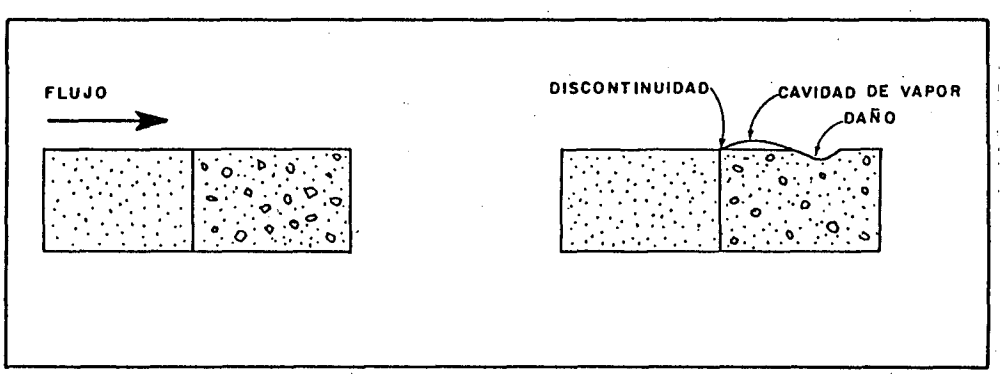
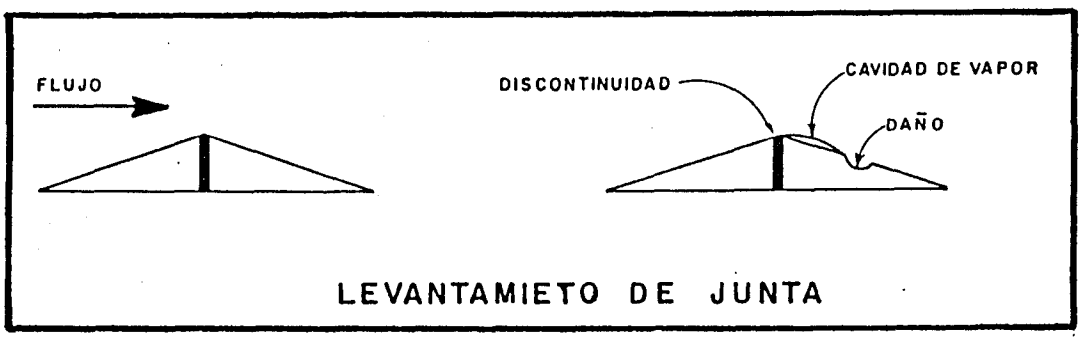


FIGURA Nº 2.4.2 – TRANSICION DE UNA SUPERFICIE A OTRA DE MAYOR RUGOSIDAD



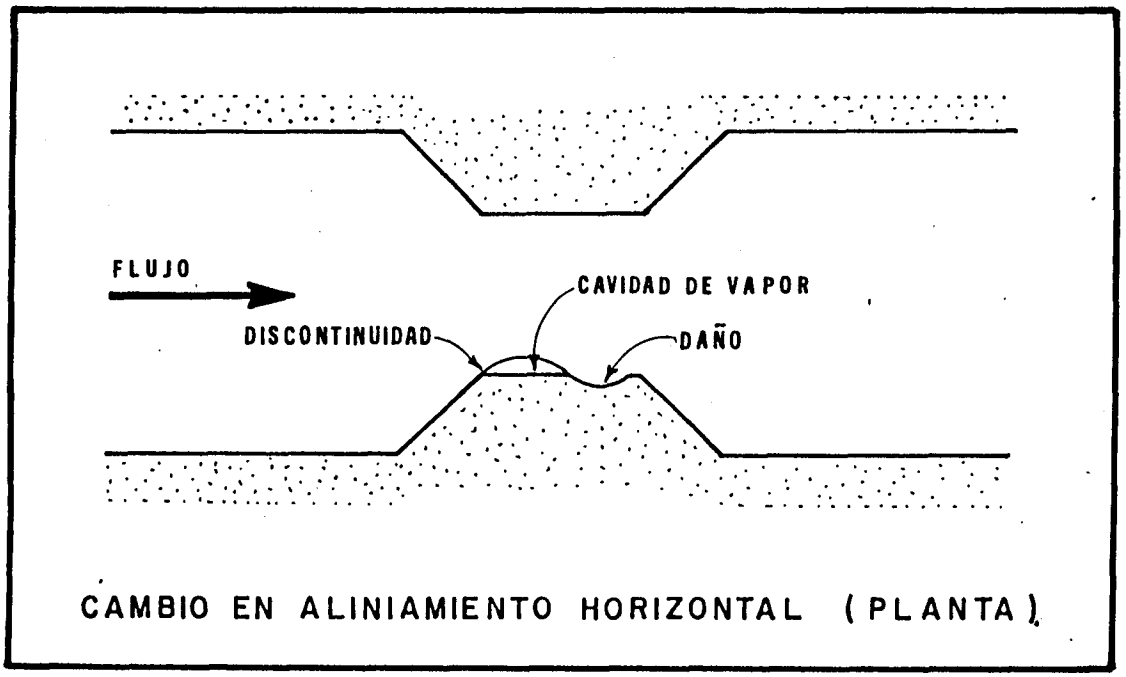


FIGURA Nº 2.4.3-GEOMETRIAS QUE OCASIONAN DAÑOS POR CAVITACION

La predicción de la existencia de una combinación crítica de la velocidad del flujo, presión del flujo y presión de vapor del agua a la cual el fenómeno de cavitación puede aparecer, es posible definirse por la existencia de un parámetro conocido como índice de cavitación :

$$\sigma = (P_{\circ} - Pv) / \rho V_{\circ}^{2} / 2g \text{ .....(ecuación 2.3)}$$

o en términos de altura de presión

$$\sigma = (Hp - Hv) / V^{2} / 2g \text{ .....(ecuación 2.4)}$$

Hp: carga de presión en la zona de interés (m.c.a).

Hv: carga de vaporización del líquido (m.c.a).

V: velocidad en el fondo de la zona de interés (m/seg).

g: aceleración de gravedad (m/seg²).

Efecto del tiempo de exposición de la superficie en el fenómeno de cavitación. El proceso de deterioro causado por la cavitación no suele ser instantáneo, más bien es progresivo. Al principio el material se fatiga debido a las continuas implosiones de las burbujas de vapor. Este período es conocido como período de incubación. Seguidamente, comienza la destrucción propiamente dicha, la rata de deterioro se acelera, debido al surgimiento de nuevas irregularidades, se

multiplican los puntos potenciales creadores de bajas presiones y por ende se ampliará la zona de influencia destructiva del fenómeno. Este período es denominado período de acumulación y el proceso de deterioro alcanza un pico o máximo.

Efecto de las características de la superficie que confina al flujo en el fenómeno de la cavitación. La resistencia de una superficie a ser dañada depende de diferentes factores incluyendo la resistencia del material, ductilidad y homogeneidad. No está muy definido cual de estos factores influye más en el momento de evaluar el deterioro de la superficie a causa del fenómeno de cavitación.

En el caso de paredes o pisos de concreto la acción destructiva se hace sentir sobre el constituyente menos resistente, es decir, el aglomerante. La erosión alrededor de las partículas de agregado aumentan la rugosidad de las paredes y las condiciones para la cavitación se pueden tornar más críticas.

2.5 ALIVIADEROS TIPO ABANICO

Recibe este nombre debido a la forma de su transición en planta. Este tipo de aliviadero es una modificación del tipo lámina vertiente, ventajoso cuando no hay disponibilidad de espacio, en algunos casos debido a la topografía del lugar. Dicho aliviadero no se adapta al funcionamiento con compuertas pero si a cualquier tipo de conducción. En los vertederos de cresta libre y planta recta el principal problema económico es diseñar una transición lo más corta posible, desde la cresta del vertedero hasta el canal de descarga a fin de minimizar excavaciones y revestimiento.

Para el estudio y diseño de los aliviaderos de abanico, se hizo en principio un análisis teórico de donde se obtuvieron las primeras directrices. Dado los problemas que surgieron de la teoría, se decidió estudiar en modelos hidráulicos el funcionamiento de estas estructuras de alivio, se fue modificando su geometría hasta conseguir el mejor comportamiento de estos evacuadores.

Entre los estudios que se hicieron se observó que por tener una transición corta con un régimen rápido, el funcionamiento en la parte alta del abanico era correcto pero el flujo al final de la transición no se comportaba adecuadamente formándose ondas estacionarias de gran

altura; debido a esto se decidió forzar un resalto hidráulico al pie de la cresta con el fin de disminuir las velocidades de la transición. Al final de la transición se coloca una sección de control en donde la altura de agua debe ser igual o ligeramente menor a el tirante crítico. Al mismo tiempo la planta de la cresta se le hizo algunas modificaciones quedando como estructura final un arco circular de tres centros ó un arco de un solo centro.

Las partes que constituyen un vertedero en abanico son:

Canal de acceso. La corriente debe entrar al cimacio libremente y en dirección normal a este, el objetivo del canal es que el flujo entre al aliviadero en las condiciones más favorables posibles.

Cimacio. Es una estructura de descarga libre con perfil Creager, con el objeto de que la corriente se adhiera siempre al concreto, para evitar la cavitación que rápidamente lo destruirían.

Transición. Es una vinculación entre el vertedero y la sección de control, se obtiene por medio de una transición convergente de fondo horizontal con régimen subcrítico, de lo contrario es imposible evitar la formación de ondas en el rápido. Se recomienda según el U.S. Bureau of

Reclamation que el ángulo de convergencia de las paredes no sea mayor de

$$\tan \alpha = 1 / 3 F \quad \text{.....(ecuación 2.5)}$$

siendo α = ángulo de convergencia

F = número de Froude

Sección de control. Se encuentra entre la transición y el rápido, cuya función hidráulica es disminuir la energía especifica del flujo para que se verifique, en la sección, la condición crítica. Su eje puede ser curvo o recto, teniendo para ambos casos un funcionamiento correcto.

Canal de conducción. Llamado también rápido, teniendo como función primordial la conducción del flujo desde la transición hasta la estructura de disipación. Su pendiente siempre es muy superior a la crítica, generalmente mayor de 0,05 para poder desalojar rápidamente la corriente, evitando que se ahogue el cimacio o que la carga sobre la cresta aumente.

Disipador de energía. A este tipo de aliviadero se le puede colocar cualquier tipo de disipador de energía, su selección no va a depender del tipo de aliviadero escogido sino de otros factores, primordialmente el económico.

Método de Cálculo de la geometría del aliviadero tipo abanico

La longitud de la cresta del cimacio se calcula con la formula:

$$L = Q / (C*H^3/2) \quad \text{.....(ecuación 2.6)}$$

siendo C = coeficiente de descarga que generalmente esta comprendido entre 1.80 y 2.03.

Para la escogencia del valor de C influyen numerosos factores como son:

- La profundidad de llegada.
- Pendiente del paramento de aguas arriba.
- La sumergencia.

El siguiente paso es fijar tentativamente, la elevación de la transición, para lo cual se aplica el teorema de Bernoulli entre el vaso y una sección al pie del cimacio, para un gasto unitario, obteniéndose el tirante al pie y con la fórmula de alturas conjugadas en resalto hidráulico se calcula la profundidad después del salto.

El teorema de Bernoulli o de la energía se deriva, si el régimen es permanente y el fluido incompresible, de las

ecuaciones de Euler, y establece que la suma de las cargas en un punto cualquiera, de un flujo, es constante, si se desprecian las pérdidas.

$$P1/\gamma + Z1 + \alpha V1^2/2g = P2/\gamma + Z2 + \alpha V2^2/2g + h$$

(ecuación 2.8)

siendo $P/\gamma + z$ = altura piezométrica

$V^2 / 2g$ = altura de velocidad

α = coeficiente de Coriolisis

h = suma de todas las pérdidas

Para poder resolver la ecuación es necesario evaluar el término h, es decir, conocer todas las pérdidas de energía que experimenta el flujo. Estas pérdidas pueden ser por fricción o perdidas menores y cuando se trata del estudio de un canal las pérdidas más significativas son las producidas por la fricción.

Siendo el resalto hidráulico la transformación repentina de un flujo de alta velocidad (régimen super-crítico) a otro de baja velocidad (régimen sub-crítico) cuando se produce una onda. Al producirse el resalto se genera una alta turbulencia interna y por lo tanto una pérdida de energía. El resalto como toda onda en superficie libre, es un fenómeno típicamente gravitatorio.

Por ser la transición que vamos a estudiar un canal convergente de paredes curvas, no existe una fórmula para reproducir este caso; la que más se asemeja es el análisis de resalto hidráulico en canales no prismáticos de paredes rectas.

Para el estudio se aplica el teorema de momento en la dirección longitudinal

$$b1(h1^2/2) + Q^2/(g\ b1\ h1) + Fx = b2(h2^2/2) + Q^2/(g\ b2\ h2)$$

(ecuación 2.9)

en el cual la distribución de presiones (aguas arriba y aguas abajo) se asume hidrostática y una distribución de velocidades uniforme.

Fx = la fuerza de presión ejercida por la pared lateral en el canal en la dirección X.

ha = promedio de las profundidades del flujo entre las secciones 1 y 2.

siendo

$$ha^2 = (h1^2 + h2^2) / 2 \quad \text{.....(ecuación 2.10)}$$

de este modo

$$Fx = (b2 - b1)\ ha^2 / 2 \quad \text{.....(ecuación 2.11)}$$

Con $Y = h2 / h1$ .....(ecuación 2.12)

$\beta = b2 / b1$ .....(ecuación 2.13)

$\mathbf{F1}^2 = Q^2 / (g\ b1^2\ h1^3)$ .....(ecuación 2.14)

De esta forma la ecuación 2.9 puede escribirse como

$\mathbf{F1}^2 = ((\beta + 1)(Y^2 - 1)\beta Y) / (4\ (\beta Y - 1))$

(ecuación 2.15)

la cual representa la relación de las profundidades conjugadas en términos del número de Froude del régimen de aproximación y la relación de ancho β.

La ecuación 2.15 podría simplificarse a

$Y = \sqrt{(2/(\beta+1))}\ (\sqrt{(2)}\ \mathbf{F1} - 0.5)$ .....(ecuación 2.16)

La cual siempre da ligeramente valores más bajos que la ecuación 2.15.

Conocido el número de Froude se estima el comportamiento del resalto en el canal.

Número de Froude	Características del resalto
$\mathbf{F1} < 1.7$	No se genera el frente rompiente y la superficie libre presenta ondulación.

1 .7 < **F1** < 2.5	Se ha conformado el frente rompiente, se nota solo turbulencia superficial y poco pérdida de energía.
2.5 < **F1** < 4.5	Se aprecia la diferenciación del flujo de aproximación en la zona de turbulencia.
4.5 < **F1** < 9.0	La turbulencia se extiende a toda la zona del frente rompiente. El resalto es bastante estable.
F1 > 9.0	Se forman remolinos que perturban el régimen aguas abajo.

La longitud del resalto se define como la distancia que hay entre el pie del resalto y el lugar donde el flujo se hace razonablemente tranquilo, esta longitud no puede deducirse de un análisis teórico y su determinación proviene de investigaciones experimentales que acotan tal longitud entre los límites aproximados de:

$$5.0 < L/h2 < 6.5$$

donde L: longitud del resalto

El nivel del agua después del resalto en la transición del aliviadero tipo abanico no debe pasar la altura de la cresta en más del veinte por ciento de la carga.

Para determinar el ancho de la sección de control, se debe verificar el teorema de Bernoulli establecido entre una sección después del salto y la sección de control verificándose también la condición crítica en dicha sección.

El régimen es crítico cuando se verifica la relación

$Q^2 / g = A^3 / T \Rightarrow \mathbf{F} = 1$ .....(ecuación 2.17)

y se cumple la altura crítica $Yc = (q^2/g)^{1/3}$ ..(ecuación 2.18)

siendo Q: caudal de descarga

q: caudal por unidad de ancho

g: aceleración de la gravedad

A: área de la sección

T: ancho de la superficie

Se acostumbra a construir un escalón en la sección de control para mejorar el funcionamiento hidráulico con gastos menores a los del proyecto.

En los aliviaderos tipo abanico el rápido o canal de conducción puede ser de sección constante o variable, el largo y la pendiente del canal va a depender principalmente de la topografía de la zona y de donde se encuentre el receptor final, teniendo que ser, como se mencionó anteriormente, la pendiente superior a 0.05, con el fin de garantizar un régimen supercrítico, que se logran con profundidades menores a la crítica y **F** > 1 , es decir, las velocidades son mayores.

Debido a la velocidad del flujo a lo largo del canal es necesario disipar toda esa energía que se produce, colocándose al final de este, una estructura disipadora de energía. Para este tipo de aliviadero no existen restricciones en lo que se refiere a tipo de disipador, siendo los más utilizados el deflector y el pozo amortiguador.

Es recomendable conocer algunos conceptos que se pueden utilizar para el cálculo de las características de un punto en particular del aliviadero. Entre los cuales se encuentran:

Ecuación de la Continuidad. Es una expresión de la ley de la conservación de la masa. Cuando el flujo es a superficie libre la expresión más común de la continuidad que resulta es

$$Q = Vo * Ao = V1 * A1 \quad \text{.....(ecuación 2.19)}$$

Energía Específica. Es de gran utilidad en flujos uniformes y gradualmente variado; la energía específica es la energía del flujo en una sección particular del canal tomando el punto de menor elevación de la sección como punto de cota cero. Teniendo

$$E = Y + \alpha V^2 / 2g \quad \text{.....(ecuación 2.20)}$$

Fórmula de Manning. Esta fórmula empírica es para el calculo de flujo uniforme en canales y se expresa

$$Q = A R^{2/3} \sqrt{S} / n \quad \text{.....(ecuación 2.21)}$$

en donde Q: caudal

A: área de la sección

R: radio hidráulico

S: pendiente de fondo

n: coeficiente de Manning

La selección del valor apropiado del coeficiente de Manning requiere de experiencia y va a depender del material del fondo.

3.- MODELOS HIDRAULICOS (ref.5,6,8,27,28,29)

Se ha podido observar, con frecuencia, que la resolución de los problemas hidráulicos necesitan el apoyo de la investigación experimental.

Si las dimensiones de los proyectos a estudiar son considerables, es necesario recurrir a reproducirlo en forma más pequeña, de forma que pueda realizarse la investigación en un lugar de menor magnitud y a un costo más bajo. Esa reducción del proyecto es la que se denomina el modelo de dicho prototipo. Realizados los ensayos en el modelo es necesario transferir los resultados al prototipo, esa transferencia se conoce como similitud. El estudio de las escalas de los modelos está basada en la teoría de similitud entre modelo y prototipo. La teoría de similitud determina:

- Como los ensayos en los modelos deben ser teóricamente fundados y metodológicamente preparados.

- Cuales requerimientos debe cumplir el modelo para describir efectivamente en una escala reducida, fielmente la realidad.

- Parámetros que deben ser estudiados durante los

ensayos.

- Procesamiento de los resultados de la investigación.

- Aplicación de los resultados obtenidos a diferentes fenómenos.

Para la construcción del modelo además de tener en cuenta la teoría de similitud, para la determinación de caudales, velocidades, longitudes, rugosidades,etc., deben considerarse los siguientes aspectos:

- Espacio disponible y aprovechable en el laboratorio.

- El modelo debe, en la medida de las posibilidades tener una económica construcción, operación e instalación de todos los dispositivos auxiliares.

- La circulación del flujo de agua (en modelos hidráulicos) debe ser solucionada.

Es necesario recalcar un punto adicional: recurrir a la investigación experimental no solo debe tener una justificación científica sino económica. No puede pretenderse resolver cualquier problema mediante el uso de modelos físicos.Existen otras posibilidades entre ellas las

herramientas matemáticas tales como elementos finitos, diferencias finitas, álgebra matricial, etc., que permiten mediante modelos matemáticos resolver muchos problemas.

3.1 LEYES DE SIMILITUD HIDRAULICA.

Para que dos campos de flujo sean similares deben serlo geométrica, cinemática y dinámicamente.

Similitud Geométrica. Se cumple cuando se conservan entre el modelo y el prototipo las proporciones relativas a sus contornos, pudiéndose expresar:

$$lp / lm = \lambda \quad \text{.....(ecuación 3.1)}$$

donde λ es una constante llamada escala del modelo, lm son longitudes medidas en el modelo y lp las referentes a lm medidas en el prototipo, como consecuencia se tiene

$$Ap / Am = \lambda^2 \quad \text{.....(ecuación 3.2)}$$

$$Vp / Vm = \lambda^3 \quad \text{.....(ecuación 3.3)}$$

siendo Ap: área prototipo

Am: área del modelo

Vp: volumen del prototipo

Vm: volumen del modelo

Similitud Cinemática. Existe similitud cinemática cuando las relaciones de velocidades y aceleraciones para puntos correspondientes en el modelo y en el prototipo sean constantes, manteniendo la misma dirección y sentido en el

modelo, es decir que la configuración de las líneas de corriente en el modelo deben reproducir las del prototipo.

$$vp / vm = \lambda_{\lrcorner} \text{ .....(ecuación 3.4)}$$

$$ap / am = \lambda_{\llcorner} \text{ .....(ecuación 3.5)}$$

donde v y a son velocidades y aceleraciones respectivamente y tanto $\lambda_{\lrcorner}$ como $\lambda_{\llcorner}$ son constantes.

Similitud Dinámica. Cuando el flujo es real o no está confinado para que exista similitud cinemática es necesario la similitud dinámica; esta ocurre cuando en puntos correspondientes en el modelo y prototipo existe una relación constante entre la fuerza total actuante en dichos puntos.

$$Ftp / Ftm = \lambda f \text{ .....(ecuación 3.6)}$$

donde λf es constante.

La fuerza total actuante, cuando se desprecia la tensión superficial y se supone que el fluido es incompresible, está compuesta de las siguientes fuerzas:

normales (presión)

gravedad (peso)

cortantes (viscosidad y turbulencia)

En consecuencia es necesario que los polígonos de fuerzas del modelo y el prototipo en puntos correspondientes, tengan una proporción constante.

Similitud Completa. La similitud completa en fluidos incompresibles se logra cuando existe una similitud geométrica del prototipo y del modelo, consiguiendo que los números de Reynolds y de Froude sean iguales y estando sometidos a cualquier otra fuerza, la proporción entre estas y la fuerza de inercia deberá ser igual. Cuando se trata de que existan otras fuerzas como las de compresibilidad y tensión superficial, para que se logre la similitud total se debe cumplir también la igualdad de los números de Mach y Cauchi. Esto significa que se tendrán que cumplir cuatro ecuaciones lo cual es prácticamente imposible.

3.2 NUMEROS ADIMENSIONALES.

Los números adimensionales son los que proveen las bases para diseñar modelos e interpretar la información del modelo en ensayo. Estos números se forman por la relación de diferentes fuerzas, las cuales en determinado momento pueden actuar sobre los fluidos. Los números adimensionales que son el producto de las relaciones sobre estas fuerzas son:

RELACION DE FUERZAS	ECUACION
Presión - inercia	$Eu= p / \rho V^2$ (Nº Euler)
Gravedad - inercia	$Fr= V/\sqrt{gL}$ (Nº Frude)
Viscosa - inercia	$R=\rho VL/\mu$ (Nº Reynolds)
Tensión superficial - inercia	$W=\rho LV^2/\sigma$ (Nº Weber)
Compresibilidad - inercia.	$M=\rho V^2/E$ (Nº Mach)

Similitud de Froude.

Las leyes de Froude representan la condición de similitud dinámica para flujo en modelos y prototipos exclusivamente gobernados por gravedad. Otras fuerzas como las de fricción, las de viscosidad, capilaridad, etc. no afectan al flujo o su efecto puede ser despreciado.

La idea de superficie libre es cuando se tiene presión

..., las de viscosidad, capilaridad, etc. no

constante que generalmente es la atmosférica. La influencia de la tensión superficial es despreciable en flujos con superficie libre y ningún efecto de compresibilidad si la superficie es amplia. Bajo la acción de la gravedad, que es uno de los agentes principales, es que obtiene importancia el número de Froude,este parámetro adimensional, constituye un índice de comparación entre las fuerzas inerciales con respecto a las gravitacionales. En muchas ocasiones las fuerzas cortantes son tan pequeñas con relación a la fuerza de gravedad que se hacen despreciables en flujos con superficie libre, por lo que solo satisfaciendo la igualdad de Froude se logra una Similitud Dinámica aceptable, sin ser necesario cumplir con la igualdad del número de Reynolds, ya que en la práctica es casi imposible lograr ambas similitudes simultáneamente.

En los casos llamados similitud de Froude se tiene

$$\mathbf{F}p = \mathbf{F}m \quad \text{.....(ecuación 3.7)}$$

siendo $\mathbf{F} = v / \sqrt{gl}$ .....(ecuación 3.8)

v: velocidad

g: aceleración de la gravedad

l: longitud significativa

Como la aceleración de la gravedad es esencialmente la

misma en el modelo que en el prototipo entonces siguiendo el criterio de similitud de Froude se pueden establecer la siguientes relaciones para velocidades y caudales entre la estructura del modelo y el prototipo

$$vp^2 / vm^2 = lp / lm = \lambda \text{ .....(ecuación 3.9)}$$

$$Qp / Qm = \lambda^{5/2} \text{ .....(ecuación 3.10)}$$

En caso de que el fluido esté confinado, es decir, limitado por contornos fijos, como es el caso de una tubería o el flujo alrededor de un cuerpo sumergido, se deben considerar otras similitudes como son el número de Euler y de Reynolds.

Similitud de Reynolds.

Las leyes de Reynolds expresan el criterio de similitud dinámica del movimiento de líquidos viscosos incompresibles bajo el efecto exclusivo de la fricción interna. Esto es válido, por ejemplo, en el modelaje de flujos alrededor de cuerpos sumergidos en líquidos. Debe recordarse que el flujo confinado es aquel que está completamente limitado por contornos fijos, aunque estos estén en el infinito, es decir, que el flujo confinado es el que ocurre dentro de una tubería, pero también alrededor de un cuerpo sumergido, alejado de la superficie.

Para cumplir una similitud geométrica considerando las leyes de Reynolds no basta con la reducción o ampliación a escala de la forma del prototipo, sino que también es necesario que el patrón de rugosidad del modelo, sea totalmente similar a la del prototipo. Dar cumplimiento a esta última expresión es una tarea difícil. Por tal razón para flujos confinados a baja velocidad (números de Reynolds pequeños) o con superficies que se comportan como lisas se puede hacer caso omiso a la proporción de escalas en rugosidades entre modelo y prototipo, y la similitud dinámica se logra haciendo

$$Rm = Rp$$

Similitud de Weber.

Las leyes de Weber representan la condición de similitud dinámica bajo el efecto prevaleciente o exclusivo de las fuerzas de capilaridad, causantes de la tensión superficial.

La tensión superficial se manifiesta por la formación de un tipo de membrana debido al efecto fuerzas moleculares en la superficie de contacto entre líquido y gas. De esta manera el número de Weber cobra importancia en las superficies de separación de gas-líquido o líquido-líquido,

y también donde dichas superficies están en contacto con el contorno.

Similitud de Mach.

Las leyes de Mach expresan el criterio de similitud dinámica bajo el efecto exclusivo o prevaleciente de la compresibilidad del medio líquido. La obtención de las ecuaciones básicas para estas leyes de similitud son derivadas por la comparación de fuerzas originadas por la compresibilidad y las fuerzas de inercia. Es de gran importancia en los flujos de elevada velocidad, donde las variaciones de densidad, debidas a la presión son significativas.

3.3 EFECTOS DE ESCALA.

El efecto de escala es un término que es aplicado a discrepancias observadas entre el comportamiento hidrodinámico en un modelo y en el prototipo,causadas por el hecho de que no todas las fuerzas que intervienen en el prototipo pueden ser representadas exactamente en la escala reducida del modelo. Hablar de efectos de escala implica hablar de diferencia entre un modelo perfecto y un modelo real, donde la densidad y viscosidad del líquido no representan fielmente al prototipo y en consecuencia algunos números adimensionales no son los mismos. Esto implica un efecto introducido como consecuencia de que las fuerzas menos dominantes están fuera de escala.

Efectos geométricos. Un detalle importante en los modelos de investigación es la adecuada selección de escala. Por razones económicas y de espacio es usual la tendencia hacia pequeñas escalas y secciones. El efecto geométrico de escala más común es debido a la selección de escalas pequeñas y a inexactitudes en la construcción del modelo.

Efectos de las condiciones de aproximación del flujo. Un aspecto muy importante a considerar en los efectos de escala es la aproximación del flujo. Es cierto que no es

suficiente con proporcionar la descarga (Q) apropiada; la correcta distribución de velocidades, la dirección de la velocidad y las condiciones de turbulencia juegan un papel muy importante. Con el fin de disminuir los efectos de escala entre prototipo y modelo es necesario tomar en cuenta factores como rugosidad de las paredes y magnitud de parámetros como el número de Reynolds.

Efectos de la gravedad. Aunque la gravedad es el tipo de fuerza esencial que se estudia en modelos hidráulicos, hay un sorprendente incierto acerca de la aplicación de las leyes de Froude en muchos laboratorios hidráulicos; frecuentemente muchos modelos hidráulicos son diseñados siguiendo el criterio de semejanza de Froude, donde es absolutamente innecesario, impidiendo considerar similitud para otras fuerzas. Es bien conocido el hecho de que el flujo es independiente del número de Froude si la superficie libre no está presente.

Efectos de viscosidad. La viscosidad del fluido origina que la distribución de velocidad se aproxime a cero en los contornos; en las separaciones del flujo del contorno, los efectos de viscosidad son más pronunciados y el número de Reynolds (parámetro que describe estos efectos) tiene influencia sobre la altura piezométrica; los efectos de la viscosidad, pueden ser minimizados mediante

la excitación del flujo introduciendo rugosidad artificial que induzca a obtener un flujo con mayor turbulencia, incrementando el arrastre de aire y obteniendo de esta manera resultados más cercanos al prototipo.

Efectos de la tensión superficial. Cuando el número de Weber para un flujo de superficie libre es más pequeño que un valor crítico, la tensión superficial puede afectar las medidas. Para disminuir estos efectos es recomendable la selección de una escala suficientemente grande.

4.- PROYECTO YACAMBU

4.1 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO (ref.17,18,19)

El proyecto Yacambú-Quíbor en el Estado Lara, tiene como objetivo aprovechar las aguas del río Yacambú afluente del río Acarigua, el cual nace en la Sierra de Portuguesa. En esta zona se observa que del lado Sur de la Sierra existe un área húmeda, con altas precipitaciones, de más de 2.000 mm anuales, lo cual da origen al nacimiento de grandes ríos como el Acarigua, Portuguesa, Guache, etc., que pertenecen a la Cuenca del río Orinoco, es decir sus aguas drenan al Orinoco. Al Norte de la Sierra se encuentra una zona árida, donde llueve de 400 a 500 mm al año, es decir una cantidad de cuatro a cinco veces menor, esta zona pertenece a la cuenca del río Tocuyo que drena al Mar Caribe. (ver figura 4.1.1)

Desde hace muchos años, pobladores de la zona árida, se planteaban la necesidad de traer agua desde la zona húmeda para superar las deficiencias hídricas. No fue hasta comienzos de 1.960 cuando el doctor José María Ochoa Pile, en algunos informes preliminares, se planteó la necesidad de traer agua desde el río Yacambú, para abastecer a Barquisimeto y regar al valle de Quíbor.

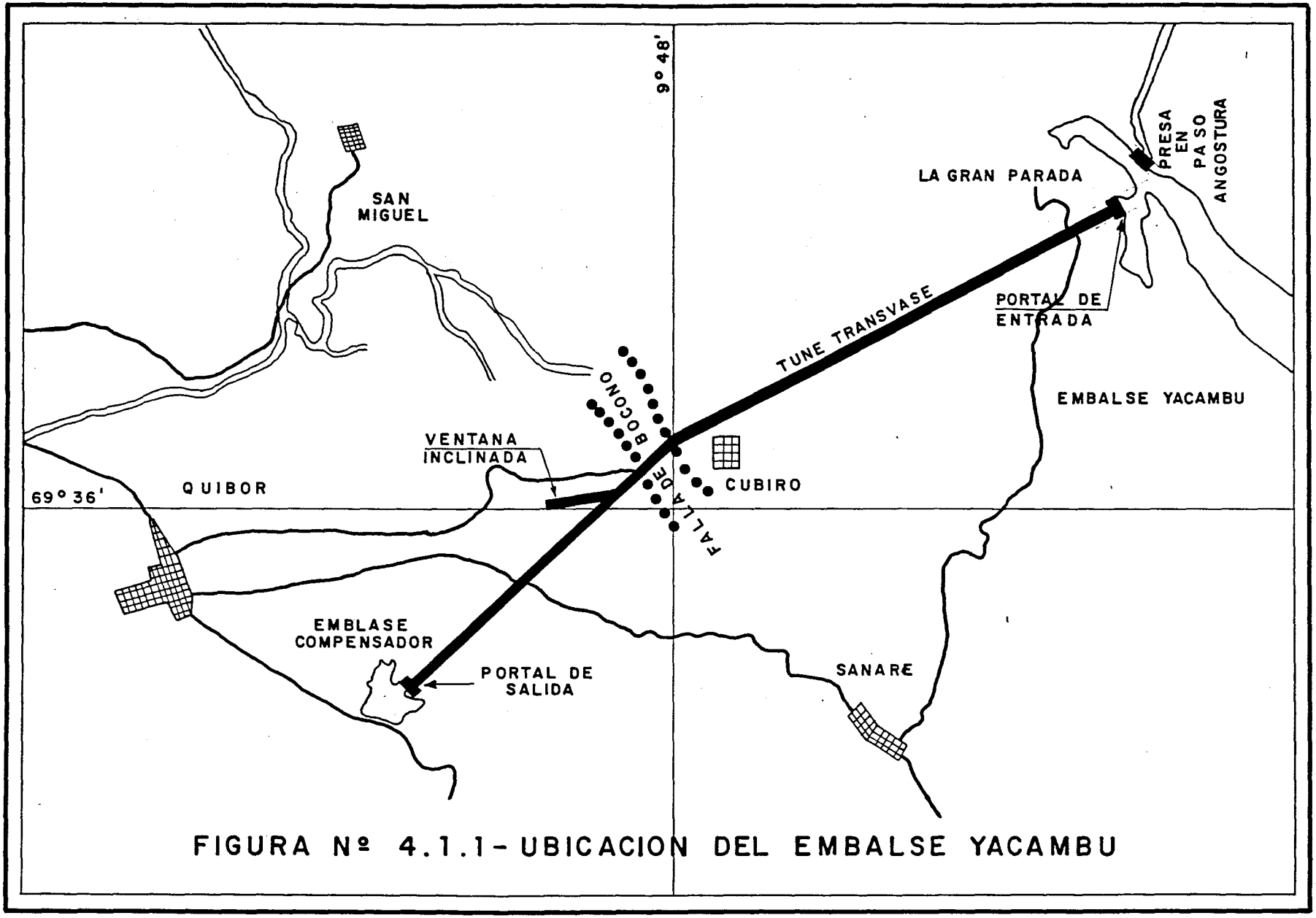


FIGURA Nº 4.1.1- UBICACION DEL EMBALSE YACAMBU

El proyecto Yacambú-Quíbor consiste en la regulación y trasvase del agua del río Yacambú (Cuenca del Río Orinoco), hacia la Cuenca del Río Tocuyo (afluente del Mar Caribe), en donde hay escasez de agua tanto para abastecimiento de poblaciones como para riego.

El río Yacambú se regulará mediante una presa de 162,5 mts. de altura en el sitio paso de Angostura y se trasvasarán anualmente 302 millones de m^3 mediante el túnel de 24,5 kilómetros de longitud y 4,8 metros de diámetro de excavación, con sección en herradura. La ejecución de este proyecto permitirá el riego en el valle de Quíbor y el suministro de 3.000 lps. para abastecimiento de la ciudad de Barquisimeto. El proyecto prevee regar unas 18.500 hectáreas en el valle de Quíbor, que beneficiarán a productores individuales y a unidades de producción campesinas colectivas. Se estima que generará unos 10.800 empleos directos.(ver figura 4.1.2 - 4.1.3)

Otros dos beneficios adicionales del proyecto es que ayudará en el control de las inundaciones del río Acarigua y será una garantía del abastecimiento de Acarigua-Araure, mientras no esté utilizándose toda el agua en Barquisimeto y Quíbor.

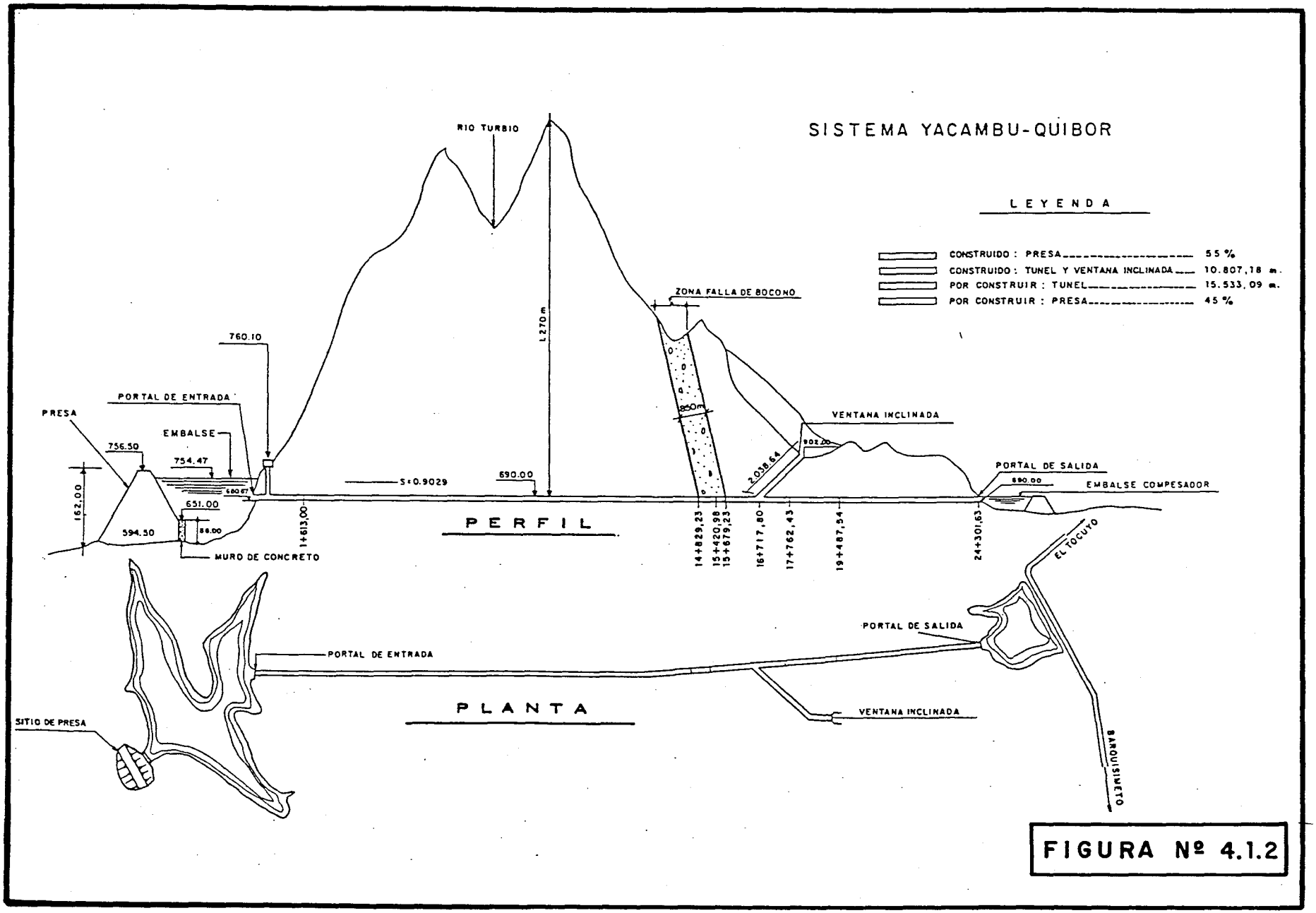
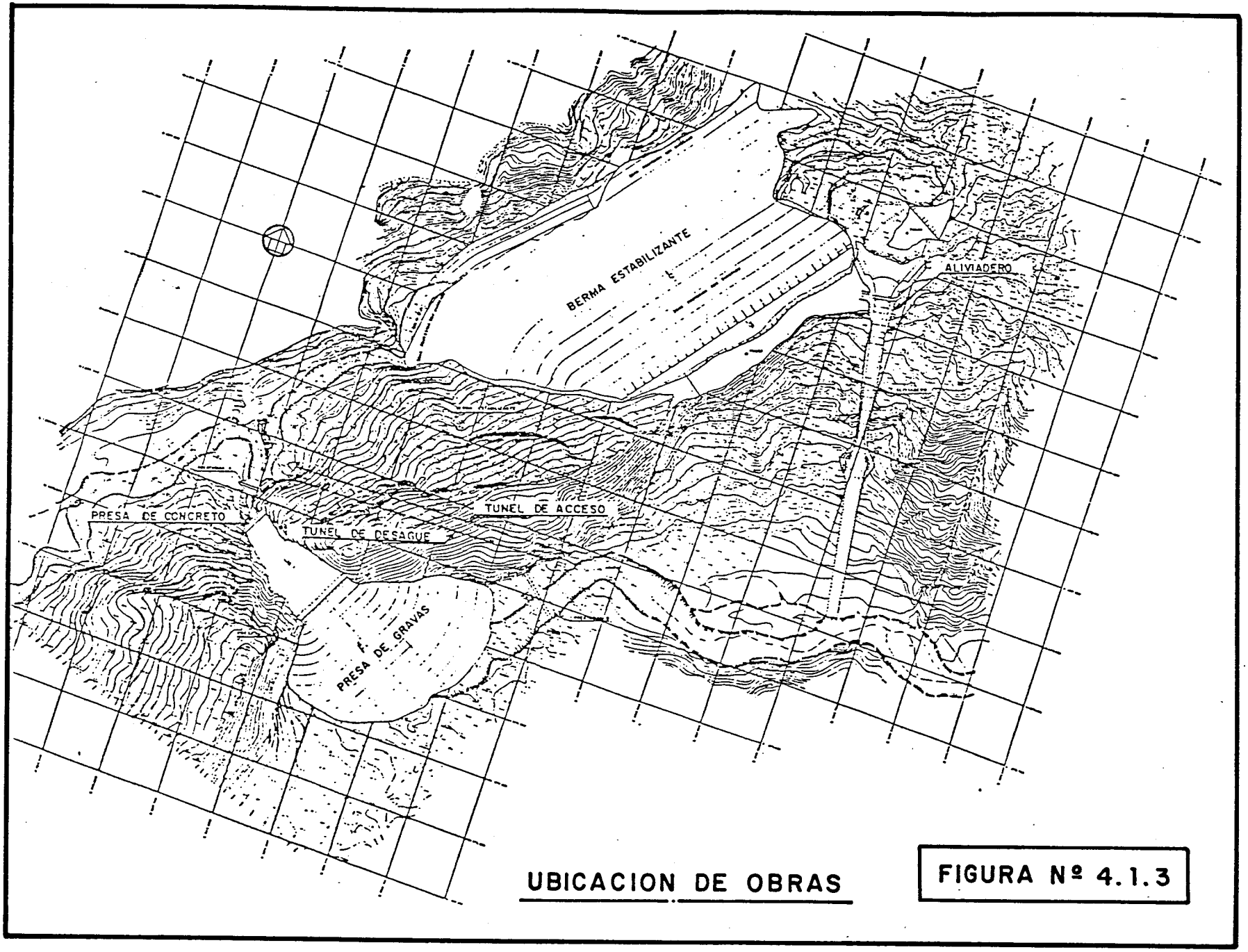


FIGURA Nº 4.1.2



UBICACION DE OBRAS

FIGURA Nº 4.1.3

Topografía y Geología del Proyecto.

Las obras de embalse están ubicadas en el flanco Sur-Este de la cordillera de los Andes Venezolanos y el túnel cruza la misma cordillera para salir en el flanco Nor-Oeste en el valle de Quíbor, en una topografía ondulada. La presa en sí está ubicada en el Cañón de Angostura en el río Yacambú, donde la topografía es bastante accidentada, de tal manera que la ladera aguas abajo de la fila de Buenos Aires que forman el estribo izquierdo, es prácticamente vertical en un tramo de 1.300 metros. El cañón tiene 250 metros de largo, con un ancho medio de 15 metros en el fondo y 120 metros en la cresta de la presa.

El rasgo geológico estructural más importante es la falla de Boconó, la cual consiste en un sistema de fallas aproximadamente paralelo de rumbos N 45° E y con buzamientos entre vertical y 80° NW, los cuales definen una roca triturada de aproximadamente 100 m de ancho; el túnel de trasvase cruza esta zona de falla entre las progresivas 14 + 920 y 15 + 620 y a 560 metros de profundidad.

La falla de Boconó separa a la Formación Villanueva situada al Sur, de la Formación Morán ubicada al Norte. Esta última está representada por una secuencia estratigráfica de lutitas,areniscas y esporádicos lentes de calizas; La Formación Villanueva sobre la cual se ubicarán

las obras de embalse se compone casi totalmente de lutitas silíceas de color negro y gris que al meteorizar tornan a colores pardos oscuros a claros; intercaladas se encuentran algunas areniscas blancas cuarzosas y algunas calizas lenticulares.

El sitio de presa es una zona de filitas silíceas ligeramente calcáreas y localmente carbonosas que pueden clasificarse como roca fresca sana en algunos sectores y como roca fresca fracturadas en otras. La roca fresca sana tiene módulos de Young superiores a 300 ton/cm² y carga de ruptura entre 500 y 1.000 Kg/cm².

Presa.

La presa se construirá con gravas del río Yacambú compactadas y con una pantalla de concreto aguas arriba los taludes de la presa son de 1.5:1 aguas arriba y de 1.6:1 aguas abajo. El pie aguas arriba de la presa de gravas lo constituye una presa de concreto de 55,50 metros de alto, ubicada en la entrada del cañón y la cual permite enmarcar la pantalla en el cañón. El ancho de la cresta es de 8 metros y la misma tiene dos muros a expensas de los cuales se suben los últimos cuatro metros, lográndose una economía en los volúmenes de grava.(ver figura 4.1.4)

metros y la misma tiene dos muros a expensas de los cuales

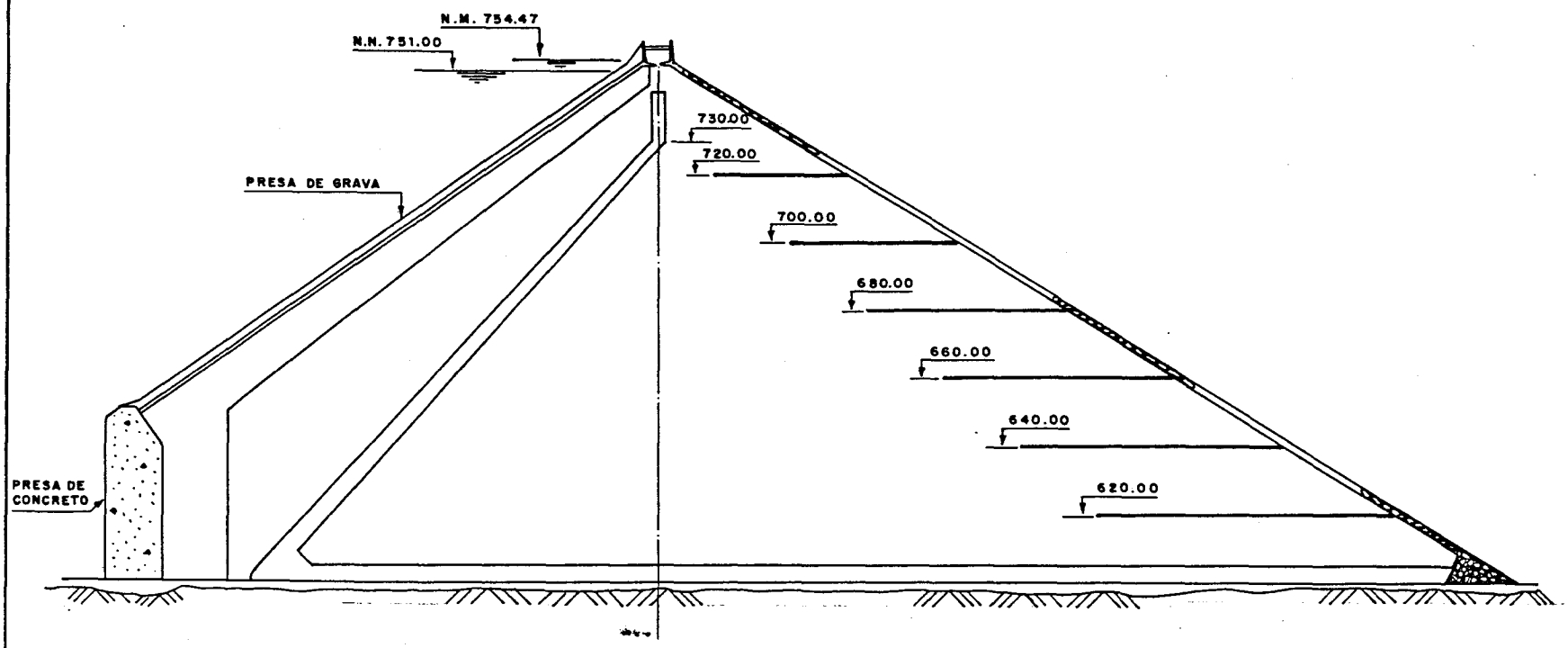


FIGURA Nº 4.1.4 – SECCION TRANSVERSAL DE LA PRESA

La pantalla de concreto tiene 60 cm. de espesor en la cota 650 y 30 cm. en la cresta, a excepción de la juntas de estribo; sólo tendrá juntas longitudinales de construcción con acero pasante. El refuerzo medio es del orden de 0,50% de la sección nominal de concreto.

Talud aguas arriba	1.5H : 1V
Talud aguas abajo	1.6H : 1V
Altura de terraplén	161 mts.
Altura total de presa	162,5 mts.
Ancho de cresta	8 mts.
Altura presa de concreto	55,5 mts.
Espesor presa de concreto	16 mts.
Espesor losa de concreto	0,3-0,6 mts.

Berma estabilizante.

El estribo izquierdo está constituido por una fila de unos 700 mts, de largo según el eje transversal de la presa, con una sección media de 2.5:1 aguas arriba y prácticamente vertical aguas abajo. La sección está conformada por material residual de estabilidad precaria aguas arriba, seguido de filitas silíceas que pasan de meteorizadas a sanas aunque diaclasadas. Los estudios geotécnicos concluyeron que para lograr la estabilización de este estribo se requiere de un sistema de túneles de

drenaje , además de inyecciones y anclajes en el talud aguas abajo.

Longitud	700 mts
Altura	140 mts
Talud	2.5H:1V

Desviación y desagüe de fondo.

La desviación del río durante la construcción se hará mediante dos túneles capaces de desviar una creciente de 25 años de período de retorno. El túnel número 1 tiene una longitud de 440 metros con una sección circular de 4.90 metros de diámetro entre el portal de entrada y la cámara de compuertas y una sección en herradura de 4,9 metros de alto en el resto del túnel. El túnel número 2 tendrá una longitud de 450 metros y será todo de sección en herradura de 3 metros de diámetro.

El desagüe de fondo se hará a través del túnel número 1, usando como acceso a la cámara de compuerta el túnel número 2. El túnel número 1 trabajará a presión entre el portal de entrada y la cámara de compuerta y de ahí, hasta el deflector en el portal de salida, trabajará a flujo libre.

Longitud túnel de desagüe	440 mts.
Longitud túnel de acceso	460 mts.
Sección túnel de desagüe	18,86 m^2
Sección túnel de acceso	8,03 m^2

Descarga de 360 m^3/seg. con carga de 41 mts.

Cámara de regulación válvulas para 10 m^3/seg a nivel normal.

Descarga el 98% del embalse en 490 horas (20 días 10 horas).

Descarga el tercio superior del embalse en 325 hrs.

Descarga el 50% del embalse en 220 hrs. (9 días 4 horas).

Túnel de trasvase.

El túnel de trasvase de 24,5 kilómetros de longitud tendrá una sección circular de 4,8 metros de diámetro externo. La falla de Boconó será atravesada con el túnel por lo cual los métodos constructivos se complican. Durante los estudios geológicos se ha constatado la presencia de agua a presión y de gas metano, y en las especificaciones para la construcción se ha tomado en consideración estas condiciones adversas.

Longitud total	24,5 Kms.
Longitud total de la ventana inclinada	2,2 Kms.

Diámetro de excavación	4,8 mts.
Diámetro acabado	4,4 mts.
Tipo de sección	herradura
Gasto promedio	9,5 m^3/seg.
Longitud del tramo en la falla de Boconó	1.200 mts.

Embalse.

Area de la cuenca	335 Km^2
Precipitación media anual	1780 mm
Escorrentía media anual	347 Hm^3
Gasto medio del río	11,2 m^3/seg.
Gasto medio regulado	9,5 m^3/seg.
Nivel normal	751 mts.
Nivel máximo	754,5 mts.
Nivel rasante túnel trasvase	690 mts.
Nivel cresta presa de grava	756,5 mts.
Nivel muro de coronación en la cresta	758 mts.
Nivel cresta presa de concreto	651 mts.
Nivel de fundación de la presa	595,5 mts.
Volumen al nivel normal	435,4 Hm^3
Volumen a rasante túnel de trasvase	90 Hm^3
Area inundada nivel máximo	881 Has.
Area inundada nivel normal	852 Has.
Rendimiento de sedimentos	1.570 m^3/Km^2/año.

4.2 DESCRIPCION DEL ALIVIADERO (ref. 19,21)

La obra de alivio del proyecto Yacambú es de tipo abanico modificado, con transición en régimen subcrítico, una sección de control, rápido de descarga con ancho variable, con tres dispositivos aireadores, con muros de altura variable que dependen de la profundidad del agua y una estructura de disipación tipo lanzamiento en ski.

Canal de Acceso. Posee una condición deseable, permitiendo que el flujo entre libremente y en dirección normal al cimacio, sin producirse problemas de vorticidad.

Cimacio. Posee una longitud del cimacio de 50 mts., su eje es curvo y la carga máxima en el cimacio es de 3,50 mts. teniendo como caudal máximo de diseño 1.200 m^3/seg. La cota del cimacio es de 751 m.s.n.m. y tiene un desnivel con el canal de aproximación de 2,50 mts.

Transición. Este aliviadero tiene una transición de 40 mts. (eje del cimacio - obstáculo), con paredes convergentes y una cota de fondo de 745,50 mts.

Sección de Control. Se encuentra al comienzo del rápido, es un escalón de altura tentativa 0,55 mts. El ancho de la sección es de 25 mts. y de eje recto.

Canal de Descarga. Su sección es rectangular de ancho variable de 25 a 12 mts. en una longitud de 223 mts. El perfil de fondo está definido por dos tramos de pendientes 1.7H : 1V y 2.25H : 1V unidos por una curva vertical de transición de 100 mts. de radio y una longitud de curva de 11,35 mts. A lo largo del rápido se encuentran unas rampas para la aireación con el fin de evitar cavitación y así no dañar la estructura de concreto.

Estructura de disipación de energía. El ancho del deflector es de 12 metros, con un radio de 9 metros y un ángulo de salida de 25º con la horizontal. El desnivel entre el cimacio y el deflector es de 109 metros.

4.3 ANALISIS HIDRAULICO DEL ALIVIADERO.

(ref. 2,6,11,12,13,14,15,21,23,26,30,33)

4.3.1 Curva de descarga.

Con el fin de considerar la influencia de la geometría de la cresta y de la transición cresta-rápido en la descarga del aliviadero, se hace necesario el estudio de la curva de descarga. El objetivo de este punto es hacer un análisis teórico de la curva de descarga del aliviadero del Proyecto Yacambú, siguiendo los criterios del U.S. Army Corps of Ingineers. Los factores que han sido considerados en los cálculos de la curva teórica son la altura relativa de aproximación, la pendiente de la cresta aguas arriba, altura de energía sobre la cresta y sumergencia de la cresta.

El flujo sobre la cresta del aliviadero es clasificado como flujo libre y flujo sumergido. El flujo libre implica que el valor del coeficiente de descarga (C) no es influenciado por las condiciones aguas abajo de la cresta. El flujo sumergido ocurre cuando la descarga es suficientemente alta y originada una reduccción en el coeficiente de descarga. La descarga del aliviadero es gobernada por la ecuación:

$$Q = C * L * He^{1.5} \quad \text{.....(ecuación 4.1)}$$

donde Q es el gasto, C el coeficiente de descarga, L la longitud y He la carga total sobre la cresta del vertedero. El coeficiente de descarga que es adimensional, es una función de la configuración geométrica de la cresta, del número de Froude y del número de Reynolds. Sin embargo se ha demostrado que para cargas relativamente altas, el valor de C permanece constante. En términos prácticos, C es función de la geometría (altura del vertedero, forma de la lámina e inclinación del paramento aguas arriba) y del número de Froude (velocidad de aproximación y alturas de aguas sobre el vertedero).

Los cálculos de la curva de descarga se muestra en la tabla 4.3.1 y su representación gráfica esta en la figura 4.3.1

He(pies)	P/He	C	% reduc.	Cf	Q(m^3/s)	Cota
3.96	2.06	3.94	0.0	3.940	144.22	752.2
6.18	1.32	3.96	0.0	3.960	282.89	752.8
8.98	0.91	3.92	0.8	3.880	485.76	753.7
11.64	0.70	3.90	1.0	3.861	712.23	754.5
14.89	0.55	3.90	7.0	3.783	1009.65	755.5
17.99	0.17	3.88	8.5	3.550	1259.37	756.4

Tabla 4.3.1

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO FISICO ESCALA 1:45
CURVA DE DESCARGA

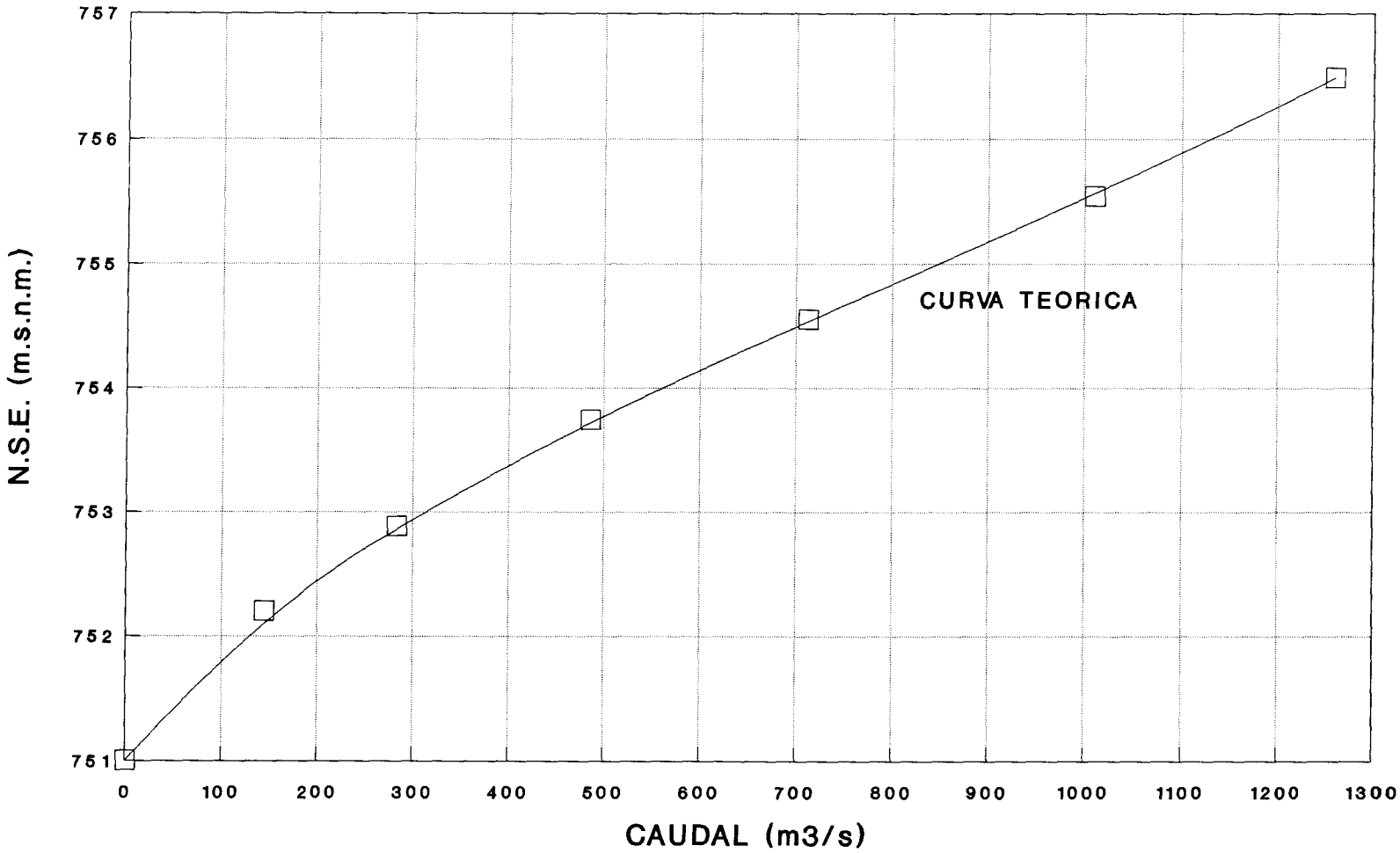


FIGURA 4.3.1

Analizando la curva de descarga teórica para el aliviadero de Yacambú, puede concluirse que para la forma de la cresta, inclinación y altura del paramento dada, se produce para caudales mayores de 700 m^3/seg., sumergencia de la cresta, originando una reducción del coeficiente de descarga, efecto que se acentúa al aumentar el volumen aliviado.

4.3.2 Transición cresta-rápido.

En el diseño preliminar del aliviadero, la transición presenta las siguientes características: tiene una longitud de 40 mts. entre el eje del vertedero y el eje de la sección de control. Esta transición tiene paredes convergentes, con un ancho mínimo de 25 mts., en la sección de control. Este elemento de control tiene 0,55 mts. de altura, con respecto al fondo de la transición y situado en el extremo aguas abajo de la misma.

Si suponemos un régimen supercrítico en la transición, es necesario destacar, que por ser la transición con paredes convergente, se generaría un cambio direccional de la velocidad en régimen supercrítico, acompañado por la generación de ondas superficiales de considerable magnitud y de configuración y características dependientes de elementos hidráulicos y geométricos. Si el elemento de control de 0,55 mts. de altura, no actúa como reductor de energía específica, esta situación prevalece y las ondas allí ocasionadas, se propagarán a lo largo del canal de descarga, obligando un sobre-diseño de las paredes de esta estructura para tomar en cuenta la elevación del agua en los puntos de reflexión. Por estas razones se ha considerado objetable el régimen supercrítico en la transición, y es necesario un estudio del elemento de

control aguas abajo de la transición de manera de inducir condiciones críticas en esa sección, para que se desarrolle régimen supercrítico en el canal de descarga, con ausencia de perturbaciones superficiales apreciables.

Como mayor incógnita, queda el determinar cual altura del obstáculo como elemento eficiente de reducción de energía específica en la sección final de la transición, y que en las medidas de las posibilidades genere un resalto hidráulico estable. En esta parte del cálculo debe tenerse especial cuidado, en que la cota del elemento de control sea aconsejable en relación a su influencia por sumergencia en el coeficiente de descarga del vertedero.

Se presenta a continuación el cálculo de la altura del escalón en la sección final de la transición. En este análisis se prescinde de las pérdidas de energía por fricción en canal de aproximación al vertedero y en la transición, por considerar que esta simplificación no altera cualitativamente los aspectos fundamentales de la situación.

Como datos de diseño tenemos:

Caudal = 700 m^3/seg.

N.S.E = 754.5 m.s.n.m

Ancho en la cresta = 50 m.

$$Hl/Yc = f\ (Y2/Y1)$$

La cual es representada gráficamente en "Introducción a la hidráulica del flujo con superficie libre " (ref. 6, pág. 258).De esta manera se obtuvo para un valor de Hl/Yc=0.82 las relaciones Y2/Y1=3.9 y Yc/Y1=2.15.

Los valores resultantes para Y1 y Y2 , son los siguientes

$$Y1 = 2.00m$$

$$Y2 = 7.81m$$

Considerando un ancho de 37.5 para la sección de la transición donde ocurre el resalto, se pueden calcular la velocidad V2 =2.39 m/seg.

La aplicación de la ecuación de energía o teorema de Bernoulli entre las secciones 2 y 3, determina Δz y por tanto la cota en A.

$$7.81 + (2.39)^2/2g = \Delta z + Yc + (Vc^2)/2g$$

resultando $\Delta z = 1.64$ y la cota en A = 747.14 m.s.n.m.

Análogamente para otros caudales se hizo el cálculo.

Caudal m^3/s	N.S.E.	Y1	Y2	Yc	Δz
200	752.885	0.82	3.64	1.86	0.94
700	754.550	2.00	7.81	4.31	1.64
1200	756.485	2.86	11.46	6.16	2.60

Tabla 4.3.2

Analizando estos resultados se llega a la conclusión que bajo la condición de una altura del elemento de control de 0.55m. no es de esperarse una altura crítica sobre el escalón, puesto que en esa sección existe una energía en exceso de la mínima requerida para el ancho y gasto correspondiente.

No debemos olvidar que el ancho no es constante en la transición, y ocurre el resalto en la convergencia con lo cual dejan de tener aplicación ecuaciones hidráulicas de fácil resolución, y aparece una indeterminación teórica en el problema; por esta razón se estimó esencial y obligado la experimentación sobre el modelo como condición para fijar definitivamente la altura del escalón.

4.3.3 Rápido - dispositivos de aireación.

La características hidráulicas del rápido del aliviadero de Yacambú, fueron obtenidas mediante el uso de un programa de computación para flujo gradualmente variado en canales abiertos. Los cómputos estuvieron basados en la solución de la ecuación de la energía establecida entre dos puntos, considerando las pérdidas de energía debido a la fricción por medio de la ecuación de Darcy-Weisbach. Para obtener las características hidráulicas del aliviadero, se deben introducir las progresivas de las secciones del rápido a ser descritas, así como algunas condiciones iniciales tal como:

- descarga a ser analizada.
- altura inicial , utilizando la Yc para la sección inicial.
- rugosidad,utilizando un valor de n = 0.0014.
- pendiente inicial del tramo a estudiar.

En las tablas 4.3.3 a 4.3.8, se muestran los resultados de las características hidráulicas a lo largo del rápido. Se estudian 40 secciones a lo largo del canal de conducción del aliviadero, y de cada una de estas secciones se determina la altura de agua, la velocidad, la presión piezométrica, la energía, el tipo de perfil, altura

TABLA 4.3.3

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO YACAMBU

Q = 100.000 M3/S ALTURA INICIAL = 1.237 M RUGOSIDAD = 1.08 MM N = .0141

ESTACION	ELEV. FONDO	PENDIENTE	NIVEL	VELOCID.	PRESION	ENERGIA	PERFIL	ALTURA NORMAL	ALTURA CRITICA	ESPESOR CAPA LIM.	SIGMA	SIGMA INCIPIENTE h=M h=0.004	h=0.01	h=0.025	h=0.04	h=0.05	h=0.06
M	M		M	M/SEG	M	M		M	M	M							
.0	748.30	.5882	1.237	3.234	1.066	749.807	S1	.209	1.237	.003	19.474	1.548	2.234	3.223	3.889	4.252	4.574
.9	747.75	.5914	.763	5.241	.657	749.807	S2	.208	1.238	.022	7.122	0.697	1.007	1.452	1.752	1.916	2.061
10.7	741.93	.5935	.363	11.292	.312	748.741	S2	.211	1.258	.130	1.482	0.343	0.495	0.714	0.861	0.942	1.013
17.9	738.00	.5525	.314	13.366	.275	747.500	S2	.218	1.277	.196	1.054	0.291	0.419	0.606	0.731	0.799	0.859
22.4	735.06	.6412	.293	14.466	.247	746.388	S2	.212	1.312	.238	0.898	0.269	0.388	0.560	0.676	0.739	0.795
28.3	731.56	.5939	.277	15.439	.238	744.751	S2	.217	1.322	.277	0.788	0.253	0.365	0.527	0.636	0.696	0.748
33.6	728.46	.5880	.274	16.036	.236	743.117	S2	.221	1.358	.274	0.730	0.254	0.367	0.530	0.639	0.699	0.752
41.7	724.00	.5537	.261	16.970	.228	740.379	S2	.225	1.359	.261	0.652	0.259	0.374	0.540	0.652	0.713	0.766
46.6	721.00	.6061	.259	17.529	.222	738.455	S2	.224	1.394	.259	0.611	0.260	0.375	0.542	0.654	0.715	0.769
57.2	714.75	.5887	.249	18.404	.215	733.957	S2	.227	1.399	.249	0.554	0.264	0.381	0.550	0.664	0.726	0.781
62.3	712.17	.5119	.254	18.556	.324	731.801	S2	.239	1.417	.254	0.551	0.262	0.378	0.546	0.659	0.720	0.774
63.2	711.26	1.0101	.251	18.760	.276	731.274	S2	.208	1.533	.251	0.537	0.264	0.380	0.549	0.662	0.724	0.778
69.0	708.16	.5292	.254	18.961	.326	728.655	S2	.240	1.438	.254	0.529	0.262	0.378	0.546	0.659	0.720	0.775
72.4	706.98	.3558	.257	18.857	.345	727.266	S3	.268	1.417	.257	0.535	0.261	0.377	0.543	0.656	0.717	0.771
75.1	705.34	.5887	.257	19.079	.221	725.974	S2	.237	1.462	.257	0.517	0.261	0.377	0.543	0.656	0.717	0.771
81.5	702.62	.4254	.262	19.086	.241	723.292	S3	.260	1.450	.262	0.517	0.259	0.374	0.539	0.651	0.712	0.765
86.9	700.00	.4865	.263	19.224	.236	720.962	S2	.253	1.471	.263	0.510	0.259	0.373	0.538	0.650	0.710	0.764
93.5	697.18	.4290	.268	19.256	.246	718.216	S3	.264	1.480	.268	0.509	0.257	0.370	0.534	0.645	0.705	0.758
105.9	691.71	.4419	.274	19.410	.251	713.087	S2	.268	1.514	.274	0.501	0.254	0.367	0.530	0.639	0.699	0.752
108.5	690.50	.4652	.276	19.467	.250	712.004	S2	.266	1.529	.276	0.499	0.254	0.366	0.528	0.637	0.697	0.750
114.1	688.60	.3365	.284	19.319	.270	709.802	S3	.294	1.529	.284	0.507	0.251	0.362	0.522	0.630	0.689	0.741
125.6	683.00	.4864	.288	19.734	.259	705.099	S2	.272	1.591	.288	0.486	0.249	0.360	0.519	0.627	0.685	0.737
131.9	680.19	.4497	.289	19.854	.264	702.558	S2	.280	1.596	.289	0.481	0.249	0.359	0.518	0.626	0.684	0.736
137.8	677.50	.4530	.291	19.970	.265	700.128	S2	.281	1.609	.291	0.475	0.248	0.358	0.517	0.624	0.682	0.734
144.1	674.76	.4343	.297	20.054	.272	697.588	S2	.289	1.630	.297	0.472	0.246	0.355	0.513	0.619	0.677	0.728
150.2	672.09	.4368	.310	20.164	.284	695.175	S3	.297	1.685	.310	0.467	0.242	0.349	0.504	0.608	0.665	0.715
160.8	667.31	.4538	.318	20.450	.289	691.054	S2	.302	1.732	.318	0.455	0.240	0.346	0.499	0.602	0.658	0.708
162.2	666.62	.4819	.321	20.504	.289	690.482	S2	.300	1.753	.321	0.452	0.239	0.345	0.497	0.600	0.656	0.706
167.5	664.35	.4308	.328	20.611	.301	688.473	S2	.314	1.773	.328	0.448	0.237	0.342	0.492	0.595	0.650	0.699
170.6	663.00	.4372	.331	20.686	.303	687.301	S2	.315	1.791	.331	0.445	0.236	0.340	0.491	0.593	0.648	0.697
176.3	661.03	.3415	.341	20.639	.323	685.236	S3	.343	1.805	.341	0.448	0.233	0.336	0.485	0.586	0.640	0.689
181.7	658.08	.5455	.340	20.991	.299	683.089	S2	.306	1.868	.340	0.433	0.233	0.337	0.486	0.586	0.641	0.690
187.7	655.34	.4621	.342	21.175	.311	680.793	S2	.322	1.865	.342	0.426	0.233	0.336	0.485	0.585	0.640	0.688
193.9	652.61	.4385	.350	21.320	.321	678.424	S2	.333	1.896	.350	0.421	0.231	0.333	0.480	0.580	0.634	0.682
200.1	649.91	.4348	.358	21.467	.329	676.085	S2	.340	1.934	.358	0.415	0.229	0.330	0.476	0.574	0.628	0.675
206.2	647.17	.4519	.367	21.652	.334	673.793	S2	.344	1.979	.367	0.409	0.226	0.327	0.471	0.569	0.622	0.669
212.3	644.42	.4453	.375	21.831	.343	671.494	S2	.352	2.021	.375	0.402	0.224	0.324	0.467	0.564	0.616	0.663
214.1	643.69	.4263	.375	21.871	.345	670.865	S2	.356	2.016	.375	0.401	0.224	0.324	0.467	0.564	0.616	0.663

TABLA 4.3.4

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO YACAMBU

Q = 200.000 M3/S ALTURA INICIAL = 1.964 M RUGOSIDAD = .76 MM N = .0140

ESTACION M	ELEV. FONDO M	PENDIENTE	NIVEL M	VELOCID. M/SEG	PRESION M	ENERGIA M	PERFIL	ALTURA NORMAL M	ALTURA CRITICA M	ESPESOR CAPA LIM. M	SIGMA	SIGMA INCIPIENTE h = M h=0.004	h=0.01	h=0.025	h=0.04	h=0.05	h=0.06
.0	748.30	.5882	1.964	4.073	1.693	750.736	S1	.312	1.964	.003	13.013	1.548	2.234	3.222	3.889	4.252	4.573
.9	747.75	.5914	1.332	6.006	1.146	750.736	S1	.312	1.964	.022	5.689	0.697	1.006	1.452	1.752	1.916	2.061
10.7	741.93	.5935	.681	12.034	.586	749.897	S2	.316	1.997	.128	1.342	0.345	0.497	0.718	0.866	0.947	1.019
17.9	738.00	.5525	.584	14.378	.512	749.087	S2	.327	2.021	.193	0.934	0.292	0.422	0.609	0.735	0.803	0.864
22.4	735.06	.6412	.536	15.799	.452	748.374	S2	.318	2.064	.235	0.769	0.270	0.390	0.563	0.679	0.743	0.799
28.3	731.56	.5939	.497	17.184	.428	747.327	S2	.325	2.067	.283	0.648	0.251	0.362	0.522	0.630	0.689	0.742
33.6	728.46	.5880	.483	18.171	.416	746.257	S2	.331	2.110	.325	0.579	0.237	0.342	0.494	0.596	0.652	0.702
41.7	724.00	.5537	.456	19.390	.399	744.437	S2	.338	2.121	.384	0.508	0.222	0.320	0.462	0.558	0.610	0.656
46.6	721.00	.6061	.455	19.967	.389	743.156	S2	.336	2.193	.420	0.479	0.214	0.309	0.446	0.538	0.589	0.633
57.2	714.75	.5887	.431	21.267	.372	740.143	S2	.341	2.211	.431	0.422	0.212	0.306	0.441	0.533	0.583	0.627
62.3	712.17	.5119	.439	21.497	.618	738.700	S2	.359	2.255	.439	0.423	0.210	0.304	0.438	0.529	0.578	0.622
63.2	711.26	1.0101	.434	21.750	.535	738.328	S2	.312	2.440	.434	0.410	0.211	0.305	0.440	0.531	0.581	0.625
69.0	708.16	.5292	.432	22.238	.622	736.522	S2	.360	2.290	.432	0.396	0.212	0.306	0.441	0.532	0.582	0.626
72.4	706.98	.3558	.435	22.323	.653	735.577	S2	.402	2.256	.435	0.394	0.211	0.305	0.440	0.531	0.580	0.624
75.1	705.34	.5887	.432	22.703	.372	734.618	S2	.355	2.321	.432	0.371	0.212	0.306	0.441	0.533	0.582	0.626
81.5	702.62	.4254	.435	22.981	.400	732.639	S2	.390	2.301	.435	0.363	0.211	0.305	0.440	0.531	0.580	0.624
86.9	700.00	.4865	.433	23.311	.390	730.865	S2	.379	2.335	.433	0.352	0.212	0.306	0.441	0.532	0.581	0.626
93.5	697.18	.4290	.437	23.569	.402	728.732	S2	.397	2.350	.437	0.345	0.211	0.305	0.439	0.530	0.579	0.624
105.9	691.71	.4419	.442	24.072	.404	724.609	S2	.402	2.403	.442	0.331	0.210	0.303	0.437	0.527	0.577	0.620
108.5	690.50	.4652	.445	24.189	.403	723.718	S2	.400	2.427	.445	0.328	0.209	0.302	0.436	0.526	0.575	0.619
114.1	688.60	.3365	.454	24.223	.430	721.936	S2	.442	2.427	.454	0.328	0.207	0.299	0.432	0.522	0.571	0.614
125.6	683.00	.4864	.458	24.809	.412	717.930	S2	.409	2.525	.458	0.312	0.207	0.298	0.431	0.520	0.569	0.612
131.9	680.19	.4497	.459	25.033	.419	715.750	S2	.421	2.533	.459	0.307	0.207	0.298	0.430	0.519	0.568	0.611
137.8	677.50	.4530	.461	25.242	.420	713.649	S2	.423	2.553	.461	0.302	0.206	0.298	0.430	0.519	0.567	0.610
144.1	674.76	.4343	.468	25.422	.430	711.436	S2	.434	2.588	.468	0.298	0.205	0.296	0.427	0.515	0.564	0.606
150.2	672.09	.4368	.488	25.609	.447	709.315	S2	.448	2.674	.488	0.295	0.201	0.291	0.420	0.507	0.554	0.596
160.8	667.31	.4538	.500	25.996	.455	705.665	S2	.455	2.749	.500	0.286	0.200	0.288	0.416	0.502	0.549	0.590
162.2	666.62	.4819	.505	26.060	.455	705.158	S2	.451	2.783	.505	0.285	0.199	0.287	0.414	0.500	0.547	0.588
167.5	664.35	.4308	.515	26.218	.473	703.372	S2	.473	2.815	.515	0.282	0.197	0.285	0.411	0.496	0.542	0.584
170.6	663.00	.4372	.520	26.320	.477	702.327	S2	.475	2.843	.520	0.280	0.196	0.284	0.409	0.494	0.540	0.581
176.3	661.03	.3415	.534	26.359	.506	700.497	S2	.518	2.865	.534	0.280	0.194	0.281	0.405	0.489	0.535	0.575
181.7	658.08	.5455	.535	26.710	.470	698.560	S2	.462	2.965	.535	0.272	0.194	0.280	0.405	0.489	0.534	0.575
187.7	655.34	.4621	.538	26.933	.488	696.506	S2	.486	2.961	.538	0.268	0.194	0.280	0.404	0.487	0.533	0.573
193.9	652.61	.4385	.550	27.127	.504	694.386	S2	.503	3.010	.550	0.265	0.192	0.277	0.400	0.483	0.528	0.568
200.1	649.91	.4348	.563	27.320	.516	692.287	S2	.514	3.070	.563	0.261	0.191	0.275	0.397	0.479	0.523	0.563
206.2	647.17	.4519	.576	27.539	.525	690.226	S2	.520	3.142	.576	0.257	0.189	0.272	0.393	0.474	0.519	0.558
212.3	644.42	.4453	.591	27.753	.540	688.158	S2	.533	3.207	.591	0.254	0.187	0.269	0.389	0.469	0.513	0.552

TABLA 4.3.5

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO YACAMBU

Q = 400.000 M3/S ALTURA INICIAL = 3.117 M RUGOSIDAD = .60 MM N = .0140

ESTACION M	ELEV. FONDO M	PENDIENTE	NIVEL M	VELOCID. M/SEC	PRESION M	ENERGIA M	PERFIL	ALTURA NORMAL M	ALTURA CRITICA M	ESPESOR CAPA LIM. M	SIGMA	SIGMA INCIPIENTE h = M h=0.004	h=0.01	h=0.025	h=0.04	h=0.05	h=0.06
.0	748.30	.5882	3.117	5.133	2.687	752.212	S1	.474	3.117	.003	8.934	1.548	2.233	3.222	3.889	4.252	4.573
.9	747.75	.5914	2.288	6.992	1.970	752.212	S2	.473	3.118	.021	4.528	0.710	1.025	1.479	1.785	1.952	2.100
10.7	741.93	.5935	1.275	12.862	1.096	751.459	S2	.481	3.170	.125	1.235	0.348	0.502	0.724	0.874	0.956	1.028
17.9	738.00	.5525	1.101	15.264	.964	750.854	S2	.497	3.205	.190	0.866	0.294	0.424	0.613	0.739	0.809	0.870
22.4	735.06	.6412	1.009	16.804	.849	750.345	S2	.482	3.268	.231	0.707	0.272	0.393	0.567	0.684	0.748	0.804
28.3	731.56	.5939	.931	18.364	.800	749.640	S2	.494	3.266	.279	0.589	0.252	0.364	0.525	0.634	0.693	0.746
33.6	728.46	.5880	.896	19.570	.773	748.934	S2	.503	3.324	.320	0.518	0.239	0.344	0.497	0.600	0.656	0.706
41.7	724.00	.5537	.838	21.111	.733	747.746	S2	.513	3.332	.378	0.443	0.223	0.322	0.465	0.561	0.614	0.660
46.6	721.00	.6061	.826	22.005	.707	746.896	S2	.511	3.426	.414	0.407	0.215	0.311	0.449	0.541	0.592	0.637
57.2	714.75	.5887	.773	23.742	.666	744.875	S2	.518	3.443	.485	0.349	0.202	0.292	0.421	0.508	0.556	0.598
62.3	712.17	.5119	.785	24.028	1.180	743.942	S2	.546	3.526	.518	0.358	0.197	0.284	0.410	0.495	0.541	0.582
63.2	711.26	1.0101	.777	24.287	1.034	743.675	S2	.474	3.823	.525	0.346	0.196	0.283	0.408	0.492	0.538	0.579
69.0	708.16	.5292	.772	24.925	1.193	742.476	S2	.548	3.588	.561	0.333	0.191	0.275	0.397	0.479	0.524	0.564
72.4	706.98	.3558	.776	25.028	1.253	741.859	S2	.613	3.543	.581	0.332	0.188	0.271	0.392	0.473	0.517	0.556
75.1	705.34	.5887	.767	25.559	.661	741.173	S2	.541	3.634	.598	0.301	0.186	0.268	0.387	0.467	0.511	0.550
81.5	702.62	.4254	.770	25.984	.708	739.845	S2	.595	3.608	.635	0.293	0.181	0.262	0.378	0.456	0.499	0.537
86.9	700.00	.4865	.765	26.398	.688	738.635	S2	.578	3.670	.667	0.283	0.178	0.257	0.371	0.447	0.489	0.526
93.5	697.18	.4290	.770	26.768	.708	737.185	S2	.606	3.702	.703	0.276	0.174	0.251	0.363	0.438	0.479	0.515
105.9	691.71	.4419	.772	27.550	.706	734.338	S2	.613	3.795	.771	0.261	0.168	0.242	0.350	0.422	0.462	0.496
108.5	690.50	.4652	.781	27.537	.708	733.720	S2	.609	3.853	.781	0.261	0.167	0.241	0.348	0.420	0.459	0.494
114.1	688.60	.3365	.792	27.738	.751	732.500	S2	.676	3.852	.792	0.258	0.166	0.240	0.346	0.418	0.457	0.491
125.6	683.00	.4864	.794	28.620	.714	729.653	S2	.625	4.009	.794	0.242	0.166	0.239	0.346	0.417	0.456	0.491
131.9	680.19	.4497	.793	29.004	.723	728.088	S2	.643	4.021	.793	0.236	0.166	0.239	0.346	0.417	0.456	0.491
137.8	677.50	.4530	.792	29.360	.722	726.563	S2	.646	4.053	.792	0.230	0.166	0.240	0.346	0.418	0.457	0.491
144.1	674.76	.4343	.802	29.692	.736	724.941	S2	.664	4.108	.802	0.225	0.165	0.238	0.344	0.415	0.454	0.489
150.2	672.09	.4368	.833	30.012	.763	723.366	S2	.685	4.245	.833	0.221	0.163	0.235	0.339	0.409	0.447	0.481
160.8	667.31	.4538	.849	30.607	.773	720.613	S2	.696	4.364	.849	0.213	0.161	0.233	0.336	0.406	0.444	0.478
162.2	666.62	.4819	.857	30.694	.772	720.226	S2	.691	4.418	.856	0.212	0.161	0.232	0.335	0.405	0.443	0.476
167.5	664.35	.4308	.873	30.953	.802	718.864	S2	.725	4.468	.873	0.209	0.160	0.230	0.333	0.402	0.439	0.472
170.6	663.00	.4372	.881	31.103	.807	718.060	S2	.729	4.513	.881	0.207	0.159	0.230	0.331	0.400	0.438	0.471
176.3	661.03	.3415	.901	31.252	.853	716.654	S2	.796	4.548	.901	0.206	0.158	0.228	0.328	0.397	0.434	0.466
181.7	658.08	.5455	.902	31.673	.792	715.131	S2	.708	4.707	.902	0.200	0.157	0.227	0.328	0.396	0.433	0.466
187.7	655.34	.4621	.906	31.983	.823	713.525	S2	.746	4.700	.906	0.196	0.157	0.227	0.328	0.396	0.433	0.465
193.9	652.61	.4385	.925	32.270	.847	711.860	S2	.772	4.779	.925	0.193	0.156	0.225	0.325	0.392	0.429	0.462
200.1	649.91	.4348	.945	32.550	.867	710.198	S2	.790	4.874	.945	0.191	0.155	0.223	0.322	0.389	0.425	0.458
206.2	647.17	.4519	.966	32.847	.881	708.555	S2	.799	4.987	.966	0.187	0.153	0.221	0.319	0.386	0.422	0.454
212.3	644.42	.4453	.990	33.134	.904	706.897	S2	.821	5.091	.990	0.185	0.152	0.219	0.316	0.382	0.418	0.449

TABLA 4.3.6

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO YACAMBU

Q = 700.000 M3/S ALTURA INICIAL = 4.527 M RUGOSIDAD = .45 MM N = .0140

ESTACION M	ELEV. FONDO M	PENDIENTE	NIVEL M	VELOCID. M/SEC	PRESION M	ENERGIA M	PERFIL	ALTURA NORMAL M	ALTURA CRITICA M	ESPESOR CAPA LIM. M	SIGMA	SIGMA INCIPIENTE h = M h=0.004	h=0.01	h=0.025	h=0.04	h=0.05	h=0.06
.0	748.30	.5882	4.527	6.185	3.902	754.020	S1	.663	4.527	.003	6.777	1.548	2.233	3.222	3.889	4.252	4.573
.9	747.75	.5914	3.506	7.987	3.018	754.020	S2	.662	4.529	.020	3.792	0.724	1.045	1.508	1.820	1.990	2.141
10.7	741.93	.5935	2.096	13.689	1.802	753.284	S2	.672	4.604	.124	1.164	0.349	0.504	0.727	0.877	0.959	1.032
17.9	738.00	.5525	1.831	16.064	1.603	752.763	S2	.695	4.654	.188	0.831	0.295	0.426	0.615	0.743	0.812	0.873
22.4	735.06	.6412	1.682	17.631	1.416	752.339	S2	.675	4.743	.228	0.678	0.273	0.395	0.570	0.687	0.752	0.809
28.3	731.56	.5939	1.555	19.232	1.337	751.786	S2	.690	4.737	.276	0.566	0.253	0.366	0.528	0.637	0.696	0.749
33.6	728.46	.5880	1.497	20.502	1.291	751.249	S2	.704	4.817	.317	0.496	0.240	0.346	0.499	0.602	0.659	0.709
41.7	724.00	.5537	1.398	22.161	1.223	750.374	S2	.719	4.825	.374	0.422	0.224	0.324	0.467	0.564	0.617	0.663
46.6	721.00	.6061	1.373	23.175	1.174	749.753	S2	.716	4.954	.409	0.384	0.216	0.312	0.451	0.544	0.595	0.640
57.2	714.75	.5887	1.278	25.118	1.102	748.302	S2	.725	4.974	.480	0.325	0.203	0.293	0.423	0.510	0.558	0.600
62.3	712.17	.5119	1.297	25.457	2.024	747.697	S2	.764	5.106	.512	0.344	0.198	0.285	0.412	0.497	0.544	0.585
63.2	711.26	1.0101	1.280	25.792	1.783	747.488	S2	.663	5.532	.519	0.328	0.197	0.284	0.410	0.495	0.541	0.582
69.0	708.16	.5292	1.269	26.519	2.047	746.655	S2	.768	5.189	.555	0.318	0.191	0.276	0.399	0.481	0.526	0.566
72.4	706.98	.3558	1.271	26.727	2.142	746.235	S2	.860	5.115	.574	0.316	0.189	0.273	0.393	0.475	0.519	0.559
75.1	705.34	.5887	1.249	27.474	1.076	745.683	S2	.758	5.219	.591	0.371	0.187	0.269	0.389	0.469	0.513	0.552
81.5	702.62	.4254	1.248	28.036	1.149	744.744	S2	.835	5.177	.628	0.262	0.182	0.263	0.380	0.458	0.501	0.539
86.9	700.00	.4865	1.236	28.600	1.112	743.870	S2	.811	5.257	.659	0.251	0.179	0.260	0.375	0.450	0.496	0.535
93.5	697.18	.4290	1.238	29.137	1.138	742.826	S2	.850	5.296	.695	0.243	0.175	0.252	0.364	0.440	0.481	0.518
105.9	691.71	.4419	1.234	30.183	1.128	740.745	S2	.861	5.422	.761	0.226	0.169	0.243	0.351	0.424	0.464	0.499
108.5	690.50	.4652	1.241	30.322	1.125	740.286	S2	.856	5.488	.775	0.224	0.168	0.242	0.349	0.421	0.461	0.495
114.1	688.60	.3365	1.257	30.599	1.191	739.388	S2	.951	5.488	.804	0.222	0.165	0.238	0.344	0.415	0.454	0.488
125.6	683.00	.4864	1.257	31.634	1.131	737.240	S2	.878	5.714	.864	0.206	0.160	0.231	0.334	0.403	0.441	0.474
131.9	680.19	.4497	1.257	32.017	1.146	736.067	S2	.904	5.743	.896	0.202	0.158	0.228	0.329	0.397	0.435	0.467
137.8	677.50	.4530	1.256	32.412	1.144	734.925	S2	.909	5.796	.926	0.197	0.156	0.225	0.325	0.392	0.429	0.461
144.1	674.76	.4343	1.271	32.787	1.166	733.713	S2	.934	5.880	.957	0.193	0.154	0.222	0.321	0.387	0.423	0.455
150.2	672.09	.4368	1.319	33.159	1.209	732.534	S2	.965	6.083	.987	0.189	0.152	0.219	0.317	0.382	0.418	0.450
160.8	667.31	.4538	1.340	33.913	1.221	730.449	S2	.981	6.251	1.038	0.181	0.149	0.215	0.310	0.375	0.410	0.441
162.2	666.62	.4819	1.356	33.957	1.222	730.155	S2	.974	6.337	1.045	0.181	0.148	0.214	0.310	0.374	0.409	0.440
167.5	664.35	.4308	1.379	34.290	1.267	729.122	S2	1.023	6.406	1.070	0.178	0.147	0.212	0.307	0.370	0.405	0.435
170.6	663.00	.4372	1.391	34.473	1.274	728.510	S2	1.028	6.471	1.085	0.176	0.146	0.211	0.305	0.368	0.402	0.433
176.3	661.03	.3415	1.421	34.687	1.345	727.446	S2	1.126	6.523	1.111	0.175	0.145	0.209	0.302	0.365	0.399	0.429
181.7	658.08	.5455	1.422	35.173	1.248	726.260	S2	.999	6.754	1.138	0.169	0.143	0.207	0.299	0.361	0.395	0.425
187.7	655.34	.4621	1.429	35.506	1.297	725.025	S2	1.054	6.750	1.165	0.167	0.142	0.205	0.296	0.358	0.391	0.421
193.9	652.61	.4385	1.458	35.827	1.335	723.744	S2	1.092	6.869	1.194	0.164	0.141	0.203	0.293	0.354	0.387	0.417
200.1	649.91	.4348	1.489	36.172	1.365	722.461	S2	1.119	7.007	1.222	0.162	0.139	0.201	0.291	0.351	0.384	0.413
206.2	647.17	.4519	1.521	36.532	1.386	721.183	S2	1.132	7.170	1.250	0.159	0.138	0.200	0.288	0.348	0.380	0.409
212.3	644.42	.4453	1.556	36.884	1.421	719.888	S2	1.164	7.320	1.278	0.157	0.137	0.198	0.286	0.345	0.377	0.406

TABLA 4.3.7

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO YACAMBU

Q = 1000.000 M3/S ALTURA INICIAL = 5.742 M RUGOSIDAD = .40 MM N = .0140

ESTACION M	ELEV. FONDO M	PENDIENTE	NIVEL M	VELOCID. M/SEC	PRESION M	ENERGIA M	PERFIL	ALTURA NORMAL M	ALTURA CRITICA M	ESPESOR CAPA LIM. M	SIGMA	SIGMA INCIPIENTE h = M h=0.004	h=0.01	h=0.025	h=0.04	h=0.05	h=0.06
.0	748.30	.5882	5.742	6.966	4.949	755.580	S1	.826	5.742	.003	5.765	1.548	2.233	3.222	3.889	4.252	4.573
.9	747.75	.5914	4.582	8.731	3.944	755.580	S2	.825	5.744	.020	3.412	0.724	1.045	1.508	1.820	1.990	2.141
10.7	741.93	.5935	2.863	14.316	2.462	754.838	S2	.837	5.840	.122	1.128	0.351	0.507	0.732	0.883	0.965	1.038
17.9	738.00	.5525	2.524	16.650	2.209	754.345	S2	.866	5.902	.186	0.816	0.297	0.428	0.618	0.746	0.815	0.877
22.4	735.06	.6412	2.326	18.220	1.958	753.950	S2	.841	6.015	.226	0.667	0.274	0.396	0.572	0.690	0.754	0.811
28.3	731.56	.5939	2.156	19.817	1.854	753.451	S2	.861	6.007	.274	0.559	0.254	0.367	0.529	0.639	0.698	0.751
33.6	728.46	.5880	2.079	21.096	1.792	752.979	S2	.878	6.108	.314	0.491	0.240	0.347	0.501	0.605	0.661	0.711
41.7	724.00	.5537	1.942	22.783	1.699	752.223	S2	.896	6.115	.371	0.417	0.225	0.325	0.469	0.566	0.619	0.665
46.6	721.00	.6061	1.907	23.831	1.631	751.692	S2	.893	6.276	.406	0.379	0.217	0.313	0.452	0.546	0.597	0.642
57.2	714.75	.5887	1.775	25.838	1.530	750.470	S2	.905	6.301	.476	0.320	0.204	0.294	0.424	0.512	0.560	0.602
62.3	712.17	.5119	1.807	26.102	2.873	750.025	S2	.954	6.490	.508	0.352	0.198	0.286	0.413	0.499	0.545	0.587
63.2	711.26	1.0101	1.781	26.482	2.537	749.836	S2	.827	7.033	.515	0.333	0.197	0.285	0.411	0.496	0.542	0.584
69.0	708.16	.5292	1.766	27.221	2.907	749.167	S2	.959	6.593	.551	0.325	0.192	0.277	0.400	0.483	0.528	0.568
72.4	706.98	.3558	1.768	27.461	3.038	748.836	S2	1.075	6.497	.570	0.323	0.189	0.273	0.395	0.476	0.521	0.560
75.1	705.34	.5887	1.727	28.381	1.488	748.320	S2	.946	6.598	.587	0.264	0.187	0.270	0.390	0.471	0.515	0.554
81.5	702.62	.4254	1.725	28.993	1.587	747.561	S2	1.043	6.544	.623	0.256	0.183	0.264	0.381	0.460	0.503	0.541
86.9	700.00	.4865	1.705	29.619	1.533	746.844	S2	1.013	6.642	.654	0.244	0.179	0.259	0.373	0.451	0.493	0.530
93.5	697.18	.4290	1.706	30.222	1.567	745.995	S2	1.063	6.688	.690	0.235	0.175	0.253	0.366	0.441	0.482	0.519
105.9	691.71	.4419	1.695	31.384	1.550	744.296	S2	1.077	6.844	.756	0.218	0.169	0.244	0.352	0.425	0.465	0.500
108.5	690.50	.4652	1.702	31.585	1.543	743.919	S2	1.070	6.921	.770	0.215	0.168	0.242	0.350	0.422	0.462	0.497
114.1	688.60	.3365	1.722	31.905	1.632	743.193	S2	1.190	6.920	.798	0.212	0.165	0.239	0.345	0.416	0.455	0.490
125.6	683.00	.4864	1.719	33.044	1.546	741.413	S2	1.099	7.204	.858	0.196	0.161	0.232	0.335	0.404	0.442	0.476
131.9	680.19	.4497	1.715	33.515	1.564	740.444	S2	1.131	7.233	.889	0.191	0.158	0.229	0.330	0.399	0.436	0.469
137.8	677.50	.4530	1.711	33.977	1.559	739.497	S2	1.138	7.297	.919	0.186	0.156	0.226	0.326	0.393	0.430	0.463
144.1	674.76	.4343	1.729	34.420	1.586	738.492	S2	1.171	7.399	.950	0.182	0.154	0.223	0.322	0.388	0.424	0.457
150.2	672.09	.4368	1.794	34.847	1.644	737.509	S2	1.210	7.649	.980	0.178	0.152	0.220	0.318	0.383	0.419	0.451
160.8	667.31	.4538	1.821	35.667	1.658	735.760	S2	1.230	7.863	1.030	0.171	0.149	0.216	0.311	0.376	0.411	0.442
162.2	666.62	.4819	1.840	35.747	1.658	735.512	S2	1.222	7.966	1.037	0.170	0.149	0.215	0.310	0.375	0.410	0.441
167.5	664.35	.4308	1.871	36.106	1.719	734.644	S2	1.284	8.056	1.062	0.167	0.148	0.213	0.308	0.371	0.406	0.437
170.6	663.00	.4372	1.886	36.314	1.728	734.127	S2	1.291	8.137	1.077	0.166	0.147	0.212	0.306	0.369	0.404	0.434
176.3	661.03	.3415	1.926	36.565	1.823	733.235	S2	1.416	8.201	1.103	0.165	0.145	0.210	0.303	0.366	0.400	0.430
181.7	658.08	.5455	1.926	37.093	1.691	732.218	S2	1.255	8.489	1.129	0.158	0.144	0.208	0.300	0.362	0.396	0.426
187.7	655.34	.4621	1.933	37.479	1.755	731.169	S2	1.325	8.480	1.156	0.156	0.143	0.206	0.297	0.359	0.392	0.422
193.9	652.61	.4385	1.972	37.852	1.806	730.078	S2	1.374	8.627	1.185	0.154	0.141	0.204	0.294	0.355	0.389	0.418
200.1	649.91	.4348	2.012	38.235	1.845	728.981	S2	1.408	8.800	1.213	0.151	0.140	0.202	0.292	0.352	0.385	0.414
206.2	647.17	.4519	2.055	38.630	1.872	727.884	S2	1.426	9.004	1.240	0.149	0.139	0.200	0.289	0.349	0.382	0.410
212.3	644.42	.4453	2.101	39.014	1.919	726.769	S2	1.467	9.193	1.267	0.146	0.137	0.198	0.287	0.346	0.378	0.407

TABLA 4.3.8

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO YACAMBU

Q = 1200.000 M3/S ALTURA INICIAL = 6.484 M RUGOSIDAD = .35 MM N = .0140

ESTACION M	ELEV. FONDO M	PENDIENTE	NIVEL M	VELOCID. M/SEC	PRESION M	ENERGIA M	PERFIL	ALTURA NORMAL M	ALTURA CRITICA M	ESPESOR CAPA LIM. M	SIGMA	SIGMA INCIPIENTE h = M h=0.004	h=0.01	h=0.025	h=0.04	h=0.05	h=0.06
.0	748.30	.5882	6.484	7.403	5.589	756.533	S1	.920	6.484	.003	5.334	1.548	2.233	3.222	3.889	4.252	4.573
.9	747.75	.5914	5.247	9.148	4.516	756.533	S2	.919	6.487	.020	3.242	0.724	1.045	1.508	1.820	1.990	2.141
10.7	741.93	.5935	3.352	14.672	2.883	755.786	S2	.933	6.595	.122	1.112	0.351	0.507	0.732	0.883	0.965	1.038
17.9	738.00	.5525	2.969	16.982	2.599	755.304	S2	.966	6.665	.185	0.811	0.297	0.429	0.619	0.747	0.817	0.879
22.4	735.06	.6412	2.741	18.552	2.307	754.919	S2	.937	6.792	.225	0.663	0.275	0.397	0.573	0.691	0.756	0.813
28.3	731.56	.5939	2.546	20.142	2.189	754.443	S2	.960	6.783	.272	0.557	0.255	0.368	0.531	0.641	0.700	0.753
33.6	728.46	.5880	2.457	21.420	2.118	753.996	S2	.979	6.897	.313	0.490	0.241	0.348	0.502	0.606	0.662	0.712
41.7	724.00	.5537	2.297	23.113	2.010	753.290	S2	1.000	6.904	.370	0.417	0.225	0.325	0.469	0.566	0.619	0.666
46.6	721.00	.6061	2.257	24.172	1.930	752.796	S2	.996	7.083	.405	0.379	0.217	0.313	0.452	0.546	0.597	0.642
57.2	714.75	.5887	2.101	26.201	1.811	751.670	S2	1.009	7.109	.475	0.319	0.204	0.294	0.424	0.512	0.560	0.603
62.3	712.17	.5119	2.145	26.393	3.440	751.303	S2	1.065	7.343	.506	0.360	0.199	0.287	0.414	0.500	0.546	0.588
63.2	711.26	1.0101	2.112	26.798	3.041	751.120	S2	.922	7.959	.513	0.339	0.197	0.285	0.412	0.497	0.543	0.584
69.0	708.16	.5292	2.095	27.533	3.481	750.524	S2	1.070	7.459	.549	0.332	0.192	0.278	0.401	0.484	0.529	0.569
72.4	706.98	.3558	2.097	27.781	3.637	750.233	S2	1.200	7.349	.568	0.330	0.190	0.274	0.395	0.477	0.522	0.561
75.1	705.34	.5887	2.042	28.808	1.760	749.722	S2	1.056	7.444	.585	0.263	0.187	0.271	0.391	0.471	0.515	0.554
81.5	702.62	.4254	2.038	29.438	1.876	749.042	S2	1.165	7.381	.621	0.254	0.183	0.264	0.381	0.460	0.503	0.541
86.9	700.00	.4865	2.014	30.088	1.811	748.394	S2	1.131	7.491	.652	0.242	0.179	0.259	0.374	0.451	0.494	0.531
93.5	697.18	.4290	2.014	30.716	1.851	747.633	S2	1.187	7.542	.688	0.233	0.176	0.254	0.366	0.442	0.483	0.520
105.9	691.71	.4419	1.999	31.925	1.829	746.106	S2	1.203	7.716	.373	0.216	0.169	0.244	0.353	0.426	0.466	0.501
108.5	690.50	.4652	2.007	32.150	1.820	745.766	S2	1.195	7.801	.767	0.213	0.168	0.243	0.350	0.423	0.462	0.497
114.1	688.60	.3365	2.030	32.487	1.924	745.120	S2	1.331	7.800	.795	0.210	0.166	0.239	0.345	0.417	0.456	0.490
125.6	683.00	.4864	2.025	33.671	1.821	743.513	S2	1.228	8.119	.855	0.194	0.161	0.232	0.335	0.405	0.443	0.476
131.9	680.19	.4497	2.018	34.177	1.840	742.641	S2	1.264	8.149	.886	0.189	0.159	0.229	0.331	0.399	0.437	0.470
137.8	677.50	.4530	2.012	34.668	1.833	741.788	S2	1.272	8.220	.916	0.183	0.157	0.226	0.326	0.394	0.431	0.463
144.1	674.76	.4343	2.033	35.139	1.864	740.883	S2	1.309	8.334	.947	0.179	0.154	0.223	0.322	0.389	0.425	0.457
150.2	672.09	.4368	2.107	35.590	1.931	739.997	S2	1.353	8.615	.976	0.176	0.153	0.220	0.318	0.384	0.420	0.452
160.8	667.31	.4538	2.138	36.441	1.947	738.414	S2	1.376	8.855	1.027	0.168	0.149	0.216	0.312	0.376	0.411	0.443
162.2	666.62	.4819	2.161	36.536	1.947	738.188	S2	1.367	8.970	1.034	0.167	0.149	0.215	0.311	0.375	0.410	0.441
167.5	664.35	.4308	2.197	36.907	2.018	737.403	S2	1.438	9.071	1.058	0.165	0.148	0.213	0.308	0.372	0.407	0.437
170.6	663.00	.4372	2.214	37.126	2.028	736.934	S2	1.446	9.162	1.073	0.163	0.147	0.212	0.306	0.370	0.404	0.435
176.3	661.03	.3415	2.260	37.394	2.139	736.130	S2	1.586	9.234	1.099	0.162	0.145	0.210	0.303	0.366	0.400	0.431
181.7	658.08	.5455	2.259	37.943	1.983	735.197	S2	1.405	9.559	1.125	0.155	0.144	0.208	0.301	0.363	0.397	0.427
187.7	655.34	.4621	2.267	38.352	2.058	734.243	S2	1.484	9.547	1.152	0.153	0.143	0.206	0.298	0.359	0.393	0.423
193.9	652.61	.4385	2.311	38.747	2.117	733.250	S2	1.540	9.711	1.180	0.151	0.141	0.204	0.295	0.356	0.389	0.419
200.1	649.91	.4348	2.358	39.148	2.162	732.250	S2	1.579	9.905	1.208	0.148	0.140	0.202	0.292	0.353	0.386	0.415
206.2	647.17	.4519	2.407	39.560	2.194	731.247	S2	1.599	10.136	1.235	0.147	0.139	0.201	0.289	0.349	0.382	0.411
212.3	644.42	.4453	2.461	39.960	2.249	730.226	S2	1.646	10.348	1.263	0.144	0.138	0.199	0.287	0.346	0.379	0.407

crítica y altura normal del flujo. Adicionalmente a estas características hidráulicas se muestran los resultados del espesor de la capa límite, índice de cavitación e índice de cavitación incipiente para imperfecciones en el concreto de 0.4 a 6 cm. A continuación se analizan los resultados obtenidos por este modelo matemático.

Caracterización del flujo.

A lo largo de todo el canal de conducción se observa una profundidad del agua tal que $Yc > Y > Y^{o}$, por tanto el régimen corresponde a una S2, que es una curva de depresión en régimen supercrítico y en consecuencia aumenta la energía específica en el sentido del flujo. Este comportamiento es similar para todas las descargas analizadas.

Perfiles en la superficie del agua.

En este punto se debe aclarar que en la sección inicial del rápido, se consideró como altura inicial la altura crítica correspondiente a esta sección ; este criterio está debidamente justificado en el punto 4.3.2 de este capítulo. En este sentido la altura de agua tiende a disminuir al comienzo del rápido pero en términos

generales, para todos los caudales analizados, los niveles de agua se incrementan en esta parte del aliviadero estudiado, es decir desde el comienzo del rápido, hasta el inicio del deflector.

Presiones piezométricas.

Para todas las descargas estudiadas en el modelo matemático, la distribución de presiones se comporta de manera muy similar; al comienzo del rápido se observan altas presiones (casi 6 metros para un caudal de 1200 m^3/seg) ya que para los efectos del programa no se consideran las pérdidas de energía que son inducidas en la transición cresta - rápido.

Las presiones aumentan en la zona del cambio de pendiente del rápido, cumpliendo con las ecuaciones de flujo en superficies curvilíneas. Cabe destacar en este análisis, que el cambio de sección a lo largo del rápido cobra un efecto en la distribución de presiones, ya que al considerar el flujo gradualmente variado, la convergencia del canal origina cambios en los niveles de agua y en las presiones a lo largo del rápido. Estas variaciones de presión son muy pequeñas aún para las descargas mayores.

Estimación de daños por cavitación.

La forma para determinar los puntos donde ocurrirá la cavitación en la obra, consiste en la determinación del índice de cavitación incipiente σi, según Holl, y se compara con el índice de cavitación σ, que pueda presentarse durante la operación, sabiendo que para

$\sigma > \sigma i$ .....no existirá cavitación

$\sigma < \sigma i$ ..... existirá cavitación

Para efectuar este análisis, se calculó el índice de cavitación incipiente para imperfecciones en la superficie del aliviadero de 0.4, 1, 2.5, 4, 5 y 6 cm. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Imperfección en el concreto de 0.004 m.

No ocurrirá cavitación para ningún caudal estudiado.

Imperfección en el concreto de 0.01 m.

CAUDAL(m^3/seg)	ESTACION(m)	σ	σ_i
100	-	-	-
200	160.8	0.286	0.288
400	131.9	0.236	0.239
700	81.5	0.262	0.263
1000	75.1	0.256	0.270
1200	75.1	0.263	0.271

Tabla 4.3.9

Imperfección en el concreto de 0.025 m.

CAUDAL(m^3/seg)	ESTACION(m)	σ	σ_i
100	63.17	0.537	0.548
200	41.70	0.422	0.441
400	41.70	0.443	0.455
700	33.60	0.496	0.499
1000	33.60	0.491	0.501
1200	33.60	0.490	0.502

Tabla 4.3.10

Imperfección en el concreto de 0.04 m.

CAUDAL(m^3/seg)	ESTACION(m)	σ	α_i
100	46.60	0.611	0.653
200	33.60	0.579	0.596
400	28.33	0.589	0.634
700	22.40	0.678	0.687
1000	22.40	0.667	0.690
1200	22.40	0.663	0.691

Tabla 4.3.11

Imperfección en el concreto de 0.05 m.

CAUDAL(m^3/seg)	ESTACION(m)	σ	α_i
100	41.65	0.652	0.712
200	28.33	0.648	0.689
400	22.40	0.707	0.748
700	22.40	0.678	0.752
1000	22.40	0.667	0.754
1200	17.90	0.811	0.817

Tabla 4.3.12

Imperfección en el concreto de 0.06 m.

CAUDAL(m^3/seg)	ESTACION(m)	σ	σ_i
100	33.60	0.730	0.751
200	22.40	0.769	0.799
400	17.90	0.866	0.870
700	17.90	0.831	0.873
1000	17.90	0.816	0.877
1200	17.90	0.633	0.879

Tabla 4.3.13

Observando los resultados obtenidos se puede concluir que para predecir la ocurrencia de cavitación, no basta con determinar la distribución de presiones a lo largo del canal ya que aunque las presiones sean positivas, puede darse el caso de que irregularidades en la superficie puedan causar bajas presiones en el cuerpo del flujo. Del estudio se concluye que si no se airea el flujo , no se podrá permitir irregularidades en la superficie de concreto mayores de 5mm. aproximadamente. Por esta razón existe la necesidad de airear el flujo y proteger de esta manera, la integridad de la obra, contra los posibles daños de cavitación.

Parámetros de diseño de los aireadores.

Entre las diversas formas que se han estudiado para evitar los daños por cavitación en estructuras hidráulicas, la aireación ha manifestado ser un medio seguro, económico y efectivo, ya que la mezcla agua-aire que se produce en la aireación, las altas presiones generadas durante el colapso de la burbuja, son absorbidas por la elasticidad del medio.

Básicamente se puede decir que la aireación puede ser un método natural o inducido artificialmente. La aireación natural se produce, cuando la capa límite llega al punto crítico, es decir, cuando la capa límite corta a la superficie del flujo, desarrollándose una turbulencia tal que es capaz de airear el contorno sólido de la estructura hidráulica.

Cuando los riesgos por cavitación son elevados es necesario producir la aireación por medios artificiales. La aireación artificial de flujos de alta velocidad, se logra mediante la colocación de rampas, escalones, ranuras o la combinación de estos, en los lugares donde puedan existir problemas de cavitación.

El aireador consta de dos elementos principales: (ver figura 4.3.3)

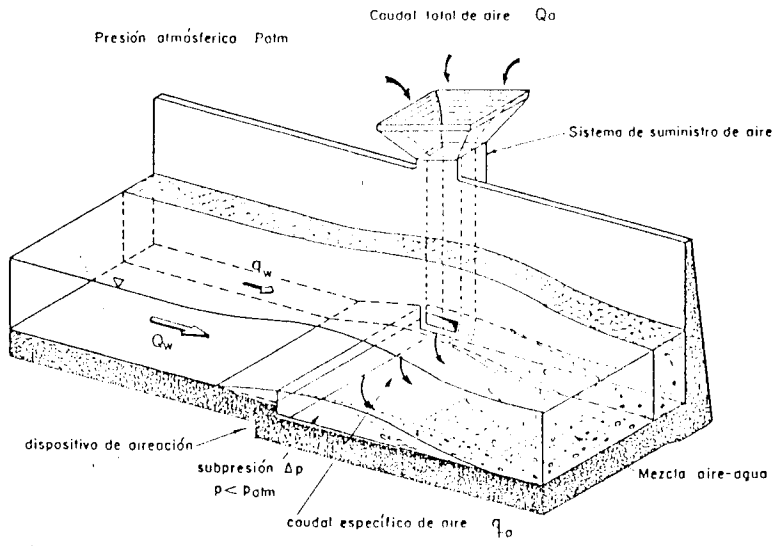


FIGURA Nº 4.3.3-ESQUEMA DE UN DISPOSITIVO DE AIREACION TIPICO

- El aireador propiamente dicho, el cual produce la separación del flujo del contorno, con el propósito de crear una zona de presión negativa, justo aguas abajo del dispositivo, tal que sea capaz de absorber las cantidades de aire necesarias en el agua.

- Un sistema para el suministro del aire en la zona de separación del chorro.

Criterios para el diseño de los aireadores

Los principales criterios utilizados para airear el flujo basados en la experiencia mundial de aireadores son los siguientes:

1.- Concentración de aire.

La concentración de aire para evitar daños por cavitación

C = Volumen de aire / (Vol. de aire + Vol. de agua)
(ecuación 4.2)

Esta concentración corresponde a un valor promedio en la zona cercana a la superficie de contorno con el flujo. Esta zona es la que interviene en el proceso de la erosión causada por cavitación.

La aireación producida por cualquier sistema no debe ser menor que:

$C = 8\% + L * \Delta C\%$ .....(ecuación 4.3)

donde L es la distancia a lo largo del aliviadero y $\Delta C\%$ es la pérdida de la concentración de aire por metro lineal.

2.- Tipos de aireadores.

Los tipos de aireadores más utilizados son las rampas,

escalones, ranuras o una combinación de ellos.(ver figura 4.3.4)

La rampa domina la operación para pequeñas descargas, mientras las ranuras proveen el espacio para suplir el aire y el escalón amplia la trayectoria del chorro para grandes descargas.

3.- Sistema de suministro de aire.

El sistema de suministro de aire debe ser tal que garantice la distribución del aire en toda la sección transversal del flujo. Los sistemas de suministro de aire comúnmente usados, consisten en torres o ranuras ubicadas en las paredes laterales, rampas o expansiones laterales en los muros de encauzamiento, ductos conectados con galerías embutidas en el cuerpo del aliviadero, y a través de la cavidad producida por la separación del flujo al final de las pilas del aliviadero.(ver figura 4.3.5)

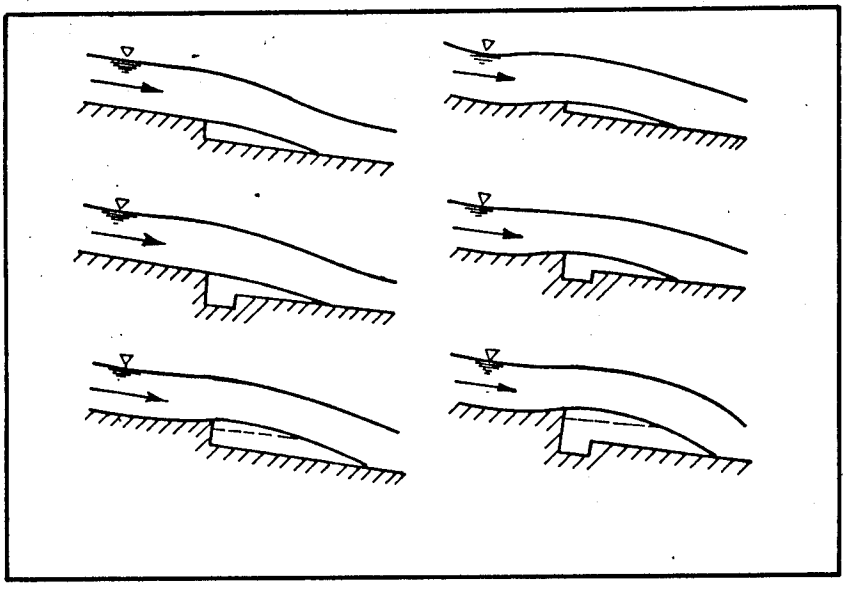


FIGURA Nº 4.3.4 - DIFERENTES TIPOS DE AIREADORES Y SUS COMBINACIONES.

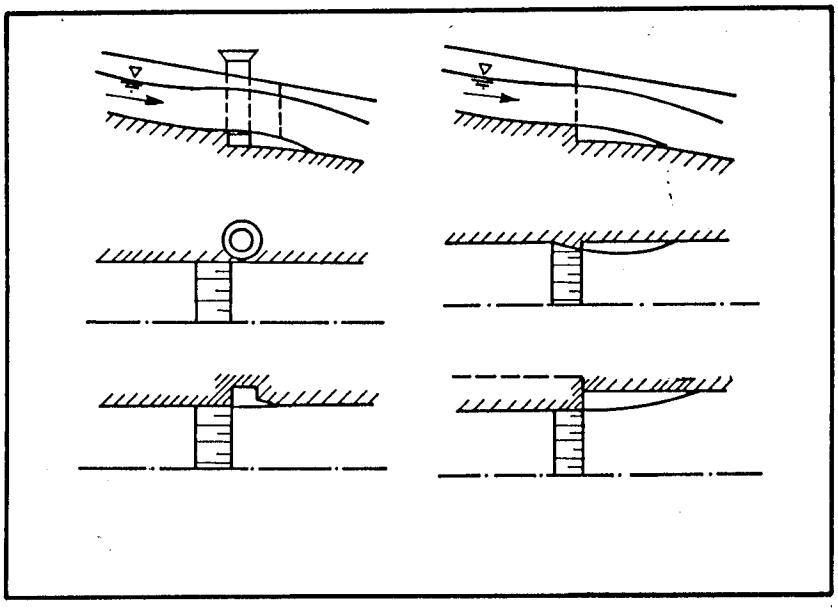


FIGURA Nº 4.3.5 - SOLUCIONES PARA EL SUMINISTRO DE AIRE

Verificación del diseño de aireadores en el Aliviadero de Yacambú.

El diseño de un aliviadero con aireadores envuelve una serie de pasos. Además de los cálculos para el diseño hidráulico del flujo de agua se requiere la estimación del daño por cavitación y la consideración de los cambios en el flujo de agua debido a la aireación.

El procedimiento presentado provee una guía hacia un diseño seguro y un funcionamiento del aliviadero libre de cavitación. Sin embargo, la confirmación del diseño requiere una investigación específica y apropiada en el modelo hidráulico.

- Datos del diseño (hidrología, topografía, etc.).

- Estudio del flujo sin aireación.

  Niveles y velocidades del agua.

  Número de Froude.

  Cálculo del incremento de la capa límite a lo largo del aliviadero.

- Estimación del daño por cavitación, mediante el cálculo del número de cavitación, localizado a lo

largo del rápido y haciendo la comparación con el número de cavitación aceptable. De esta manera se determina la necesidad de un sistema de aireación en el aliviadero de Yacambú.(ver tablas 4.3.9-4.3.13).

- Selección de la ubicación de los sistemas aireadores. Si el aliviadero es muy largo, es posible utilizar dos y más aireadores. El primero se instala en la zona inicial de la erosión, mientras que el segundo y los siguientes se instalan donde la concentración de aire disminuye hasta 8%. Para tener una mayor distancia entre aireadores, es conveniente proveer de una concentración de 45% de aire en el flujo después del aireador. Una concentración mayor de aire produce pulverización del flujo.

Los aireadores están ubicados de la siguiente manera:

67 metros de distancia entre el 1° dispositivo de aireación y el 2°.

73 metros de distancia entre el 2° dispositivo de aireación y el 3°.

34.18 metros entre el 3° dispositivo de aireación y el final del deflector.

- Diseño preliminar de aireadores en base a la demanda de aire del chorro y el sistema de suministro de aire.

Se siguen los criterios del Dr. V. Semenkov.

-Porcentaje mínimo de concentración de aire de 7 a 8 %.

-Porcentaje máximo de concentración de aire de 40 a 45 % , con el fin de producir un salto en la ranura de 3 a 5 veces la dimensión del espesor de la lámina de agua antes del aireador.

-Pérdida de concentración de aire por metro entre 0.3 y 0.4 %.

La estimación de la aireación aplicando la ecuación 4.3 resulta ser de un 31%.El cambio de flujo de aire a lo largo del rápido se puede observar a continuación, de acuerdo a los criterios de diseños seleccionados.

```
   67*0.35=23.45%↓ 73*0.4=29.2%  ↓  34*.40=13.67%↓

__↑_______________↑_______________↑_______________=26%
  31%              31%              31%
```

-Finalmente se debe estudiar el flujo aireado, para verificar el diseño preliminar. Con el apoyo de

un modelo hidráulico se puede determinar:

Longitud de operación de los aireadores.

Profundidad y velocidades de agua.

Concentración de aire.

4.3.4 Disipación de la energía.

Es difícil encontrar un criterio para realizar una selección satisfactoria de un disipador de energía, ya que en el procedimiento selectivo entran en juego una gran variedad de factores de importancia decisiva en el tema; entre estos parámetros se destaca la disposición y el tipo de presa, la geología, topografía, condiciones hidráulicas y aspectos económicos. En el caso del disipador de energía para el proyecto Yacambú, se seleccionó un disipador de salto en ski o flip bucket, para disipar 40,53 metros aproximadamente de carga de energía. Se puede pensar en utilizar un pozo amortiguador como sistema de disipación de energía y con el fin de considerar esta hipótesis se diseñó un pozo amortiguador siguiendo los criterios de Bureau of Reclamation, dando como resultado una longitud de 70 metros para el pozo y muros de 22 metros los cuales aumentan considerablememte el costo del proyecto. Por este motivo se descartó la conveniencia de un pozo amortiguador como sistema de disipación de energía y se verificó la adecuada escogencia del disipador tipo trampolín, llamado también de chorro, de salto en ski o flip bucket.

El principio de este disipador es lanzar el chorro de agua que viene del rápido, lo suficientemente lejos del pie del aliviadero para que la erosión que se produce no

alcance la fundación y no ocurran daños a la estructura de alivio. Los flip buckets han sido diseñados de varias formas, pero todos los diseños tienen un objetivo común: que la descarga del flujo del aliviadero sobre el río logre la mayor dispersión posible en todas las descargas. Durante la trayectoria del chorro a el sitio de impacto, existe una turbulencia en el flujo que provoca la entrada de volúmenes de aire. De esta manera una pequeña cantidad de energía es disipada por la interacción de agua y aire, y otra cantidad por el impacto del chorro.

Los parámetros que afectan el comportamiento del disipador son la velocidad, la profundidad de aproximación, el radio del bucket y el ángulo de salida. Estos parámetros determinan las fuerzas hidrodinámicas actuantes en el deflector y en la trayectoria del chorro aguas abajo de este. Como una guía general para el diseño del flip bucket los autores para ser conservadores recomiendan una relación R/d no menor de 4, donde R es el radio del bucket y d la profundidad del flujo de aproximación. Esta recomendación pretende evitar que el flujo sea propiamente dirigido por el deflector para descargas pequeñas.

Debe tenerse sumo cuidado con la distribución de presiones que se genere en el deflector, debido a que las fuerzas centrífugas y de gravedad poseen la misma dirección

generando altas presiones positivas. Las presiones en el bucket varían a través de la curva y son influenciadas por el radio, la altura total y la unidad de descarga. En estudios realizados se indica que la presión en el deflector se puede determinar por

$$hp = f(q/\sqrt{(2gHt)}, \alpha/\alpha t) \quad \text{.....(ecuación 4.4)}$$

hp = presión en pies en el bucket.

Ht = altura total de energía en pies.

α = ángulo de rotación al comienzo de la curva.

αt = ángulo de deflexión total en grados.

Usando la figura 4.3.6 se puede estimar la distribución de presión a lo largo del deflector.

Para el aliviadero de Yacambú se estimó la distribución de presiones en el deflector siguiendo este criterio obteniéndose los siguientes resultados:

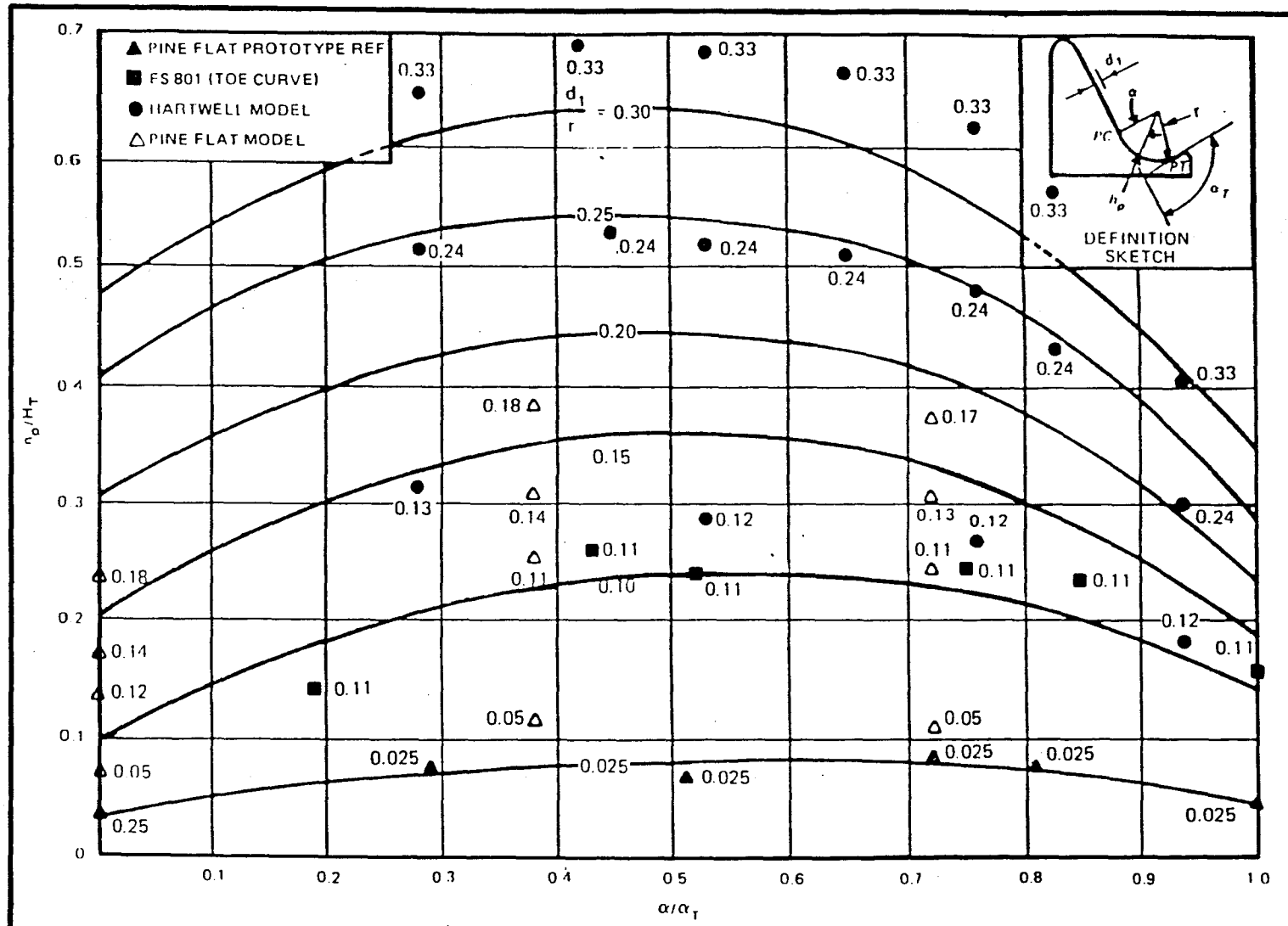


FIGURA Nº 4.3.6 - PRESIONES EN EL DEFLECTOR

CAUDAL 100 m^3/seg.

Angulo rotación (grados)	Altura piezométrica(m.c.a)
10	1.08
20	1.33
30	1.42
40	1.21
50	0.83

Tabla 4.3.14

CAUDAL 200 m^3/seg.

Angulo rotación (grados)	Altura pizométrica(m.c.a)
10	3.07
20	3.65
30	3.72
40	3.29
50	2.11

Tabla 4.3.15

CAUDAL 400 m^3/seg.

Angulo rotación (grados)	Altura piezométrica(m.c.a)
10	8.85
20	9.89
30	10.02
40	8.34
50	5.33

Tabla 4.3.16

CAUDAL 700 m^3/seg.

Angulo rotación (grados)	Altura piezométrica(m.c.a)
10	19.54
20	20.95
30	20.59
40	20.27
50	13.46

Tabla 4.3.17

CAUDAL 1000 m^3/seg.

Angulo rotación (grados)	Altura piezométrica(m.c.a)
10	33.96
20	35.94
30	35.30
40	29.88
50	19.47

Tabla 4.3.18

CAUDAL 1200 m^3/seg.

Angulo rotación (grados)	Altura piezométrica(m.c.a)
10	39.59
20	42.85
30	41.56
40	34.98
50	23.53

Tabla 4.3.19

Balloffet desarrolló una ecuación teórica para determinar la máxima carga de presión, h, en un bucket circular de dos dimensiones, asumiendo que el flujo en el bucket es irrotacional.

$$h = d + V1^2/2g\ [1 - (R-d/R)^2] \quad \text{.....(ecuación 4.5)}$$

$$d = q/\sqrt{2gH} \quad \text{.....(ecuación 4.6)}$$

donde

q = descarga por unidad de ancho

V1 = velocidad en el bucket.

R = radio del bucket.

g = aceleración de la gravedad.

Los resultados obtenidos de la aplicación de la fórmula teórica de Balloffet al aliviadero de Yacambú son los siguientes:

CAUDAL (m^3/seg)	Altura piezométrica(m.c.a)
100	4.540
200	9.023
400	17.750
700	30.270
1000	38.610
1200	49.690

Tabla 4.3.20

La predicción analítica de la distribución de presiones que se esperan en el deflector indica que se puede obtener presiones altas, alcanzando valores de casi 50 mts. para la descargas mayores, es decir 1.200 m^3/seg. Sin embargo no se debe olvidar que muchos parámetros que intervienen en la distribución de presiones en el deflector no se consideraron en este análisis teórico (por ejemplo la V del rápido); es entonces recomendable el estudio de las presiones a lo largo del deflector mediante el modelo hidráulico, determinándose el rango de presiones que se generan, tomando en cuenta los efectos tridimensionales del flujo, y será posible estimar la presión justo en el labio del deflector, donde la experiencia mundial indica una caída súbita de la presión.

Trayectoria del chorro. La trayectoria del flujo saliendo de un flip bucket depende principalmente del ángulo del labio θ, y la velocidad de salida V_o. Sin tomar en cuenta la resistencia del aire, la trayectoria puede ser determinada por las ecuaciones para el lanzamiento de proyectiles. La distancia recorrida desde el labio del aliviadero, L_o, es:

$$L_o = he\ sen2\theta + 2\cos\theta\ [he(he\ sen^2\theta + Y1)]^{0.5}$$

(ecuación 4.7)

donde

he = carga de velocidad en el labio, (pies).

Y1 = distancia vertical entre el labio del bucket y el área de impacto.(ver figura 4.3.7)

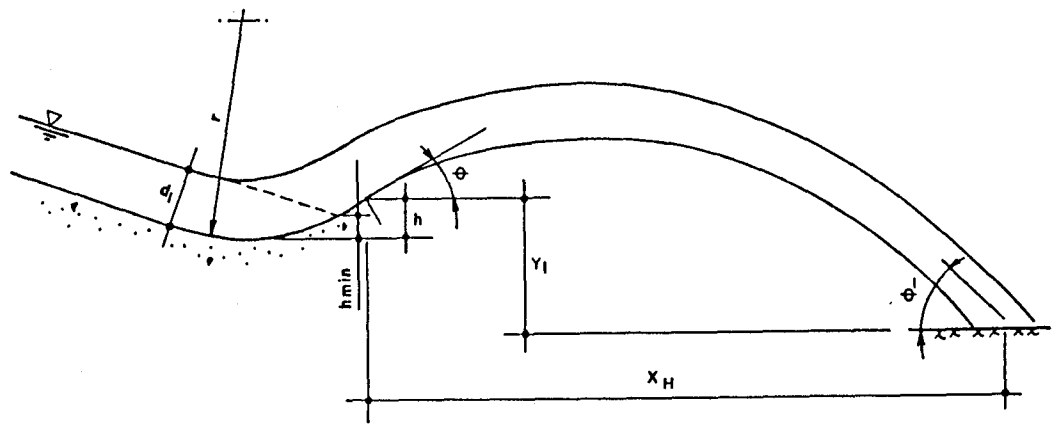


FIGURA Nº 4.3.7 - PARAMETROS USADOS EN EL DISEÑO DEL DEFLECTOR

Si Y1 tiene un valor igual a cero la ecuación 4.7 se reduce a

$$L_o = V^2/2g \text{ sen}2\theta \quad \text{.....(ecuación 4.8)}$$

El ángulo θ es seleccionado para una distancia deseable L_o, y el ángulo de entrada en la corriente de agua. Con un ángulo excesivo, la componente vertical de la velocidad en el punto de entrada puede ser grande y el

chorro puede causar un canal profundo debido a la erosión. Cuando el ángulo se hace plano, la componente de la velocidad horizontal puede ser alta y causará un incremento en el arrastre aguas abajo y en la velocidad.

Ecuaciones y pruebas en modelos de trayectorias de chorro demuestran el efecto de resistencia del aire. Kawakami presentó resultados de algunas investigaciones en prototipo sobre trayectorias de flujo en un flip bucket e introdujo un coeficiente para estimar la resistencia del aire (k). Mediante el uso de la figura 4.3.8, es fácil la consideración de la resistencia del aire en la trayectoria del chorro.

Siguiendo este patrón teórico se estimó la longitud del chorro del aliviadero de Yacambú para las diferentes descargas estudiadas:

CAUDAL (m^3/seg)	Longitud del chorro (m)
100	42.016
200	54.839
400	108.540
700	170.910
1000	164.680
1200	211.990

Tabla 4.3.21

Estos resultados serán comparados con los resultados obtenidos por el modelo hidráulico.

Erosión. Muchos trabajos han sido publicados a cerca del complejo proceso de erosión del lecho rocoso de un río bajo la acción de un chorro y establecen que la socavación del lecho rocoso no esta limitada solo a un proceso erosivo, sino que depende más de las posibilidades de generar fisura en la roca debido a las altas presiones dinámicas. El lecho rocoso una vez perturbado y debilitado en su estructura y cohesión por la acción de las fuerzas de presión, es mucho menos resistente a la energía de socavación del chorro.

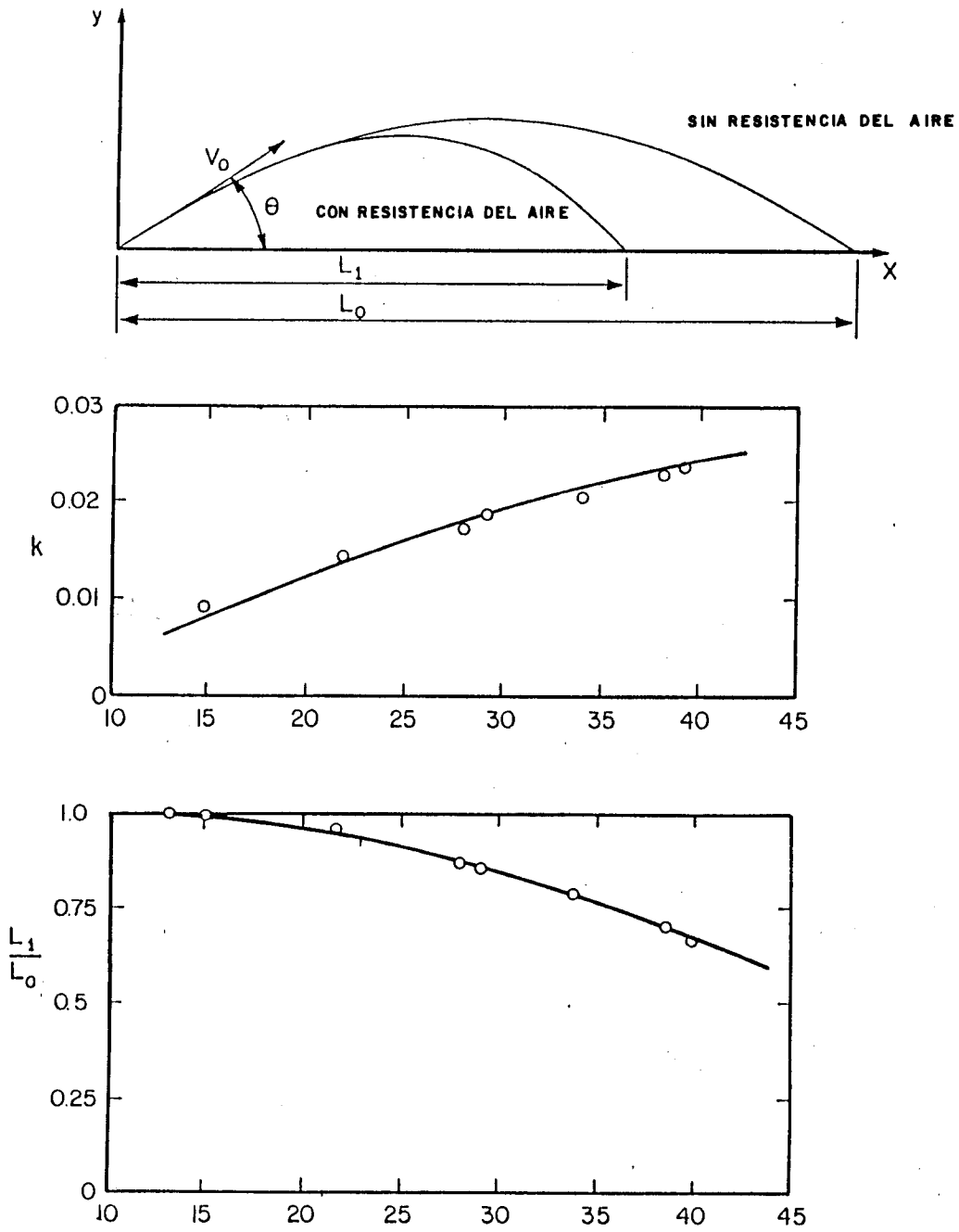


FIGURA Nº 4.3.8 - LONGITUD DEL CHORRO

De acuerdo a lo expresado por algunos autores existirán cuatro fases sucesivas durante el siglo de erosión aguas abajo del salto de ski.

a.- transformación del lecho cohesivo en no cohesivo, generando numerosos bloques de tamaños diversos

b.- despegamiento de bloque por efecto de las presiones fluctuantes

c.- arrastre de bloque por efecto de la corriente ascendente

d.- movimiento de los bloques dentro de la hoya sin aumento de la profundidad de erosión.

Sin embargo, otros autores señalan que la fracmentación por desgaste de los bloques en la fase final del fenómeno tiende a provocar un considerable incremento de la profundidad de la escavación.

Un gran número de relaciones han sido propuestas para estimar la máxima profundidad del socavón, producido por el impacto del chorro. Las ecuaciones de Schoklitch, Veronese, Damle,Martins, Wu, Chee & Kung,Chee & Padiyar tienen todas la siguiente forma general:

$$ds = C\, q^x\, H^y\, \alpha^w / d^z \quad \text{.....(ecuación 4.9)}$$

donde ds es la máxima profundidad del socavón medida desde la superficie del agua en metros, q es el caudal por unidad de ancho en la salida del deflector, H es la altura de caída desde aguas arribas hasta la superficie del agua en metros, d es el tamaño de los materiales en milímetros y α es el ángulo en grados que hace el labio del flip bucket con la horizontal.

El coeficiente C y los exponentes "x", "w","y", y "z", se muestran en la tabla siguiente:

AUTOR	C	x	y	z	w
Schoklitch	4.71	0.57	0.200	0.32	0.0
Veronese	1.90	0.54	0.225	0.00	0.0
Damle	0.65	0.50	0.500	0.00	0.0
Martins	1.50	0.60	0.100	0.00	0.0
Wu	1.18	0.51	0.235	0.00	0.0
Chee&Kung	2.22	0.60	0.200	0.10	0.1

Tabla 4.3.22

Es evidente que la profundidad de la socavación es primordialmente función de la descarga, q. La carga, H, juega solamente un rol secundario y el tamaño de la

partícula y el ángulo del labio,no son particularmente significativos.

5.-ENSAYOS EN EL MODELO HIDRAULICO ESCALA 1:45

5.1 CRITERIOS DE SEMEJANZA DE ESCALA

Reflexionando sobre la naturaleza de las situaciones hidráulicas presentes en funcionamiento del aliviadero, se escogió como criterio de semejanza dinámica el establecido en la igualdad de los números de Froude correspondientes al prototipo y al modelo. La rugosidad del modelo escaló en función de la relación de rugosidades de Manning y la igualdad de los números de Froude. La rugosidad del prototipo se estimó en 0.014 lo cual indicó la necesidad de construir superficies muy lisas tanto en el rápido como en los muros. Esta relación de rugosidades y escalas así determinadas, es solo válida bajo condiciones de independencia entre las acciones de la fricción y el número de Reynolds. Esta independencia es esperable en el prototipo y en el modelo, dependiendo de la escala elegida. Teniendo presente esta limitación y de acuerdo con las limitaciones de altura en las instalaciones del laboratorio de hidráulica, se seleccionó la escala 1:45 para la construcción del modelo con la cual resultan magnitudes hidráulicas que permiten sostener el criterio de semejanza de Froude y la validez de la relación de rugosidades de Manning.

Las relaciones de los diferentes parámetros entre modelo -prototipo se muestran a continuación:

MAGNITUD	RELACION	MODELO	PROTOTIPO
Longitud	Lp=Lm*45	1m.	45 mts.
Velocidad	Vp=√Vm*45	1m/seg.	6.708m/seg.
Tiempo	tp=√tm*45	1seg.	6.708 seg.
Fuerza	Fp=(Fm*45)³	1Kgf.	91.125 Kgf
Pendiente	Sp=Sm	1	1
Caudal	Qp=Qm*45^5/2	1m³/seg.	13.584m³/seg
Presión	Pp=Pm*45	1Kgf/cm².	45 Kgf/cm²
Area	Ap=Am45²	1m²	2.025 m²
Rugosidad	np=nm*45^1/6	0.007	0.014

Tabla 5.1.1

El modelo consta de todos los elementos del aliviadero, de acuerdo al diseño preliminar. En cuanto al canal de aproximación se puede decir que se reprodujo parcialmente la topografía del sitio de embalse con el fin de que los resultados de los experimentos reflejaran con suficiente aproximación, la influencia de distribución de velocidades del flujo de aproximación. En cuanto al acabado

final de los otros elementos del modelo se logró al construirse los muros de material acrílico transparente (plexiglás), y el rápido en concreto, dándole un acabado en base de resinas epóxicas. Con el propósito de observar cualitativamente los efectos erosivos, fue reproducida también la topografía de la zona adyacente al disipador. (ver foto N°1 anexo A.)

5.2 SISTEMA DE MEDICION (REF. 25)

La evaluación de las diferentes magnitudes se realizó de la forma siguiente:

- **Medición de gastos:** Los caudales impuestos, se obtuvieron mediante el uso de la curva de descarga de la compuerta de aducción al modelo, en el cual, conociendo la carga de agua sobre esa compuerta, se conoce el caudal que pasa sobre el aliviadero. La carga se obtuvo mediante la diferencia de lectura entre el nivel de agua del embalse de aducción en m.s.n.m., indicada en un piezómetro, y el nivel en m.s.n.m. de la compuerta de aducción con un error de apreciación de 2mm.(ver figura 5.2.1)

El gasto fue en todo momento verificado por la ecuación de un vertedero rectangular calibrado, instalado aguas abajo de la estructura del modelo. Para evaluar la descarga a través del vertedero rectangular, la ecuación usada es:

$$Q(mod) = 2/3 * Ce * \sqrt{(2g)} * be * he^{1.5} \quad ...(ecuación\ 5.1)$$

Para aplicar esta ecuación debe conocerse lo siguiente: la altura efectiva he es igual a h1+kh. Es recomendada una constante positiva igual a 0,001 para

PROYECTO YACAMBU
CURVA DE DESCARGA - VERTEDERO PRINCIPAL
MODELO FISICO ESC. 1:45

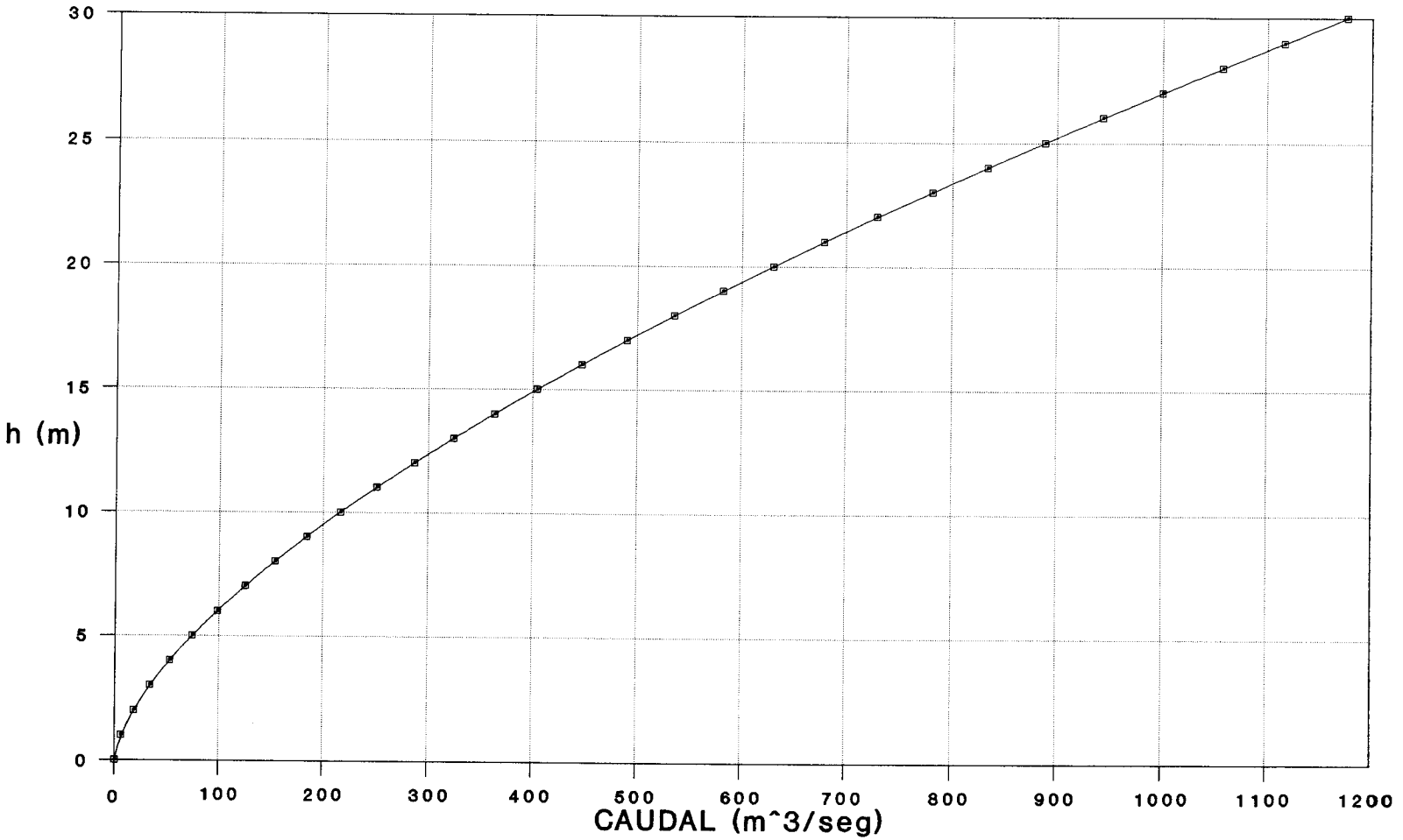


FIGURA 5.2.1

evaluar kh, para todos los valores de las relaciones b/B y h1/p (ver figura 5.2.2). El ancho efectivo (be), es igual a b+kb. Empíricamente kb es definido como una función de b/B dados en la figura 5.2.3. El coeficiente de descarga efectiva Ce es función de las relaciones b/B y h1/p como se demuestra en la siguiente tabla.

VALORES DE Ce COMO FUNCION DE LA RELACION

b/B Y h1/p

b/B	Ce
1	0,602+0,075*h1/p
0.9	0,599+0,064*h1/p
0.8	0,597+0,054*h1/p
0.7	0,595+0,030*h1/p
0.6	0,593+0,018*h1/p
0.5	0,592+0,011*h1/p
0.4	0,591+0,0058*h1/p
0.3	0,590+0,0020*h1/p
0.2	0,589-0.0018*h1/p
0.1	0,588-0,0021*h1/p
0.0	0,587-0,0023*h1/p

Tabla 5.2.1

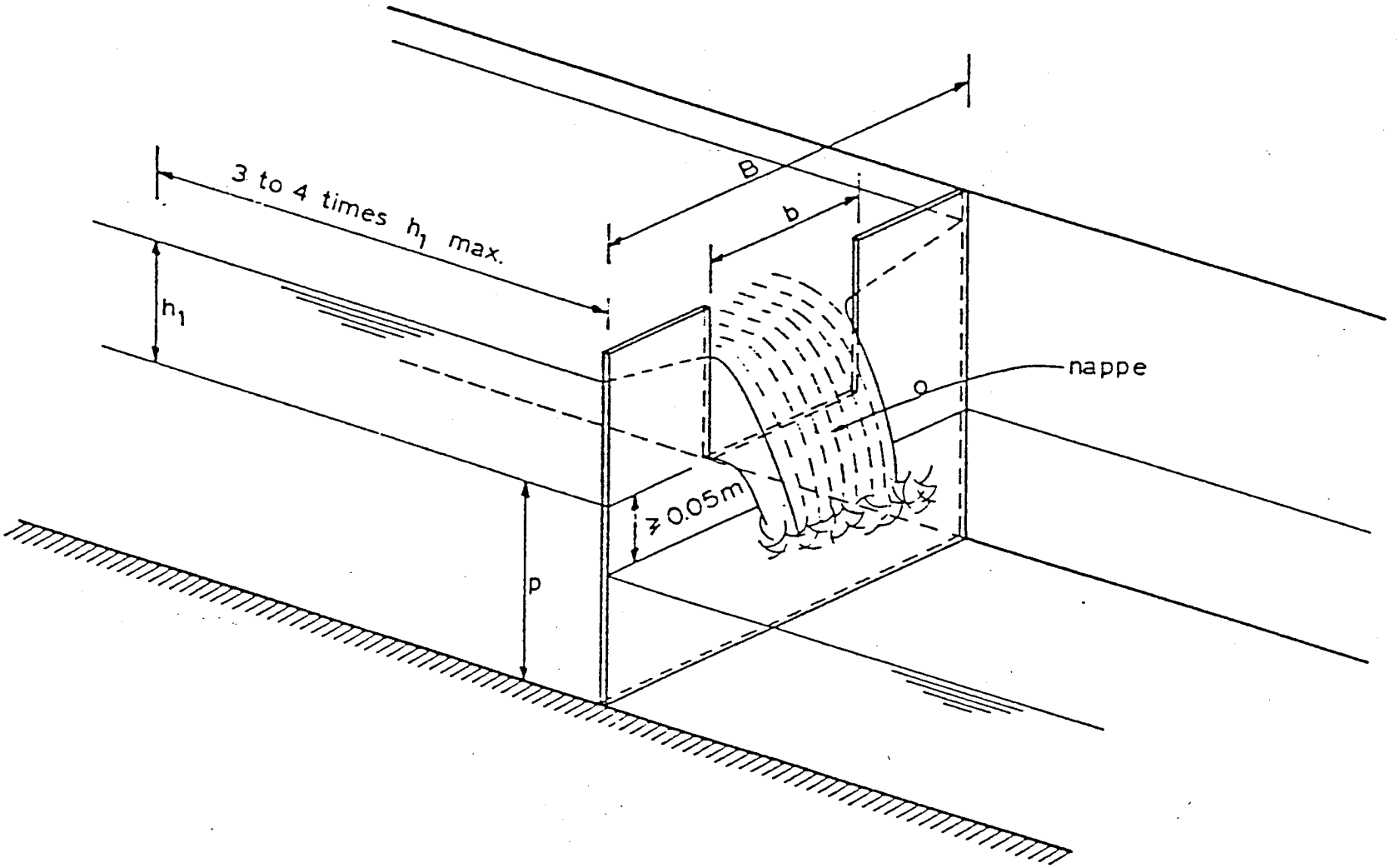


FIGURA Nº 5.2.2 – VERTEDERO RECTANGULAR

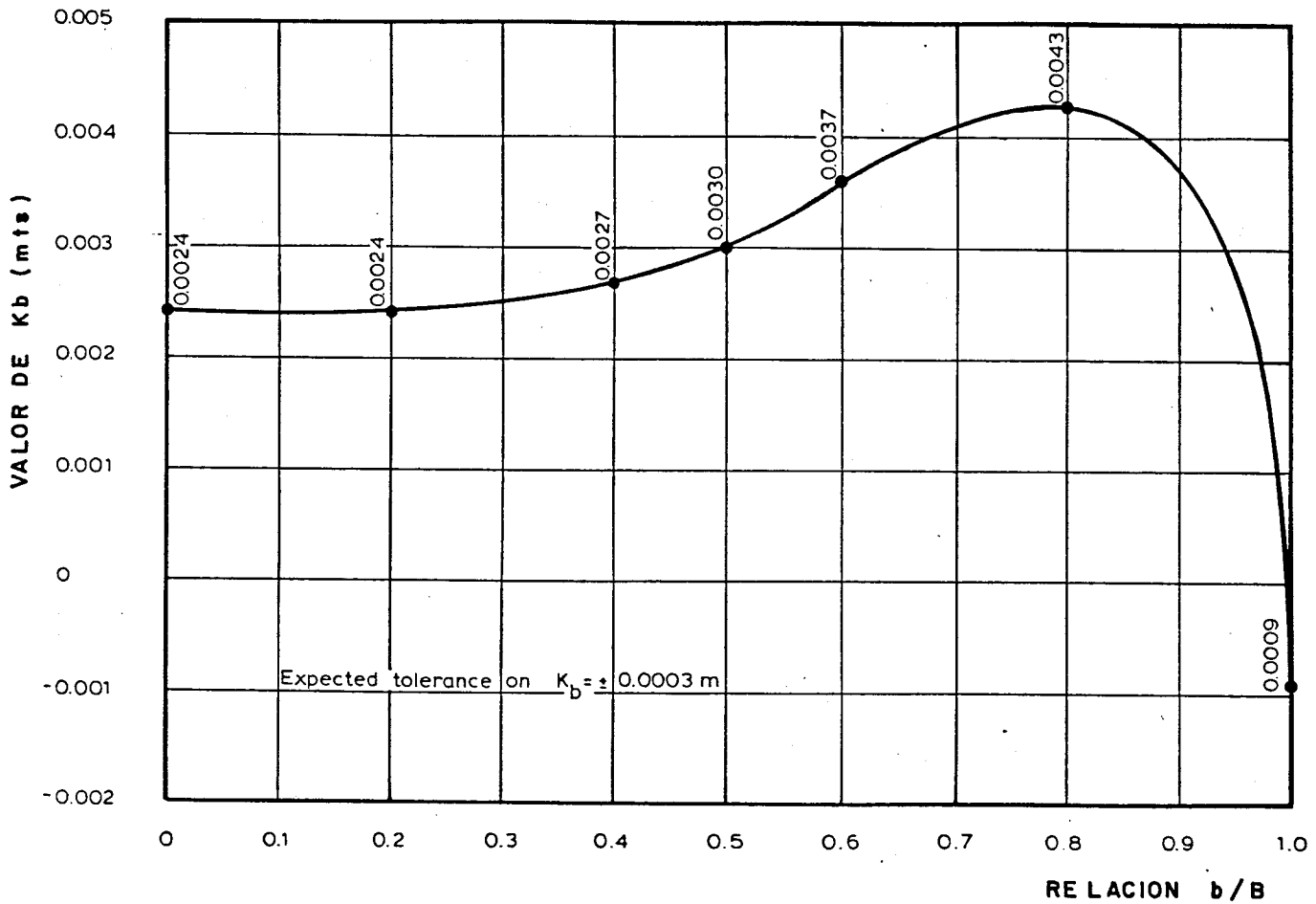


FIGURA Nº 5.2.3 — VALORES DE Kb EN FUNCION DE b/B

El vertedero rectangular para el modelo de Yacambú tiene finalmente las siguientes características:

p = 0,60	Ce = 0,589-0,0018*h1/p
b = 0,50	he = h+0,0010
B = 2,5	be = b+0,0024

Usando estos valores se obtiene la curva de descarga para dicho vertedero. (ver figura 5.2.4)

- **Altura de presiones:** para la determinación de estas magnitudes se utilizaron un banco de 126 piezómetros de vidrio y las respectivas conexiones a los agujeros piezométricos mediante tuberías de plásticos. Los piezómetros se colocaron uno muy cerca del otro, en un panel donde la lectura del menisco representa la altura de presión alcanzada en el modelo.

- **Niveles de agua:** para esta determinación se utilizó un medidor de punta. Para mayor precisión, se emplearon instrumentos topográficos para realizar las lecturas. Los niveles de agua adyacentes a los contornos laterales, se determinaron mediante regletas, debidamente acotadas y topograficamente niveladas, que se colocaron en los muros del modelo.

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
CURVA DE DESCARGA
VERTEDERO RECTANGULAR

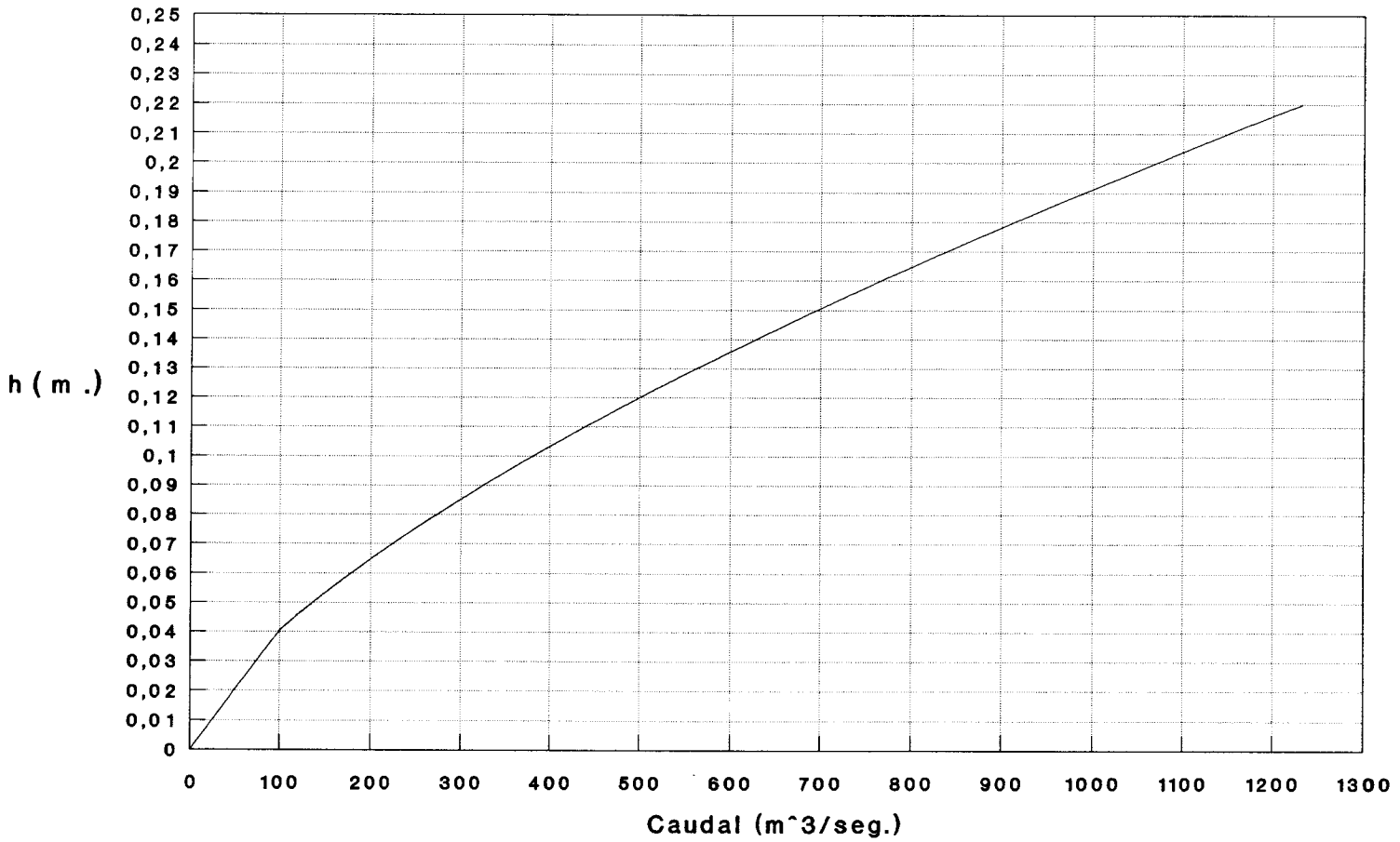


FIGURA 5.2.4

5.3 ENSAYOS REALIZADOS

Una vez construido el modelo físico del Aliviadero, a escala 1:45, con la geometría original del proyecto, se estudió el aliviadero mediante la siguientes fases:

- Verificación del diseño original.

- Mejoramiento sin cambios sustanciales del diseño original.

Para el estudio experimental del aliviadero de Yacambú, se procedió a descargar sobre el modelo optimizado los caudales equivalentes a 1200, 1000, 700, 400, 200, y 100 m^3/seg. Se determinó en cada caso:

- El nivel de la superficie de embalse.

- Las alturas piezométricas correspondientes a piezómetros ubicados a lo largo del eje central del aliviadero y a lo largo de los muros.

- Los niveles de agua en los muros derechos e izquierdos del aliviadero así como en el eje del mismo.

- La longitud del chorro.

- Análisis cualitativo de la socavación aguas abajo del deflector.

A continuación se analizan los resultados obtenidos para los distintos niveles de embalse estudiados.

5.3.1 Condiciones del flujo de aproximación.

En el modelo hidráulico se puede observar claramente, que el flujo a la entrada del aliviadero es perpendicular a la línea base del vertedero y esto se refleja en la uniformidad del nivel de la superficie del agua.(ver foto N° 2 anexo A).

5.3.2 Mejoramiento de la geometría original de la transición.

a.- Geometría Original.

Se observa que el obstáculo ubicado al final de la zona de transición entre la cresta y el rápido de 0.55 m de altura no funcionaba como elemento inductor de flujo sub-crítico en la transición, para variaciones del caudal entre 40 y 1000 m^3/s, formándose una gran sobreelevación del flujo en el eje de la transición y posteriormente una expansión de éste inmediatamente aguas abajo del obstáculo hasta chocar con los muros, produciéndose un rebose continuo sobre éstos.

b.- Cambio de la altura del control.

Se procedió en primer término al ensayo en modelo físico de un obstáculo de altura 1.5 m. Este obstáculo sí garantizó la formación del resalto hidráulico en la zona de transición para caudales entre 50 y 1000 m^3/s, sin afectar la capacidad de descarga del aliviadero. El flujo para esta condición es muy perturbado, produciéndose ondas a todo lo largo del aliviadero para rangos de caudales entre 200 y 1000 m^3/s, esta condición de operación es indeseable.

c.- Altura del control 2.8 m.

Esta nueva altura, además de garantizar la permanencia del resalto hidráulico, no afecta la capacidad de descarga del aliviadero hasta un caudal de 700 m^3/s. Para ésta altura de control se pudo observar que aunque existe una mejoría en las condiciones generales del flujo, todavía éste es muy perturbado generándose ondas a lo largo del aliviadero, lo cual sigue siendo una condición de operación indeseable.

d.- Control de 2.8 m. de altura y tacos disipadores.

Esta alternativa tiene como finalidad mejorar las condiciones de aproximación del flujo al control, para tal fin se ubicaron en el modelo hidráulico unos tacos disipadores tal como se indican en las figuras 5.1 y 5.2.

Los ensayos realizados para caudales entre 50 y 400 m^3/s mostraron un comportamiento adecuado, desde el punto de vista de formación de ondas. Para caudales entre 400 y 700 m^3/s el comportamiento del flujo es mejor, si se compara con las alternativas anteriores, pero todavía se observan perturbaciones y ondas sobre el obstáculo. Para el rango de caudal entre 700 y 1000 m^3/s, se puede observar una mejoría en las condiciones generales del flujo debido

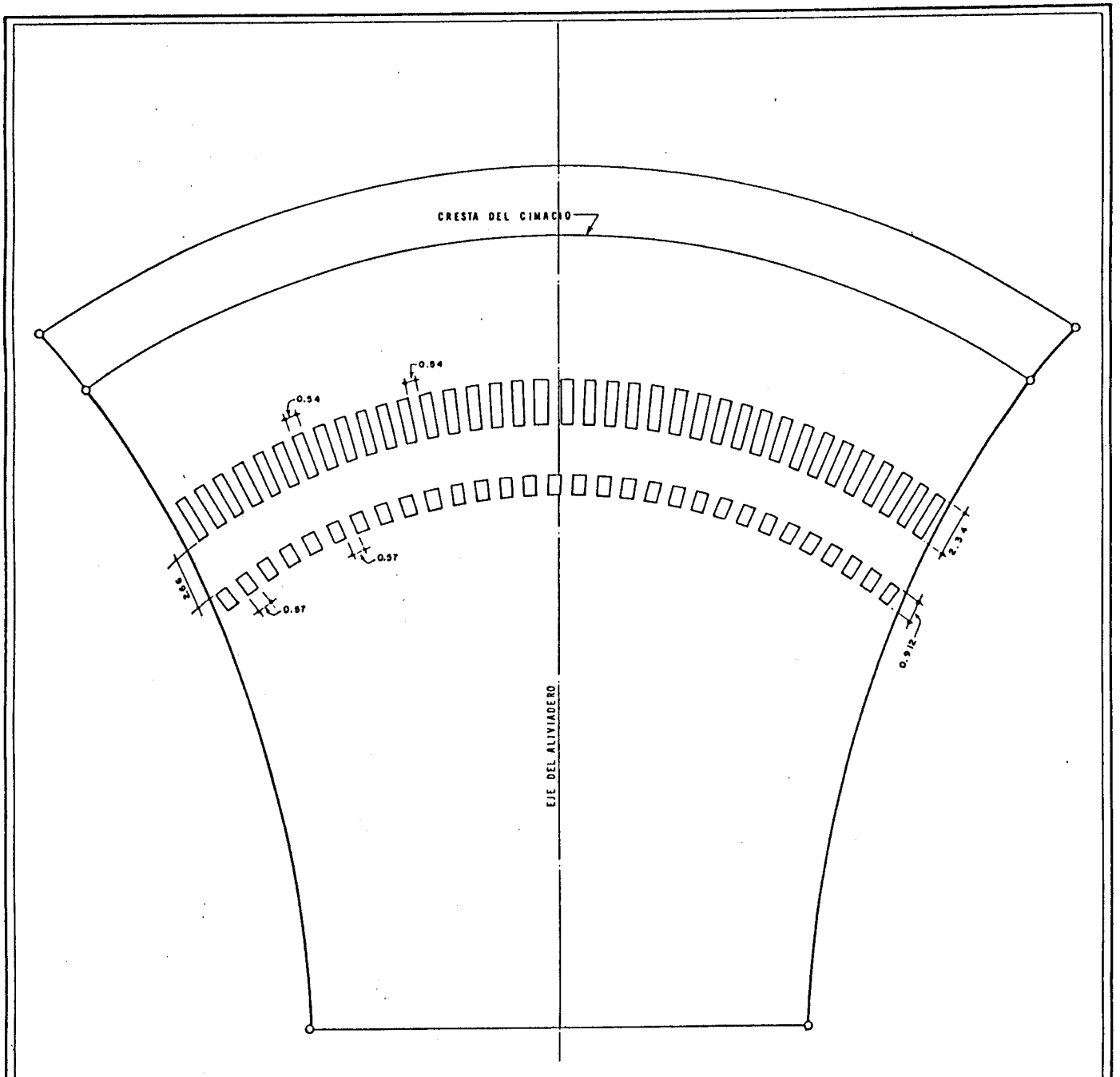


FIGURA Nº 5.1 - PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
PLANTA MODIFICADA

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO

PERFIL MODIFICADO

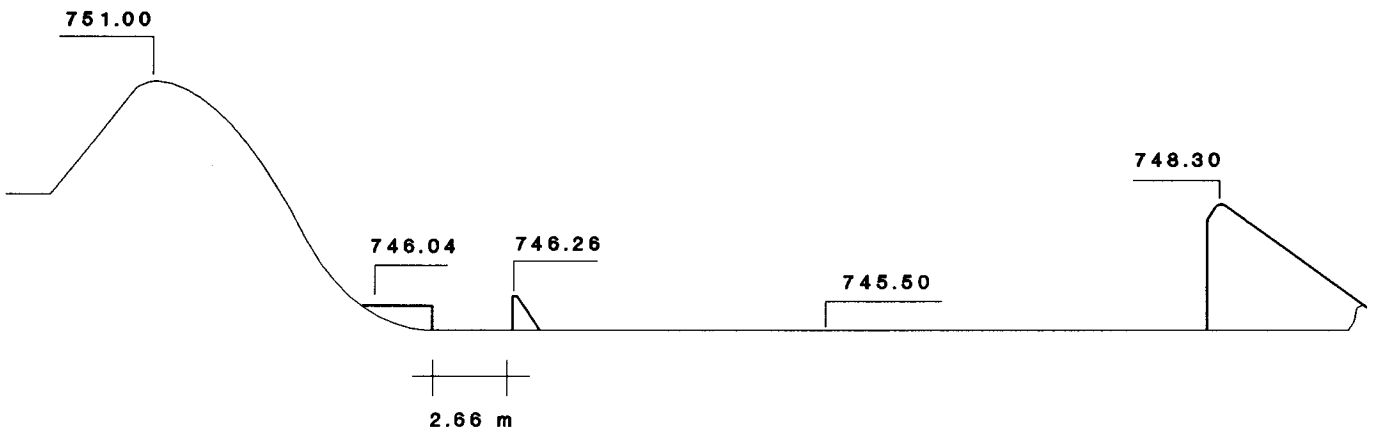


FIGURA 5.2

a que comienza a sentirse un efecto de sumergencia del obstáculo sobre la cresta del aliviadero.

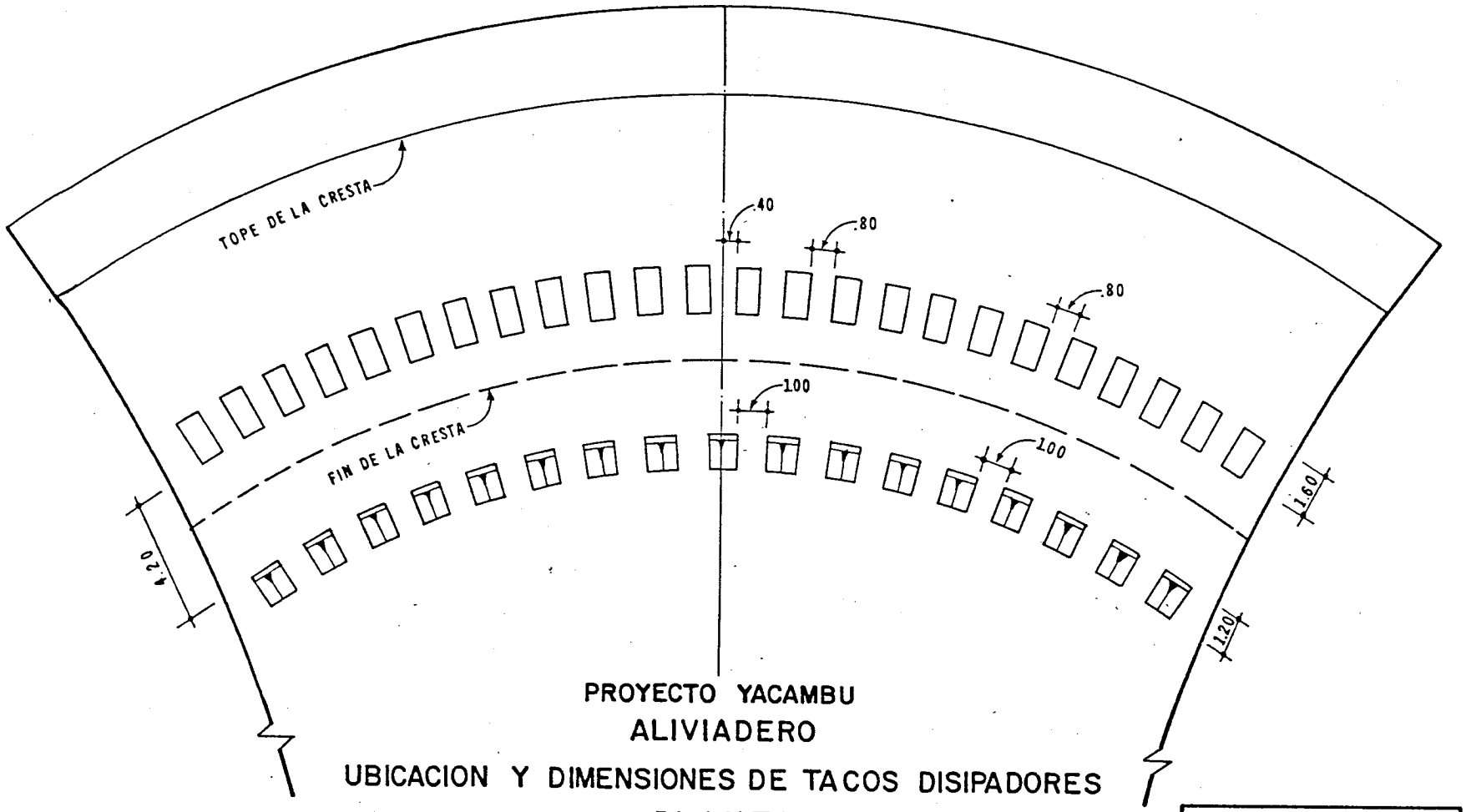
En vista de estos resultados, se planteó un nuevo esquema de los tacos disipadores cambiando sus dimensiones y su distribución al pie de la cresta (ver figuras 5.3 y 5.4).

e.- Control de 2.8 m. de altura con modificación de tacos.

Los ensayos del control de 2.8 m de altura con tacos produjeron las mejores condiciones hidráulicas para toda la gama de caudales en estudio (de 0 a 1200 m^3/s), presentando un flujo muy tranquilo y más uniforme en la entrada del rápido.

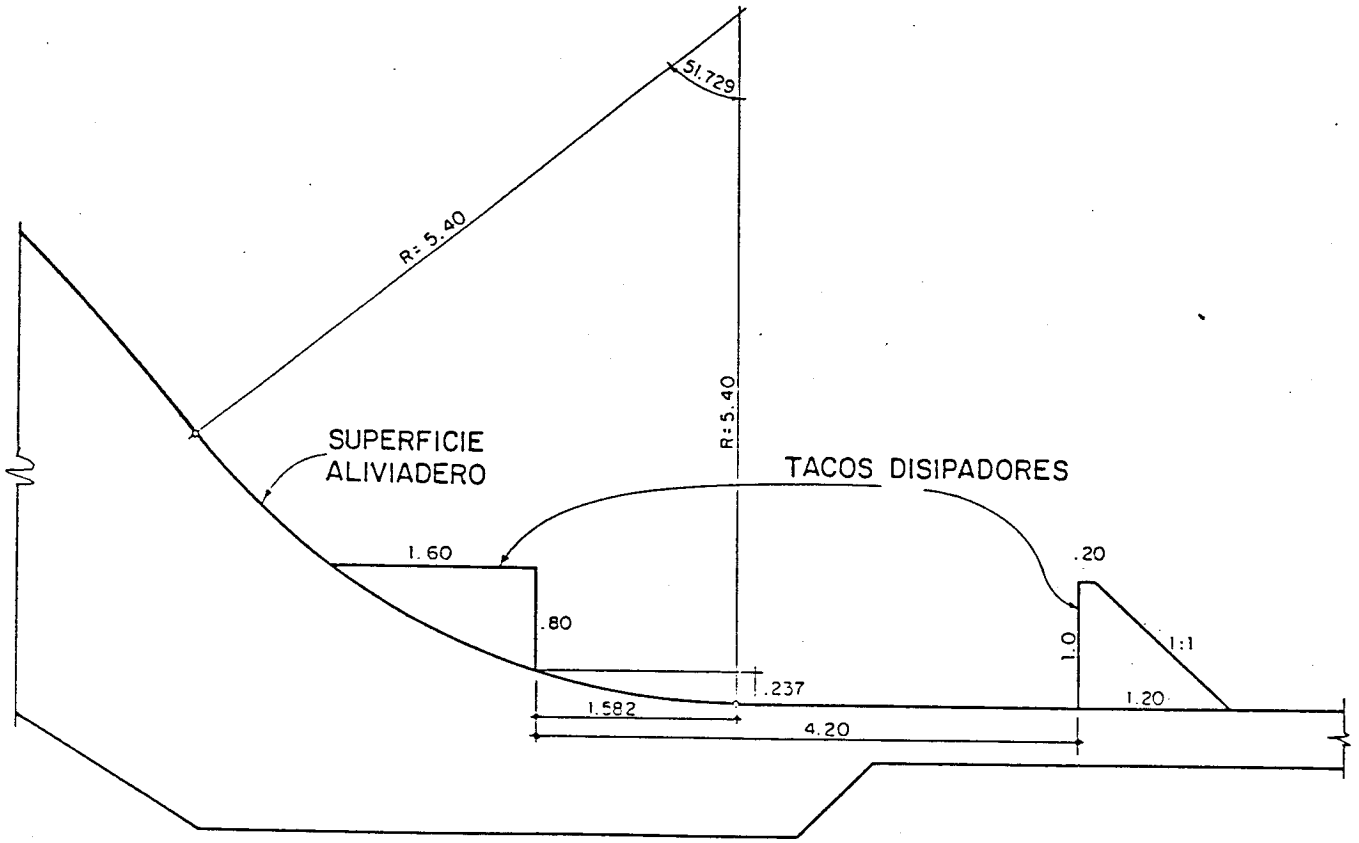
En la figura 5.5 se muestran los niveles del agua (promedio) en la zona de transición para un caudal de 1200 m^3/s con y sin tacos disipadores, siendo ambas curvas iguales debido a que la sumergencia prevalece sobre los niveles de agua.

También se puede ver en la figura 5.6 que para un caudal de 100 m^3/s las condiciones del flujo son bastante tranquilas notándose un flujo uniforme en toda la zona de



PROYECTO YACAMBU
ALIVIADERO
UBICACION Y DIMENSIONES DE TACOS DISIPADORES
PLANTA

FIGURA Nº 5.3



PROYECTO YACAMBU
ALIVIADERO
UBICACION Y DIMENSIONES DE TACOS DISIPADORES
CORTE

FIGURA Nº 5.4

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DEL AGUA - Q=1200 m3/s
CON Y SIN TACOS
MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

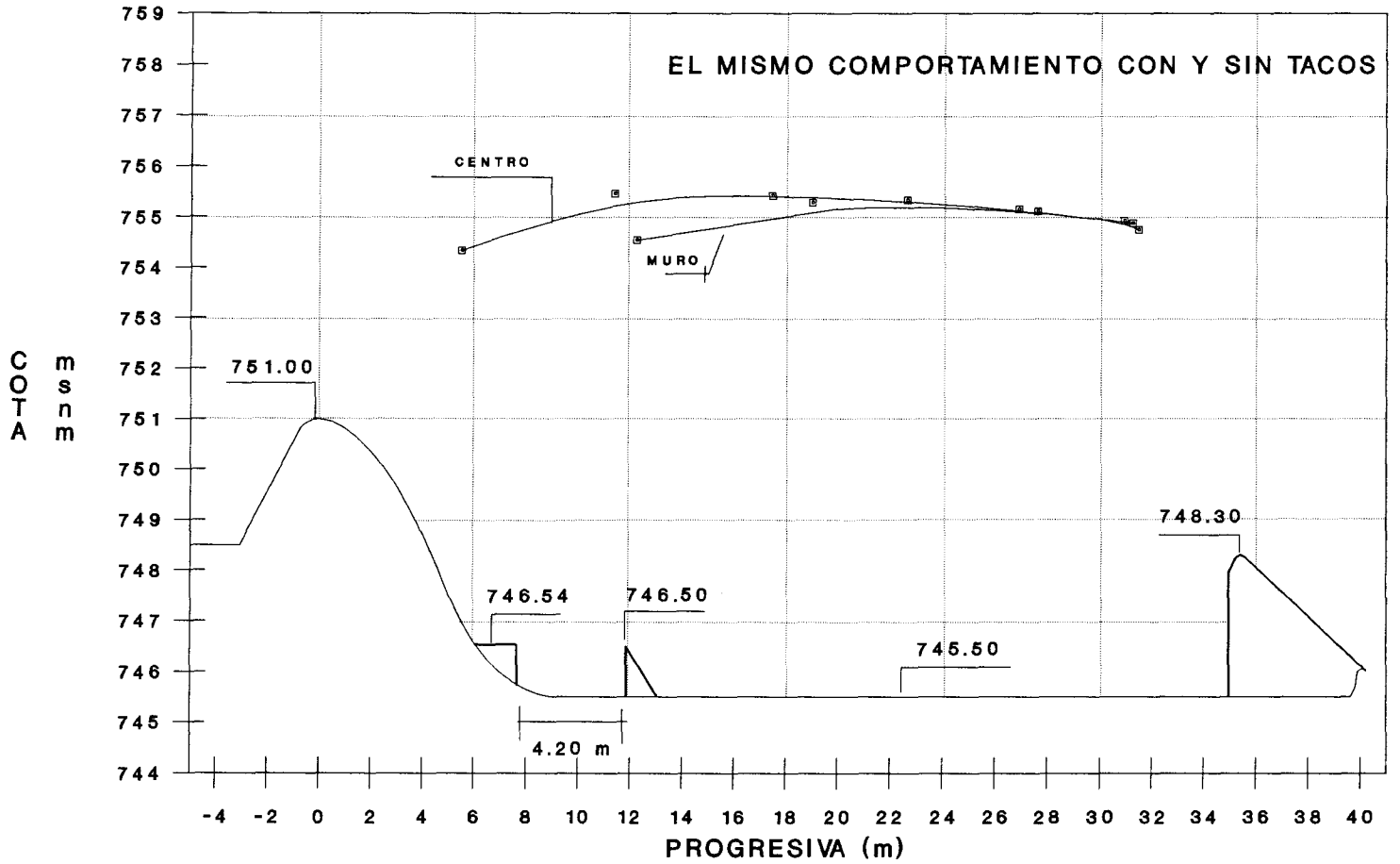


FIGURA 5.5

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DEL AGUA - Q=100 m3/s
CON Y SIN TACOS
MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

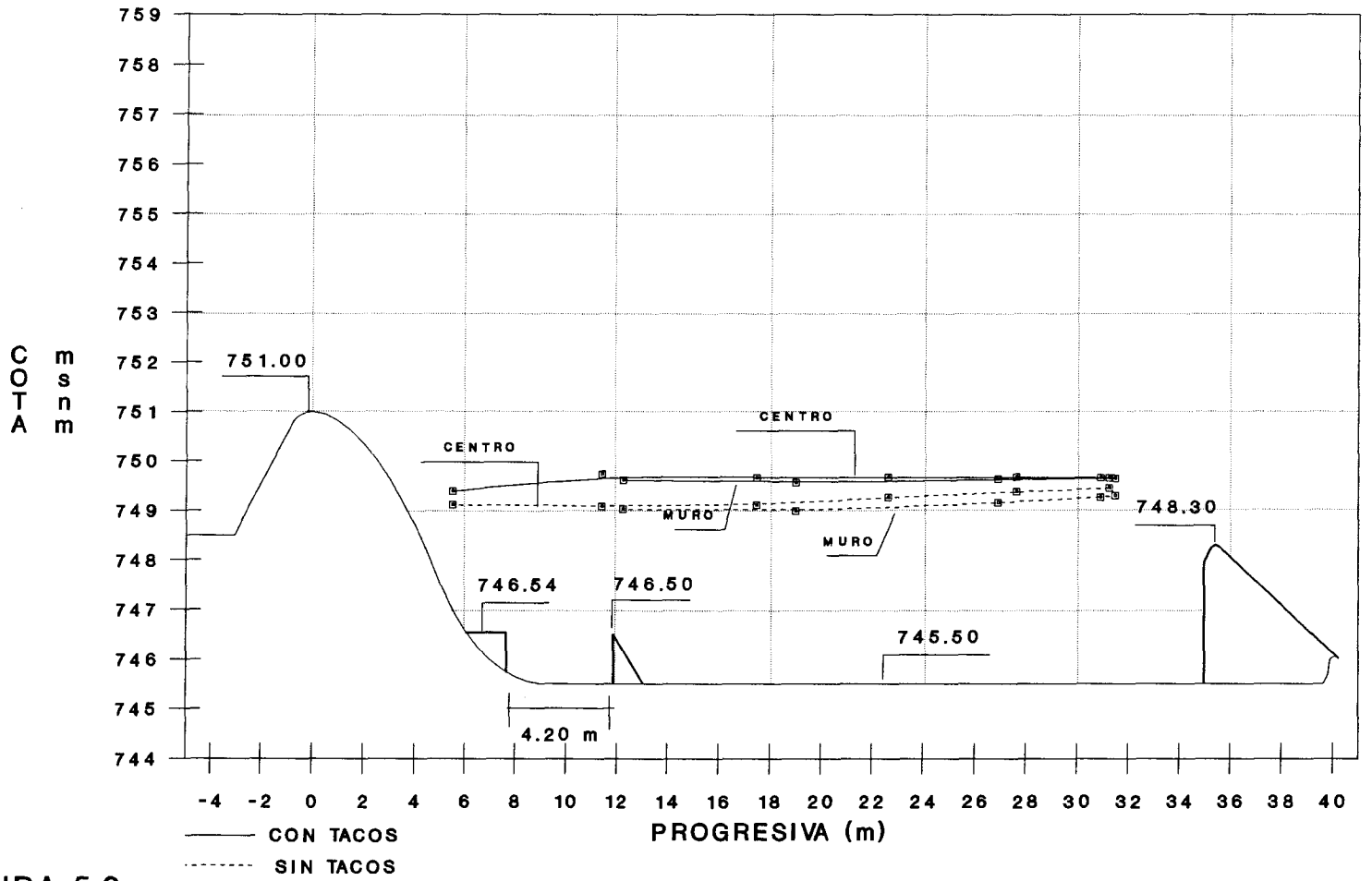


FIGURA 5.6

transición.

En las figuras 5.7 y 5.8 se muestra el comportamiento del flujo en una sección transversal observándose claramente la diferencia en el comportamiento de ambas alternativas.

f.- Tubería de drenaje de la zona de transición.

Una vez que haya cesado el alivio, en la zona de transición se formará un gran colchón de agua debido al elemento de control, por lo que existe la necesidad de drenar estas aguas a través de una tubería de diámetro 24" colocada en el eje del control.

La descarga de esta tubería cuando funciona el aliviadero no presentó ningún efecto anormal sobre las condiciones del flujo en el rápido.

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DE AGUA-TRANSVERSALES AL COMIENZO DEL RAPIDO

CON Y SIN TACOS

MODELO HIDRAULICO ESCALA 1:45

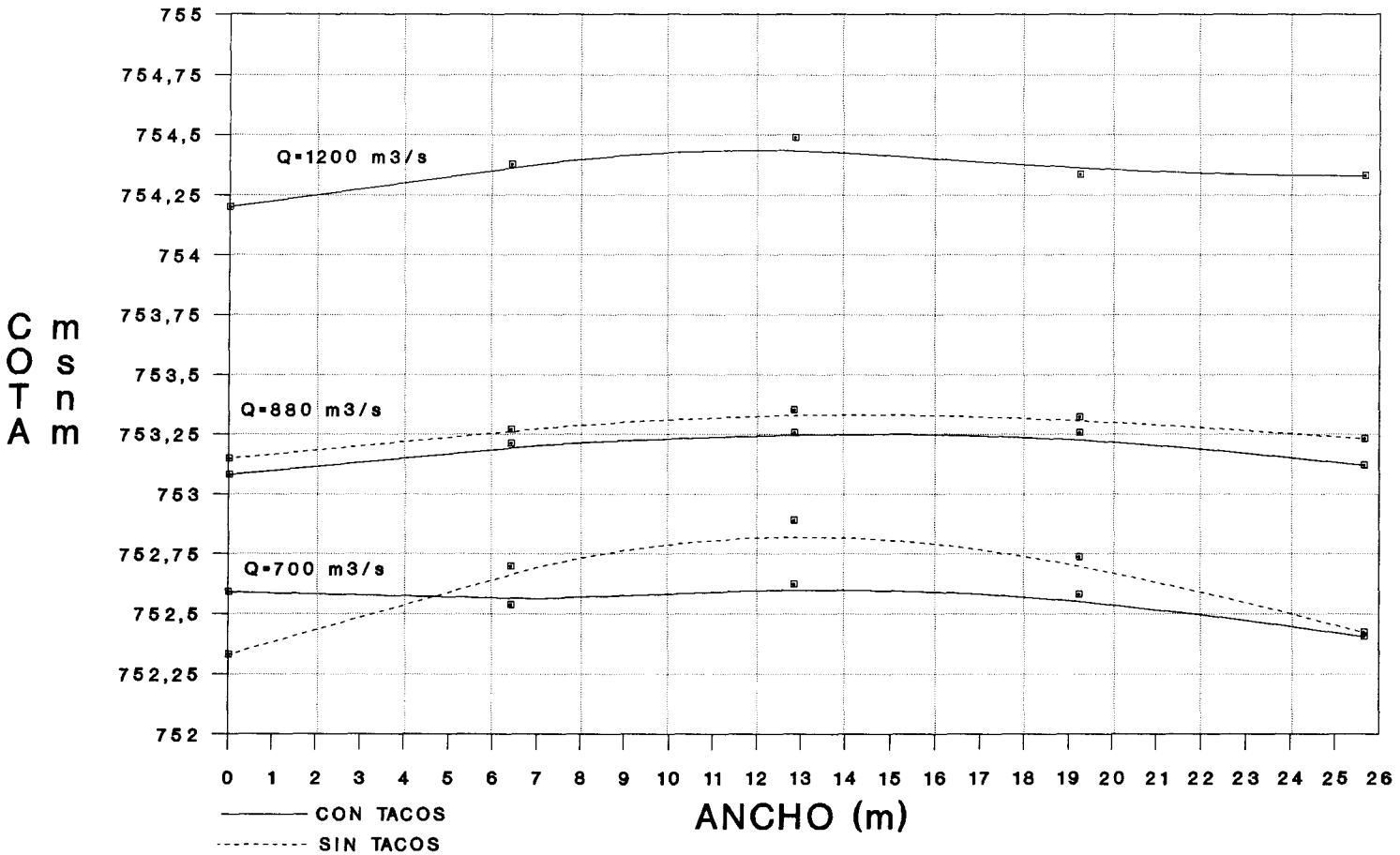


FIGURA 5.7

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DE AGUA-TRANSVERSALES AL COMIENZO DEL RAPIDO

CON Y SIN TACOS

MODELO HIDRAULICO ESCALA 1:45

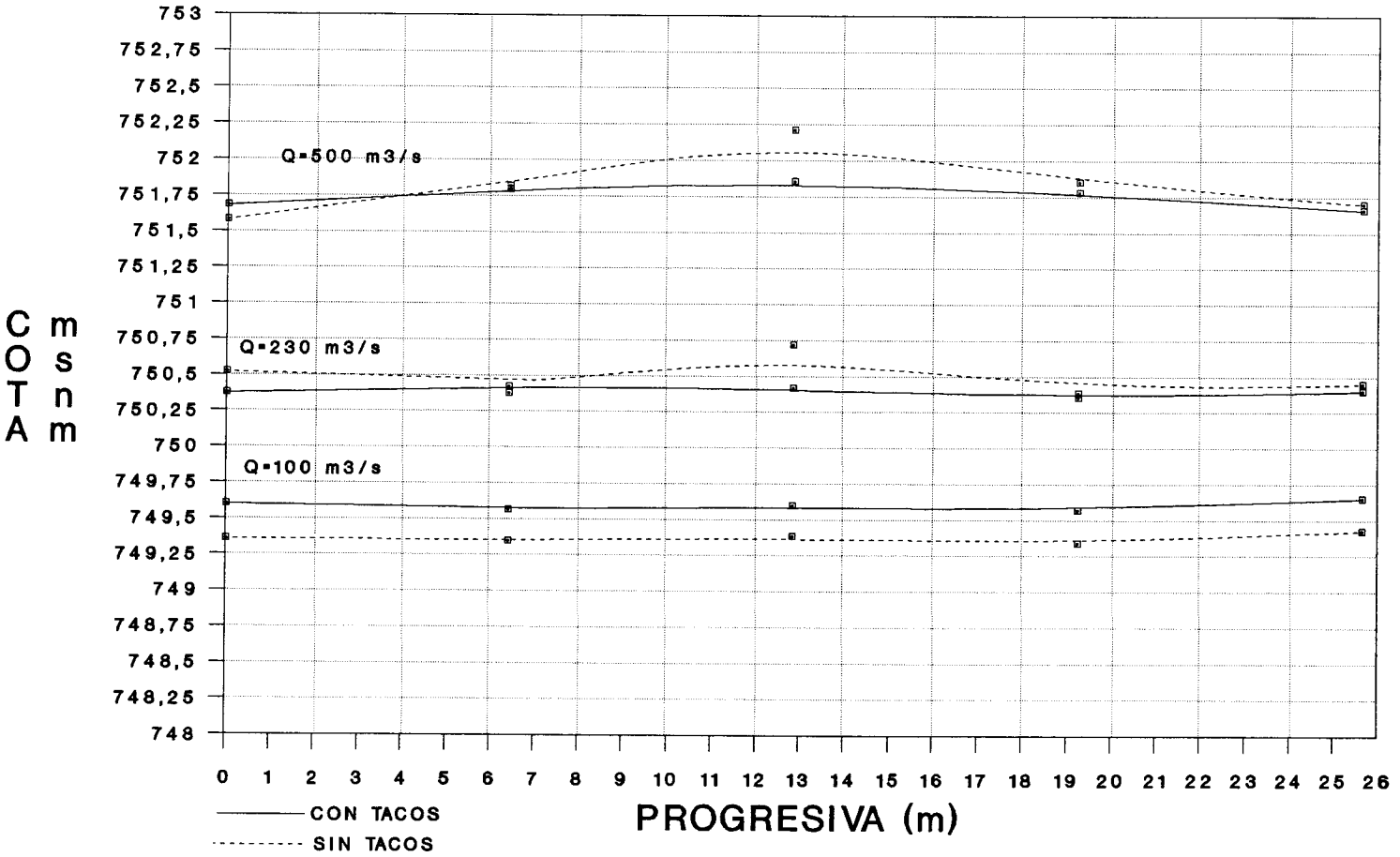


FIGURA 5.8

5.3.3 Curva de gasto.

Se realizó mediante ensayos la curva de gasto para el aliviadero de Yacambú. Si observamos la curva de descarga se deduce que a medida que aumenta el nivel de la superficie del embalse, el incremento en los caudales descargados es cada vez mayor. La figura 5.3.1, muestran las curvas teóricas y experimentales de descargas del aliviadero del proyecto Yacambú; se puede apreciar que la curva experimental está desplazada hacia la izquierda de la curva teórica de descarga, es decir que para un mismo nivel de la superficie de embalse (N.S.E) , el caudal descargado en el modelo físico es menor que el calculado teóricamente. Lo anterior da origen a una diferencia en los niveles de embalse que esta en el orden de los 20 cms. para un mismo caudal. Esta diferencia entre las dos curvas representa una variación entre los resultados teóricos y experimentales. Es de hacer notar que en la operación del modelo físico se pueden incluir errores de medición y aproximación. Sin embargo, el desfase entre ambas curvas resulta lógico si tomamos en cuenta que para la elaboración de la curva teórica, se realizaron simplificaciones y aproximaciones en los cálculos; adicionalmente cabe destacar que muchos efectos tridimensionales son percibidos por el modelo en operación, y estos detalles se escapan del análisis unidimensional hecho para realizar la curva teórica de descarga.

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO FISICO ESCALA 1:45
CURVA DE DESCARGA

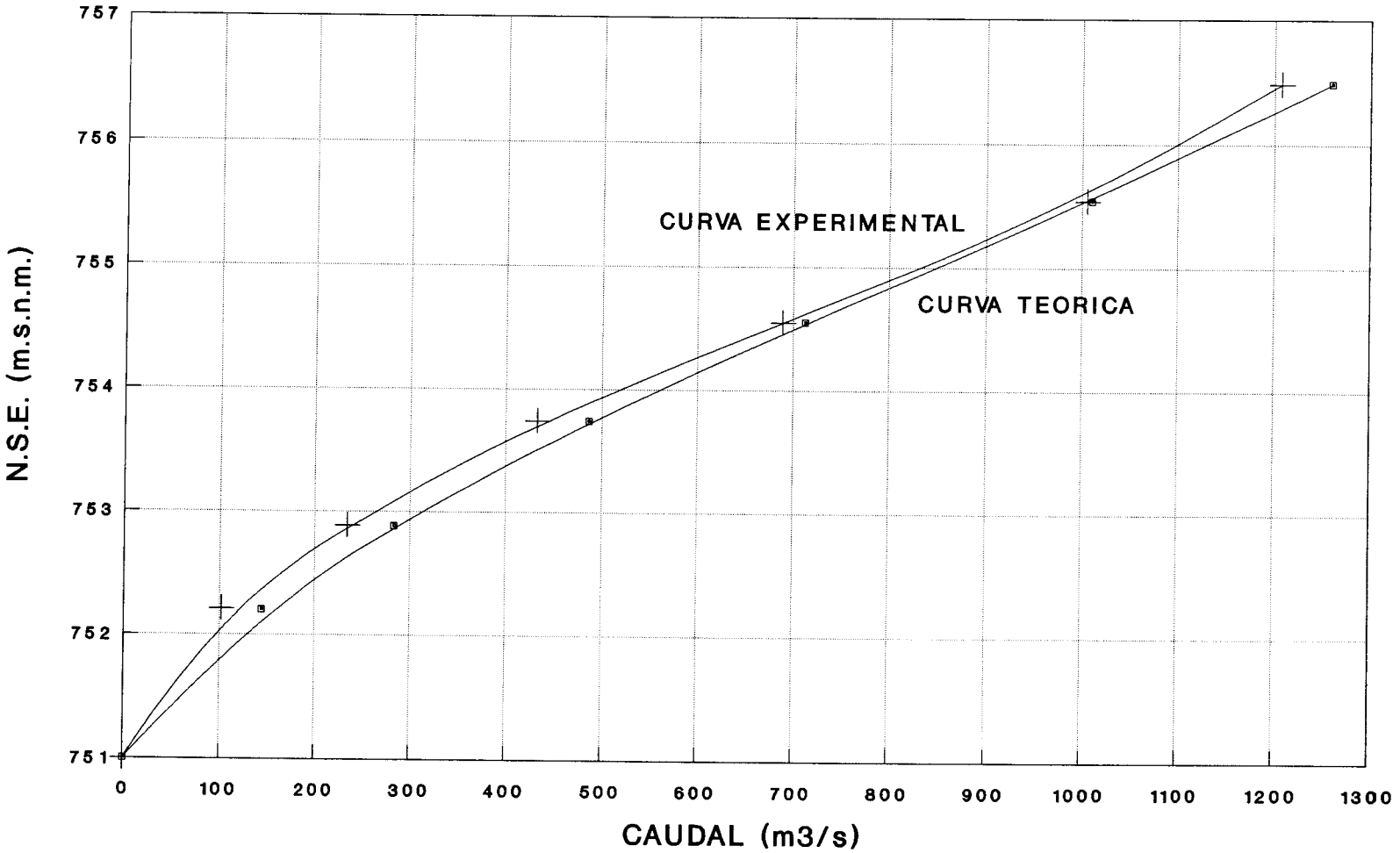


FIGURA 5.3.1

5.3.4 Presiones piezométricas.

Se hicieron mediciones de la distribución de presiones piezométricas a lo largo del eje central y de los muros de encauzamiento, para diferentes caudales de operación. El plano N°1 y N°2 del anexo C, muestra la ubicación de los piezómetros tal como fueron instalados en el modelo, como también se observa la geometría del aliviadero. Este tiene a continuación de la cresta, la zona de transición convergente horizontal, luego el elemento de control y al comienzo del rápido un tramo recto de pendiente 1.7H:1V que se empalma mediante una curva cóncava,con otro tramo recto de pendiente 2.25H:1V el cual finalmente es sucedido por el deflector. Todas estas discontinuidades en la geometría del aliviadero, implican una variación tanto de las presiones como del nivel de agua a lo largo del mismo.

Antes de empezar con el análisis de resultados propiamente dicho es conveniente destacar que el elemento de control en la transición actúa como reductor de energía específica, induciendo la formación del resalto hidráulico en la transición (cresta-rápido). Estudios realizados sobre el campo de presiones en el resalto hidráulico determinan, por resultados experimentales, que la distribución de presiones en el resalto es hidrostática. Es difícil aceptar esta hipótesis, por la intensa mezcla de curvaturas de

flujo y entrada de aire en el resalto. Sin embargo, detallados estudios establecen que la presión debe ser hidrostática, y en paralelo con las profundidades, pudiendo haber divergencia a medida que aumenta el número de Froude. Por otra parte, la distribución de presión sobre la sección se aparta de la configuración hidrostática, si ocurre flujo curvilíneo en el plano vertical. En el flujo cóncavo, las fuerzas centrífugas apuntan hacia abajo para reforzar la acción de la gravedad; así la presión resultante es mayor que presión hidrostática. En el flujo convexo la fuerzas centrífugas apuntan hacia arriba contra la acción de la gravedad, por lo tanto la presión resultante es menor que la hidrostática.

Análisis en la transición cresta-rápido.

En la cresta, se observa para todos los caudales estudiados un descenso súbito de la presión, tal y como era de esperarse, pero en ninguno de los gastos ensayados, se registró presiones negativas en esta zona. Justo al pie de la cresta, las presiones aumentan pudiendo considerar esta zona como cóncava donde el número de Froude disminuye como consecuencia del resalto generado por la sección de control. A continuación de la cresta y del resalto las presiones en la transición convergente, tienen una configuración prácticamente hidrostática hasta llegar al

obstáculo donde la presión decrece repentinamente y se obtienen presiones negativas para todos los ensayos realizados donde la máxima presión negativa alcanza 1.98 mts., pero no llega al límite de cavitación, que se ha fijado para las presiones en el aliviadero en 4 mts . Los resultados indican que las magnitudes de las fluctuaciones de presión crecen con el aumento de la descarga. (ver figuras 5.3.2 a 5.3.13)

Análisis en el rápido y deflector.

Comparando la distribución de presiones a lo largo del aliviadero para diferentes descargas, se puede observar que el comportamiento general de los perfiles de las presiones piezométricas corresponden a los derivados de la teoría; las presiones en curvas cóncavas de alineamiento recto son positivas y aumentan con la descarga. Las presiones obtenidas por el modelo matemático tienen en términos generales, una tendencia hidrostática, resultados que son corroborados por el modelo físico. Sin embargo las diferencias entre ambos estudios se deben básicamente a que en el modelo matemático el flujo asumido es potencial, mientras que en el modelo físico el flujo es real (flujo rotacional y turbulento).

Es necesario resaltar que en el cambio de pendiente

del rápido, se esperaba que la presión aumentara, cumpliendo con las ecuaciones de flujo en superficie curvilíneas. Sin embargo, como se trata de una curva suave y de radio grande las presiones en esta zona no cambian y siguen la tendencia que tenían previo al cambio de pendiente.

En la zona del deflector, se obtuvieron las mayores presiones positivas, presiones en el orden de 39,5 metros, en el centro del deflector; esto es lo que se esperaba por ser zona de mayor carga de velocidad, sumado el hecho de que las fuerzas centrífugas y de gravedad poseen la misma dirección. En general en el flip bucket, la distribución de presiones se comporta según lo indican las ecuaciones teóricas de flujo sobre superficie curvas; las cotas piezométricas son mayores que las cotas de la superficie del agua y aumentan desde el labio del deflector hacia el punto tangente horizontal. Los resultados indican que las presiones son menores al disminuir la descarga. El estudio experimental de las presiones en el deflector resultó ser muy similar a la distribución de presiones obtenidas teóricamente.

En lo que respecta a las presiones a lo largo del labio del deflector se puede observar que las presiones más negativas alcanzan valores de hasta 8,60 metros para una

descarga de 400 m^3/seg. Se puede observar como hay un cambio brusco de la presión cuando el flujo llega al labio del deflector. Para los caudales ensayados se registraron presiones que llegan al límite de cavitación. Esta situación es altamente desfavorable.(ver figuras 5.3.14 a 5.3.25)

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DEL AGUA Y PRESIONES

Q=100 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

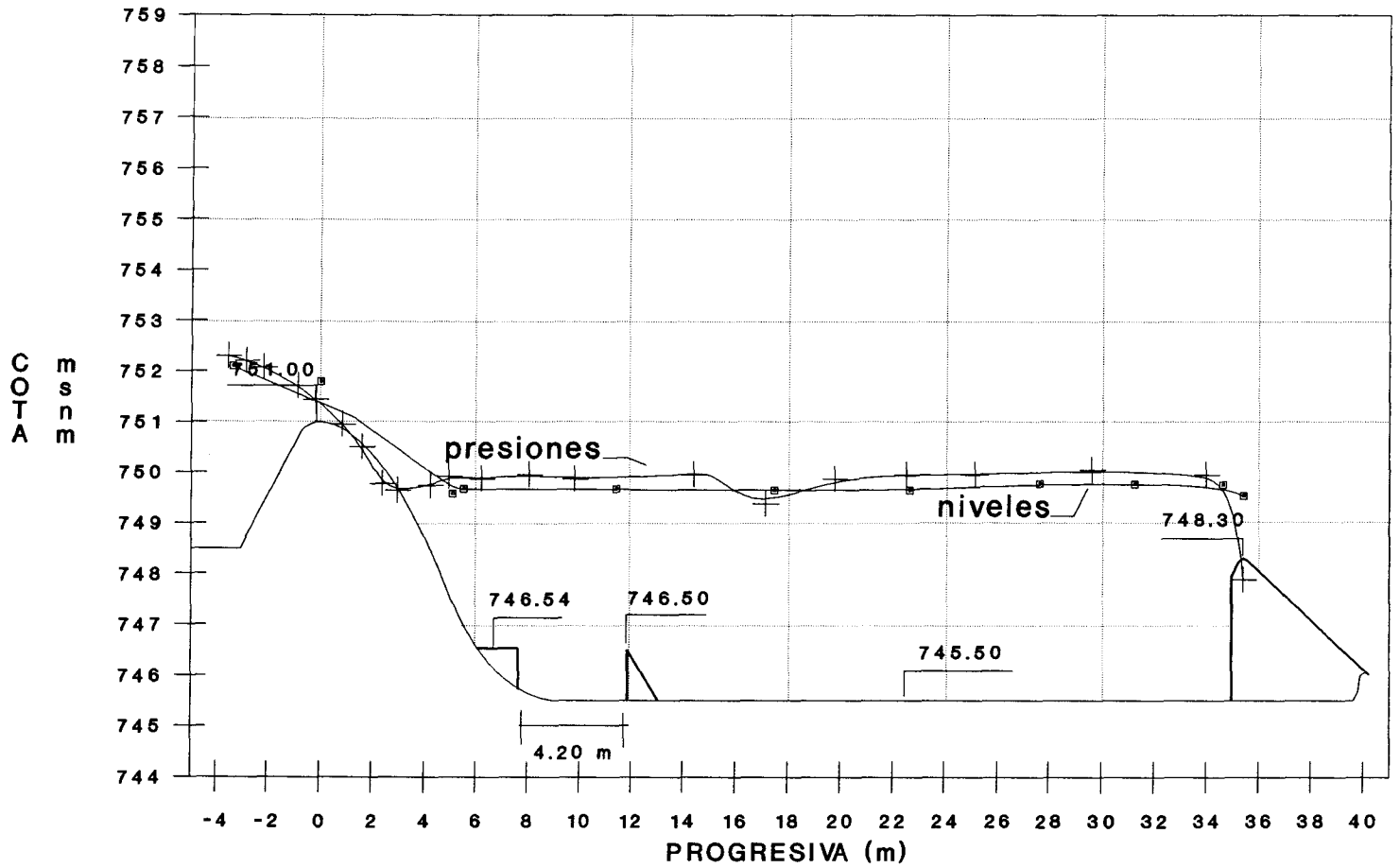


FIGURA 5.3.2

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DEL AGUA Y PRESIONES

Q=200 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

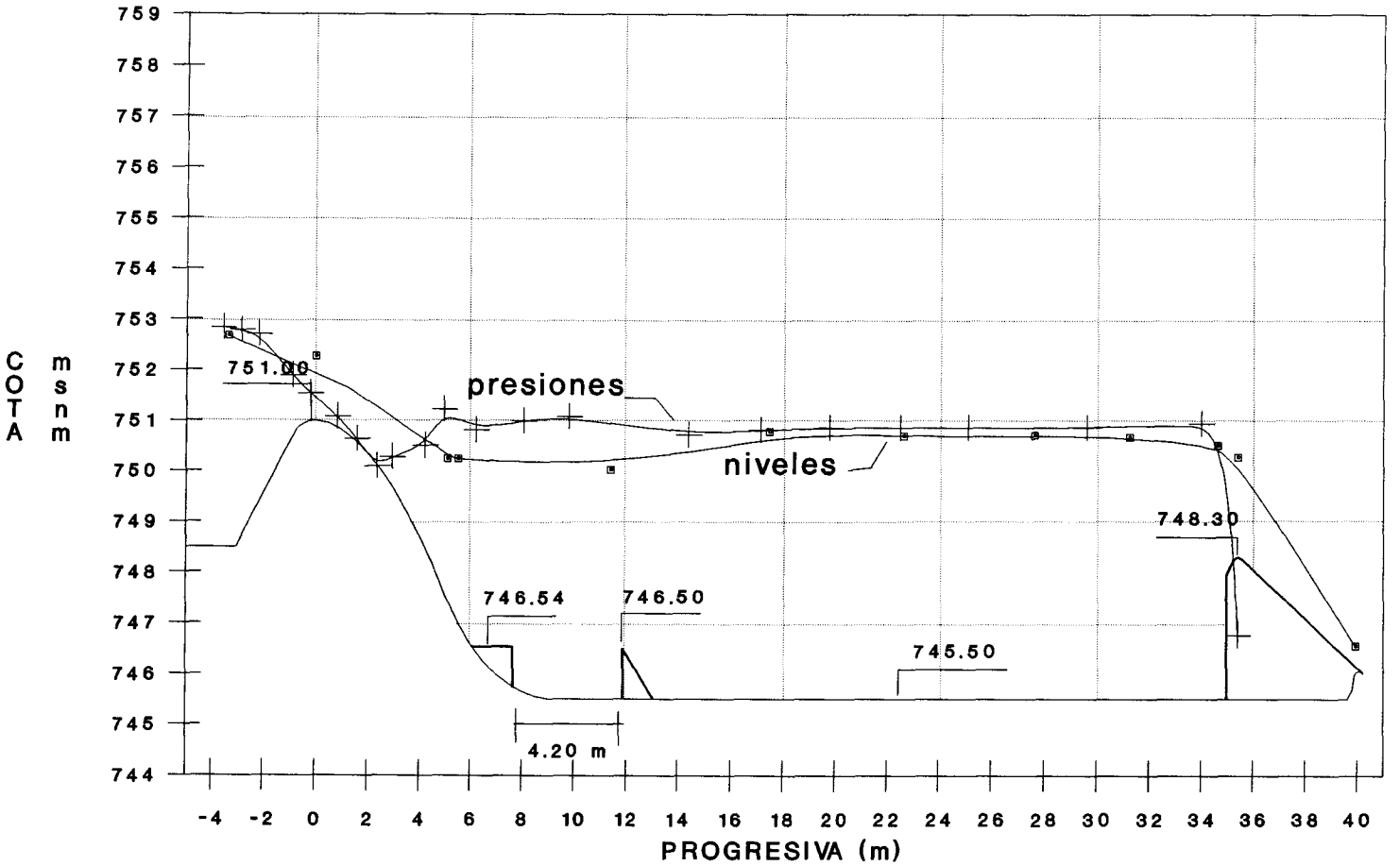


FIGURA 5.3.3

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DEL AGUA Y PRESIONES POR EL EJE

Q=400 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

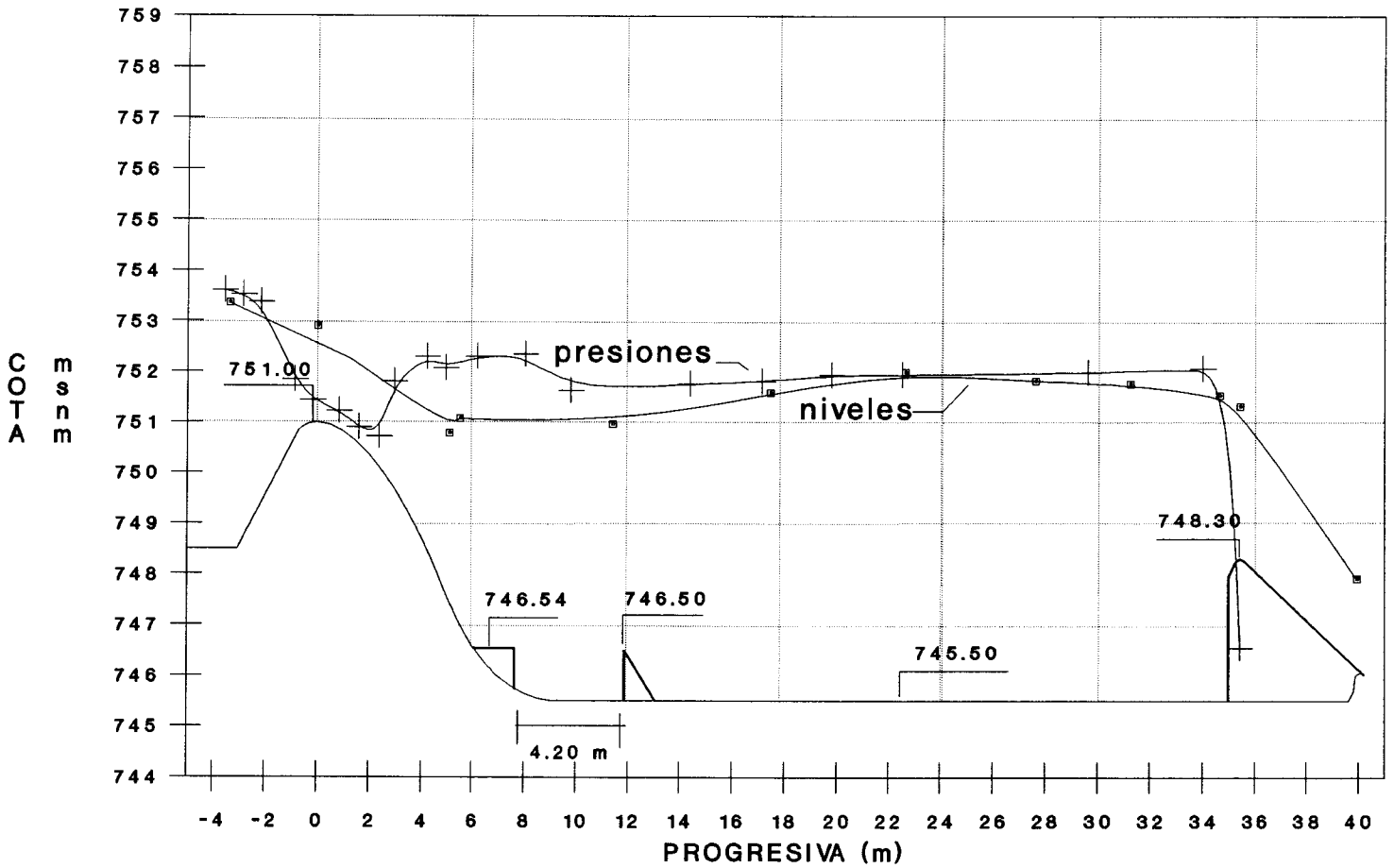


FIGURA 5.3.4

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DEL AGUA Y PRESIONES

Q=700 m^3/seg CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

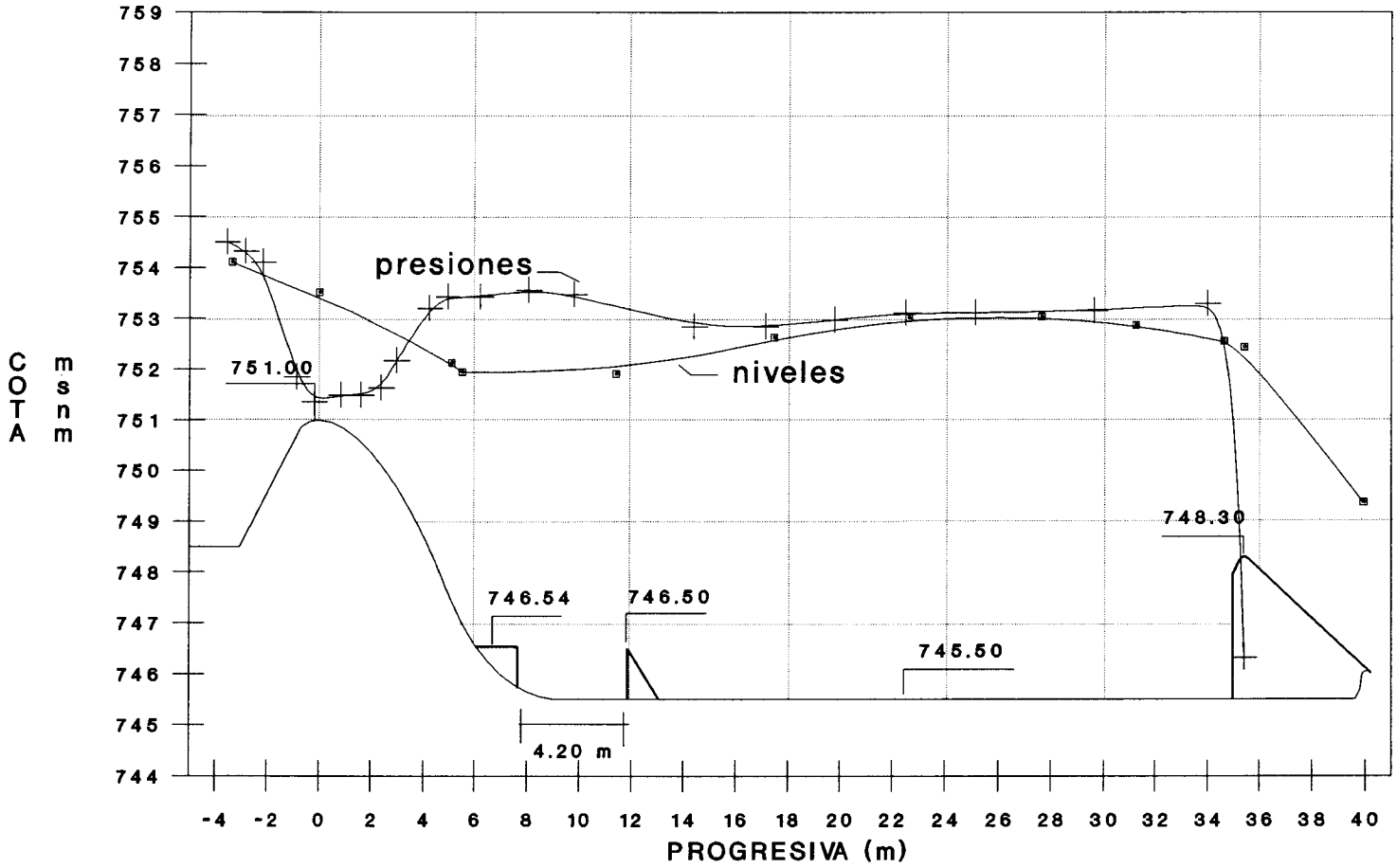


FIGURA 5.3.5

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DEL AGUA Y PRESIONES

Q=1000 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

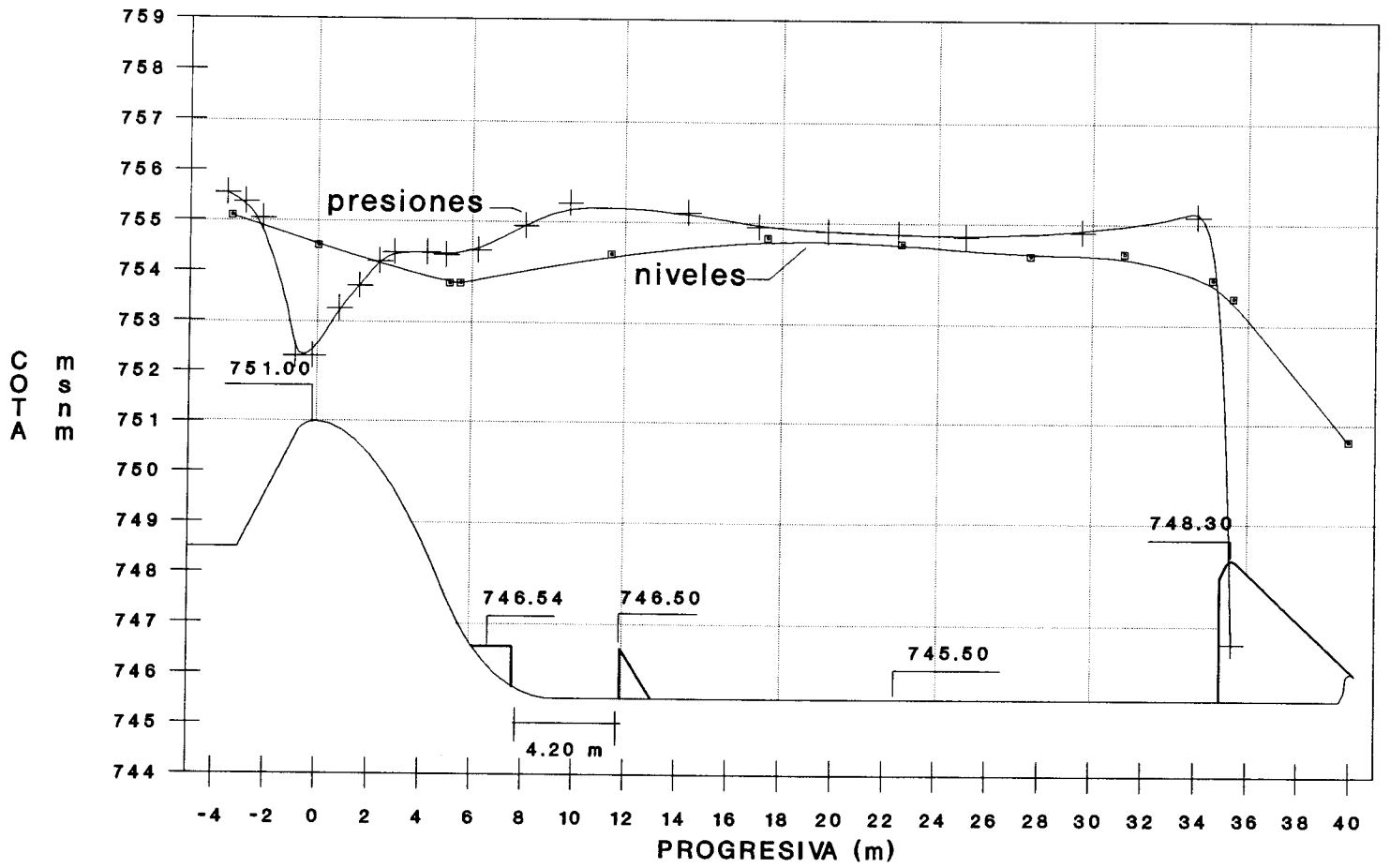


FIGURA 5.3.6

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PERFILES DEL AGUA Y PRESIONES

Q=1200 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

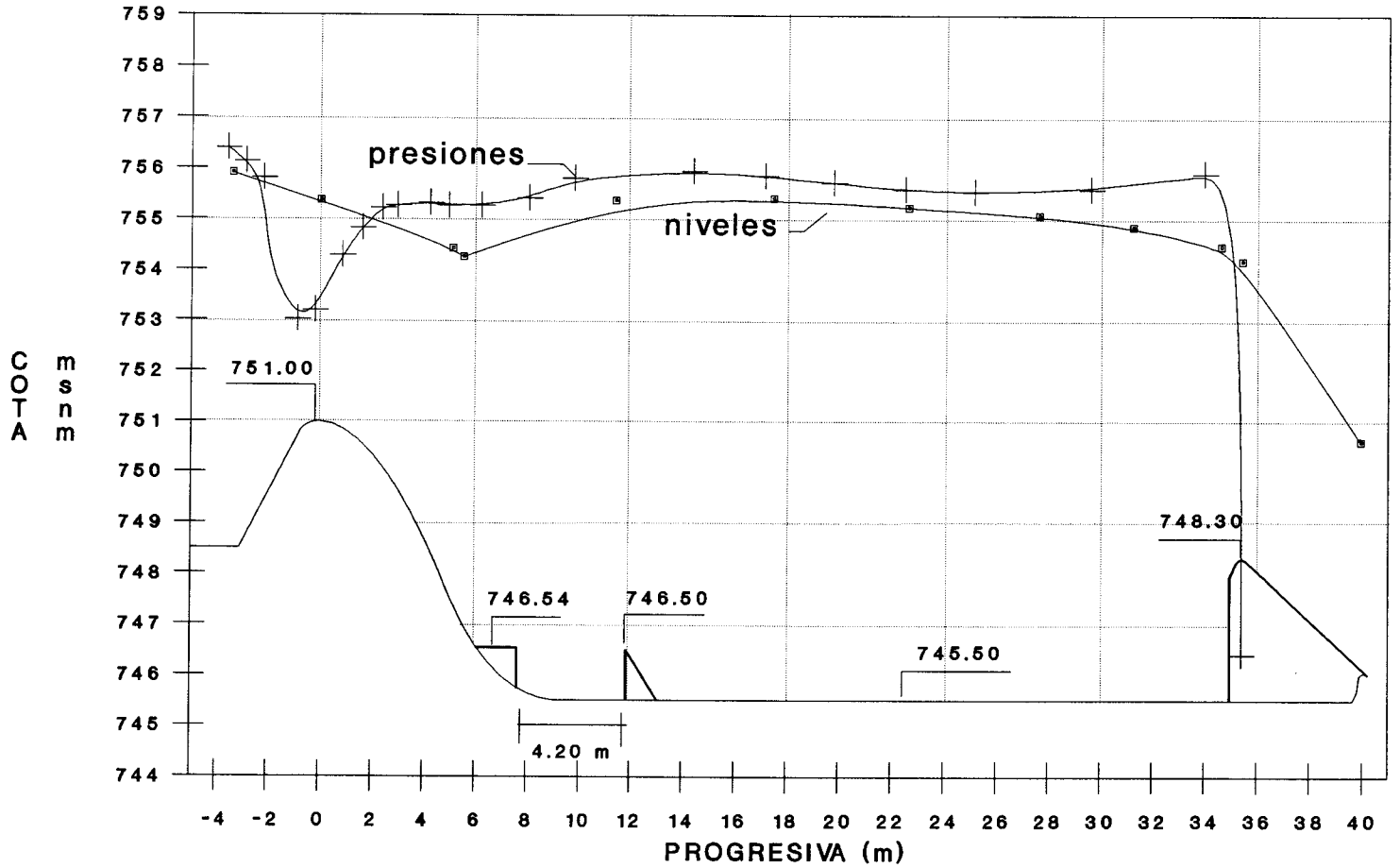


FIGURA 5.3.7

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PRESIONES EN MUROS

Q=100 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

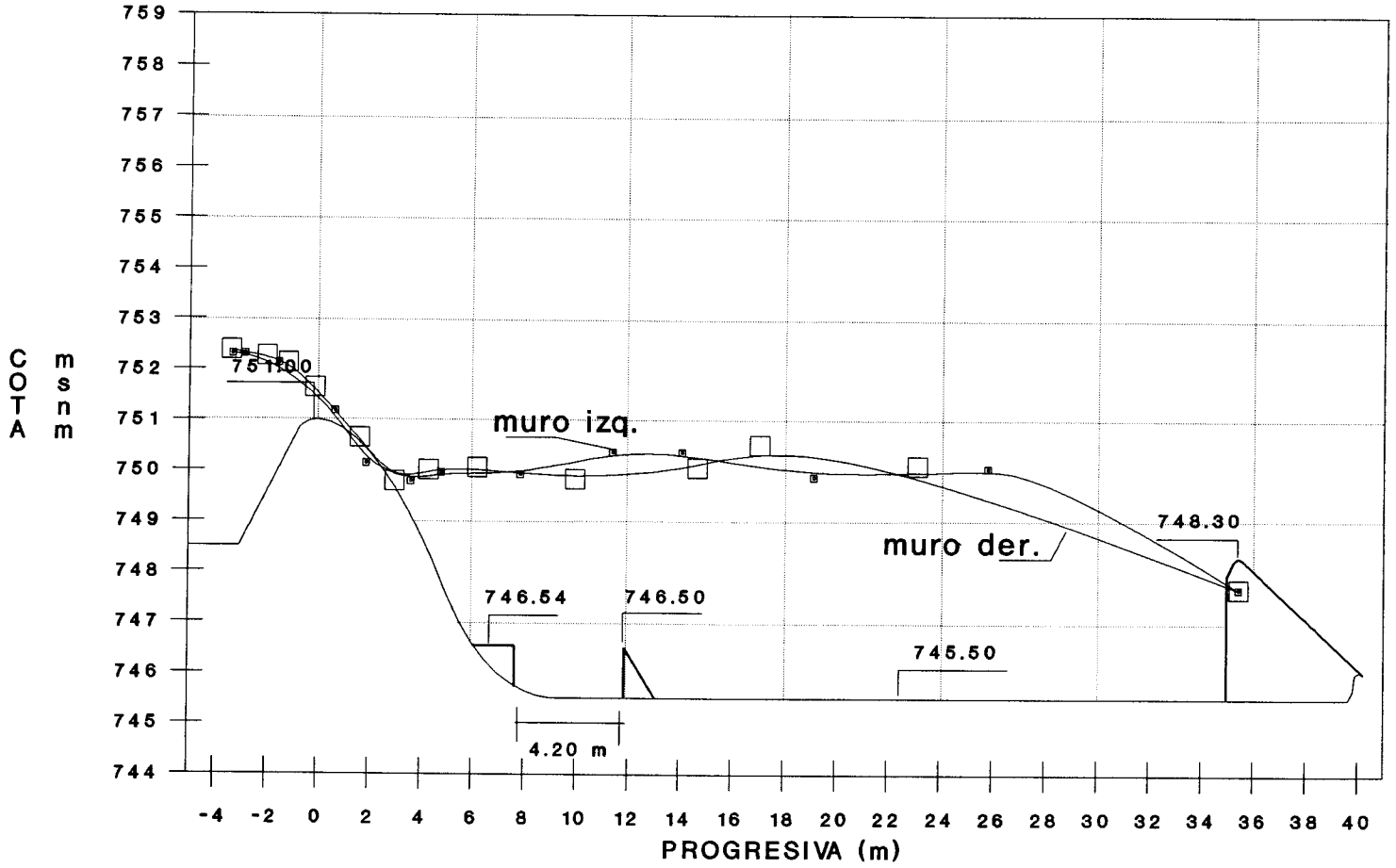


FIGURA 5.3.8

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PRESIONES EN MUROS

Q=200 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

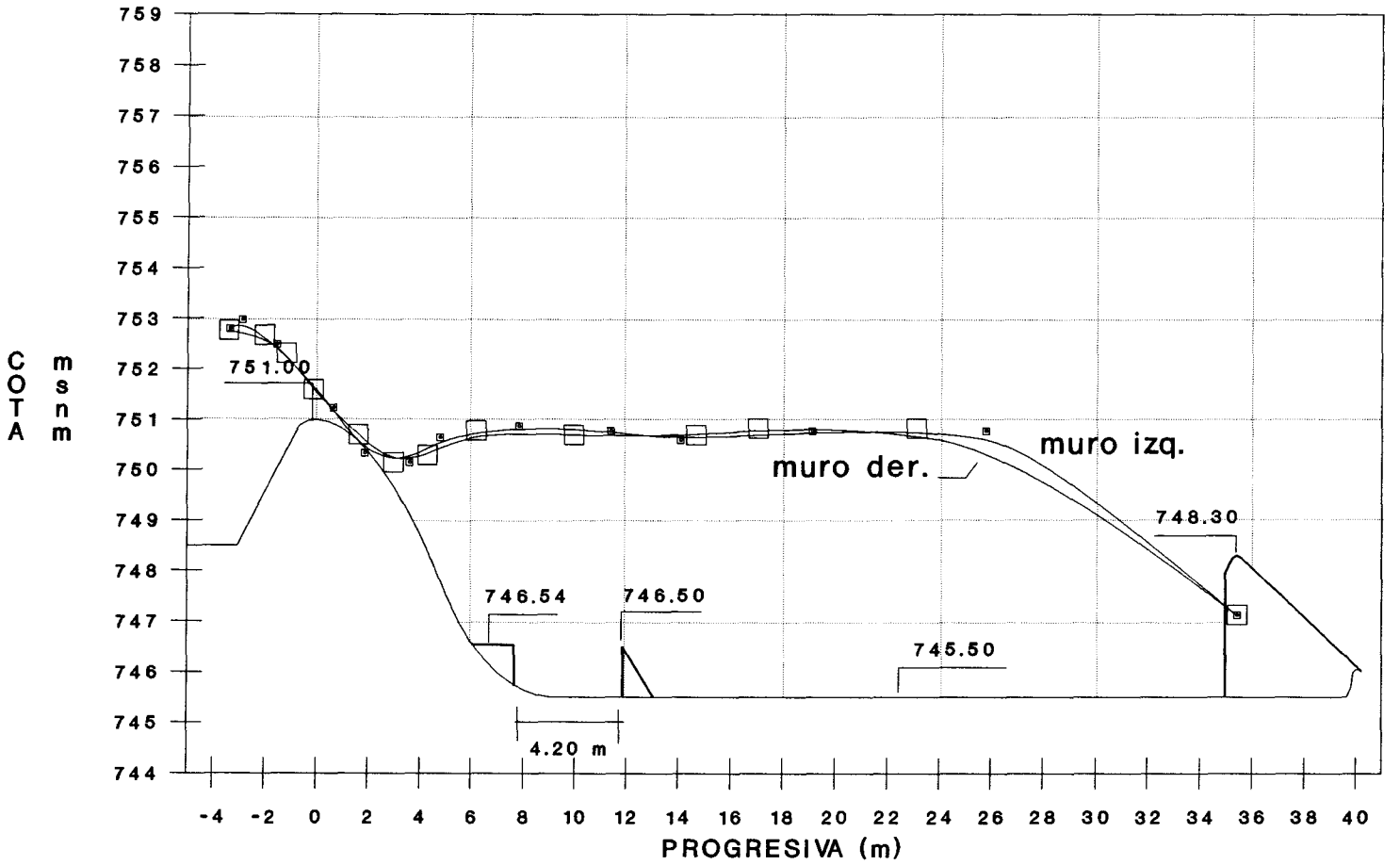


FIGURA 5.3.9

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PRESIONES EN MUROS

Q=400 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

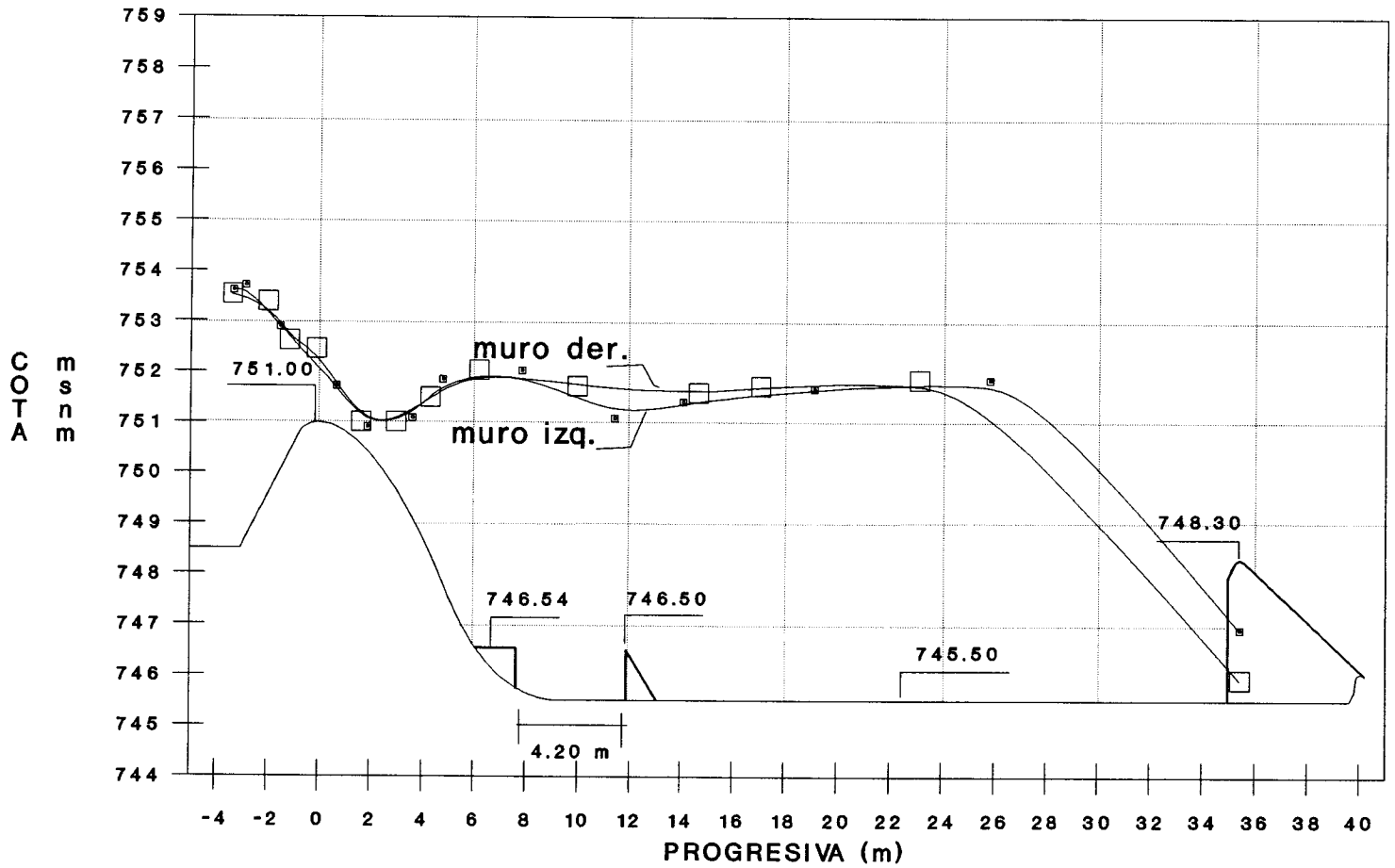


FIGURA 5.3.10

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PRESIONES EN MUROS

Q=700 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

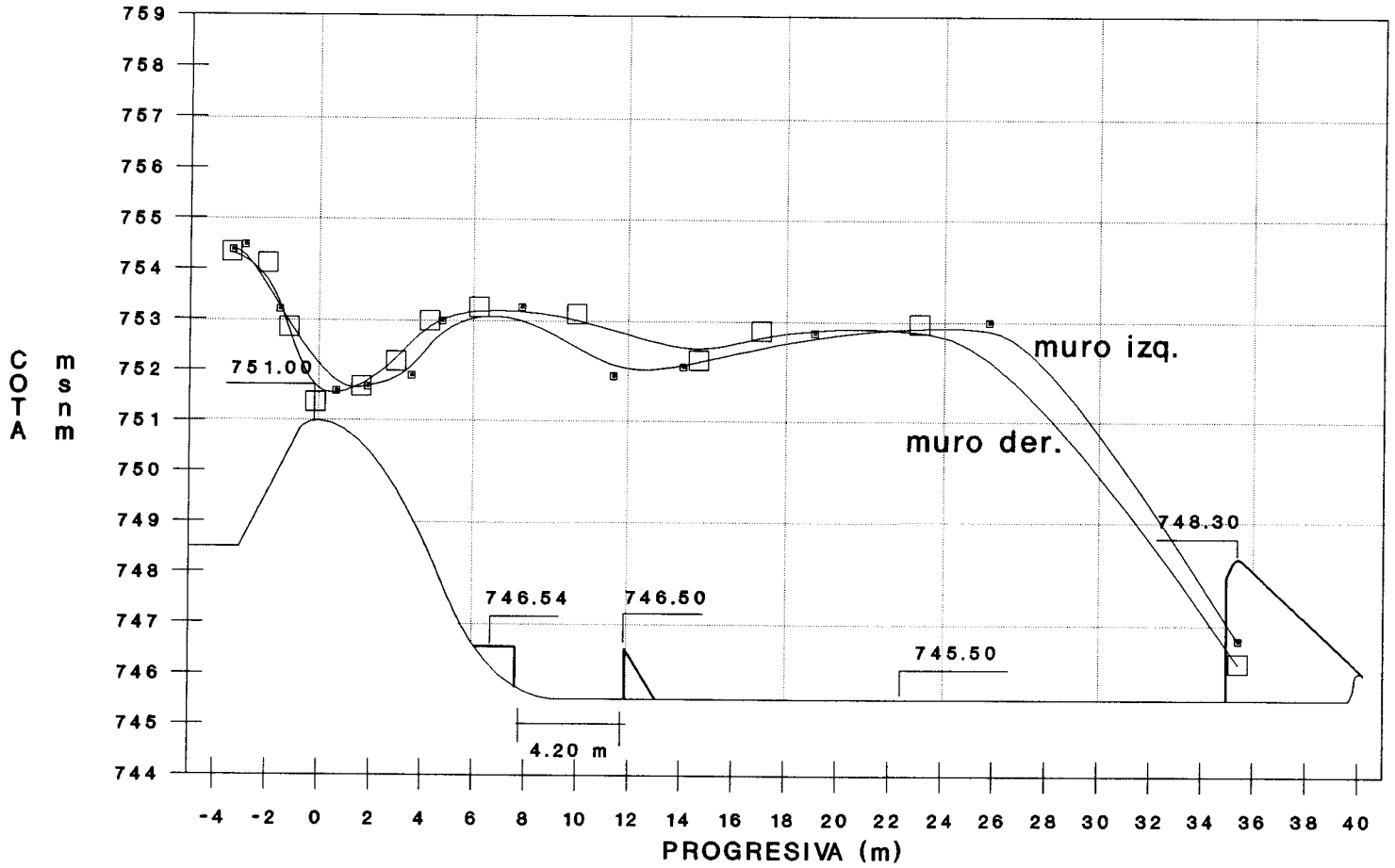


FIGURA 5.3.11

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PRESIONES EN MUROS

Q=1000 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

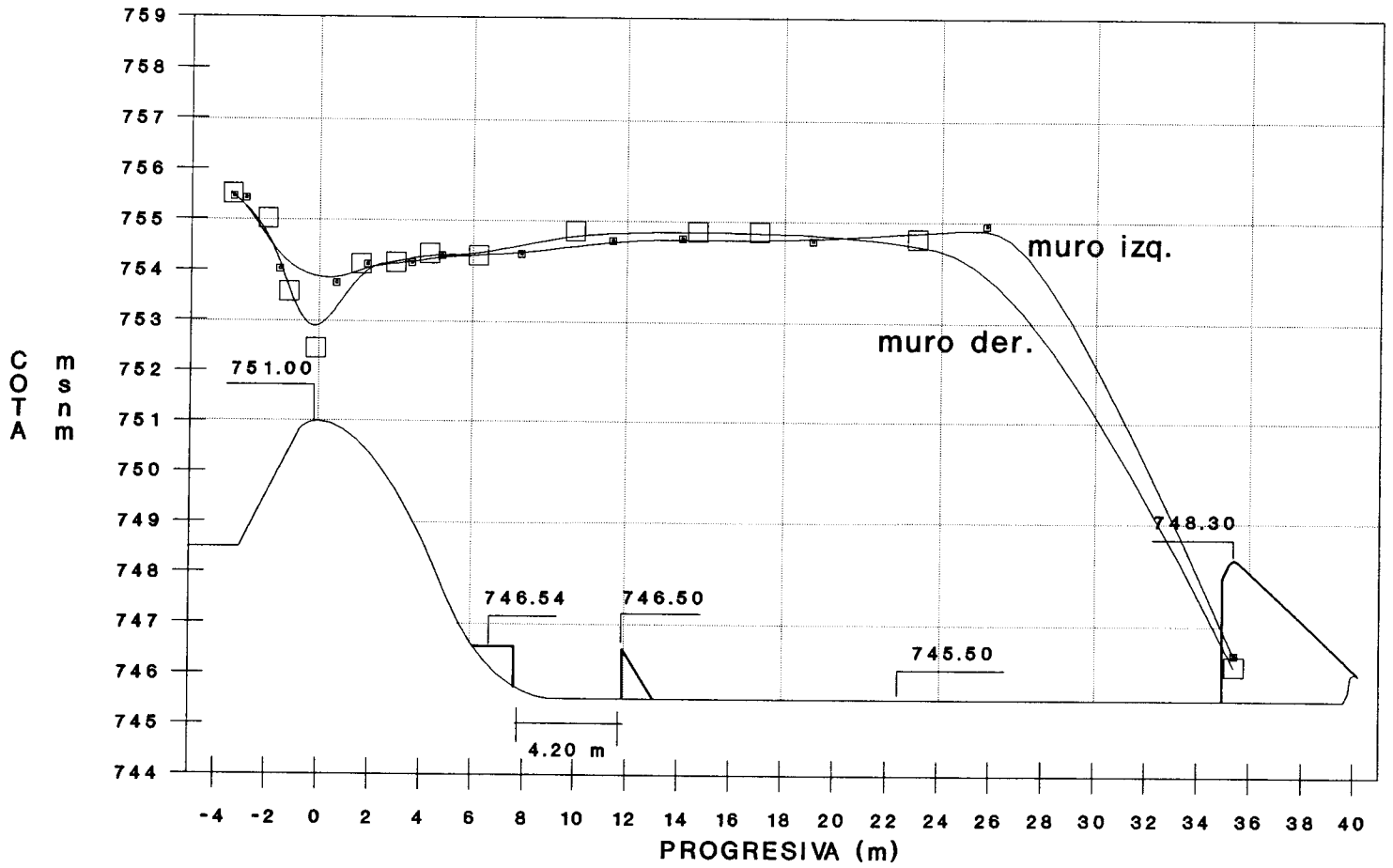


FIGURA 5.3.12

PROYECTO YACAMBU-ALIVIADERO

PRESIONES EN MUROS

Q=1200 m^3/seg. CON TACOS

MODELO HIDRAULICO ESC. 1:45

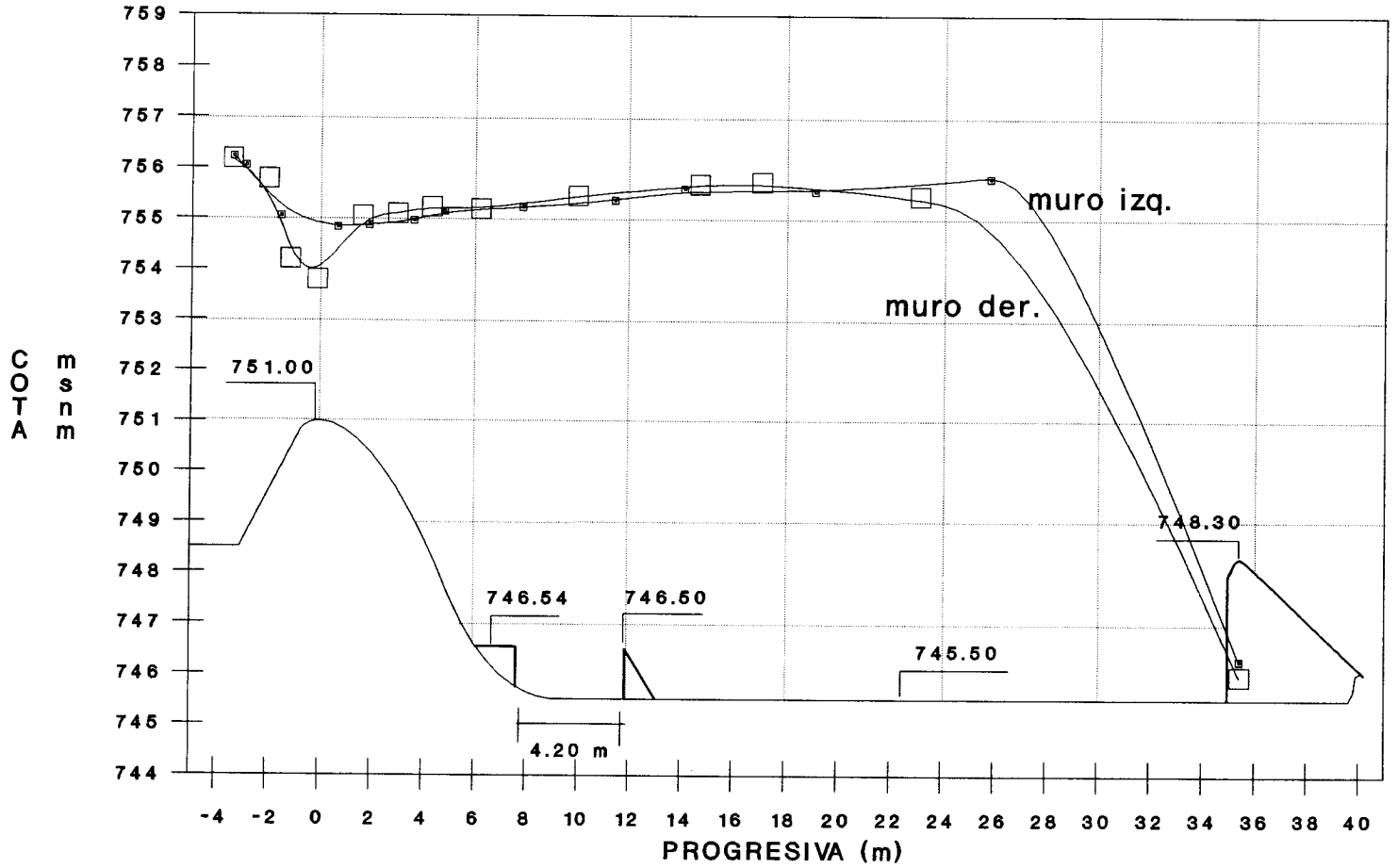


FIGURA 5.3.13

PROYECTO YACAMBU
Perfil Longitudinal
Q=100m^3/seg. Deflector

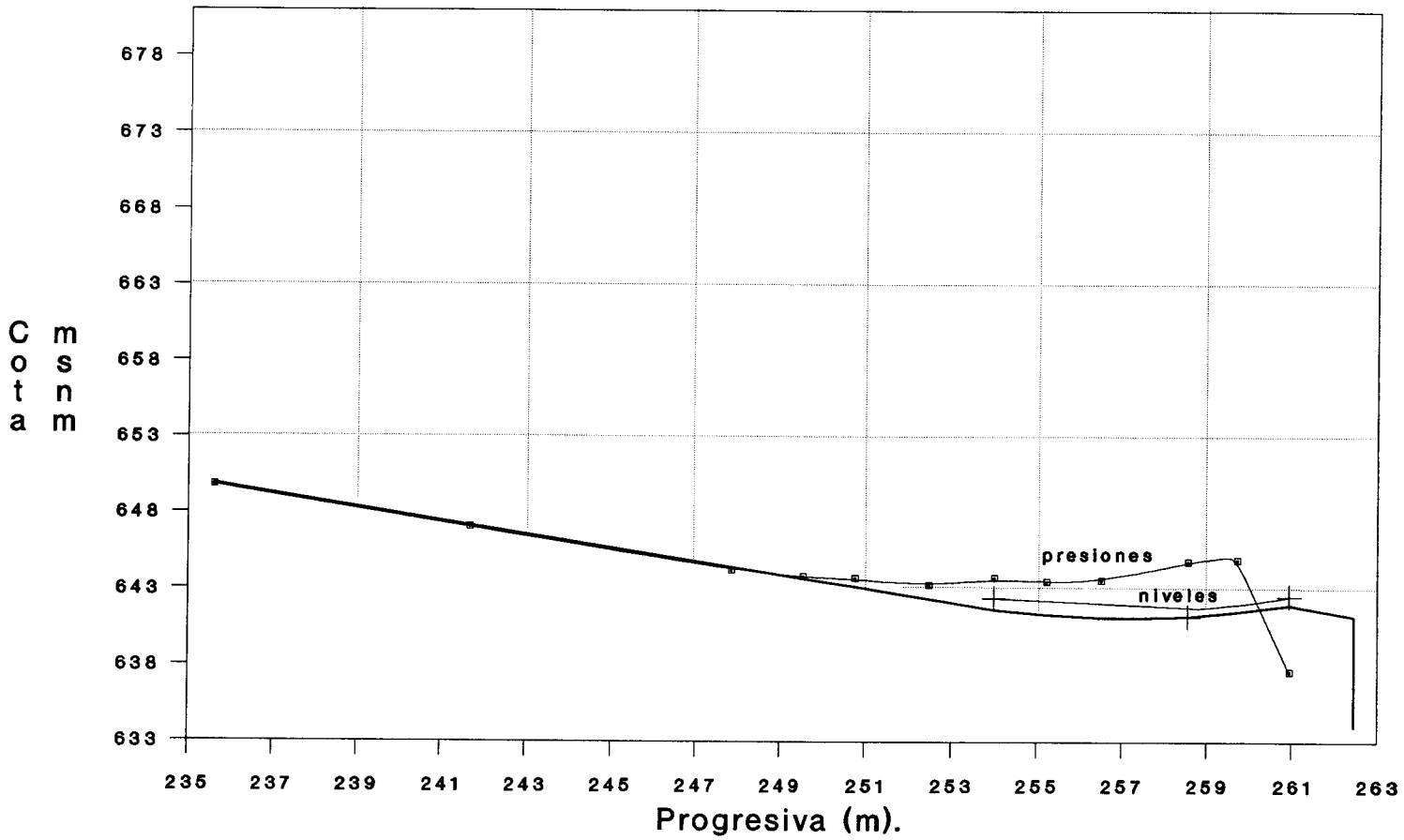


FIGURA 5.3.14

PROYECTO YACAMBU
Perfil Longitudinal
Q=200m^3/seg. Deflector

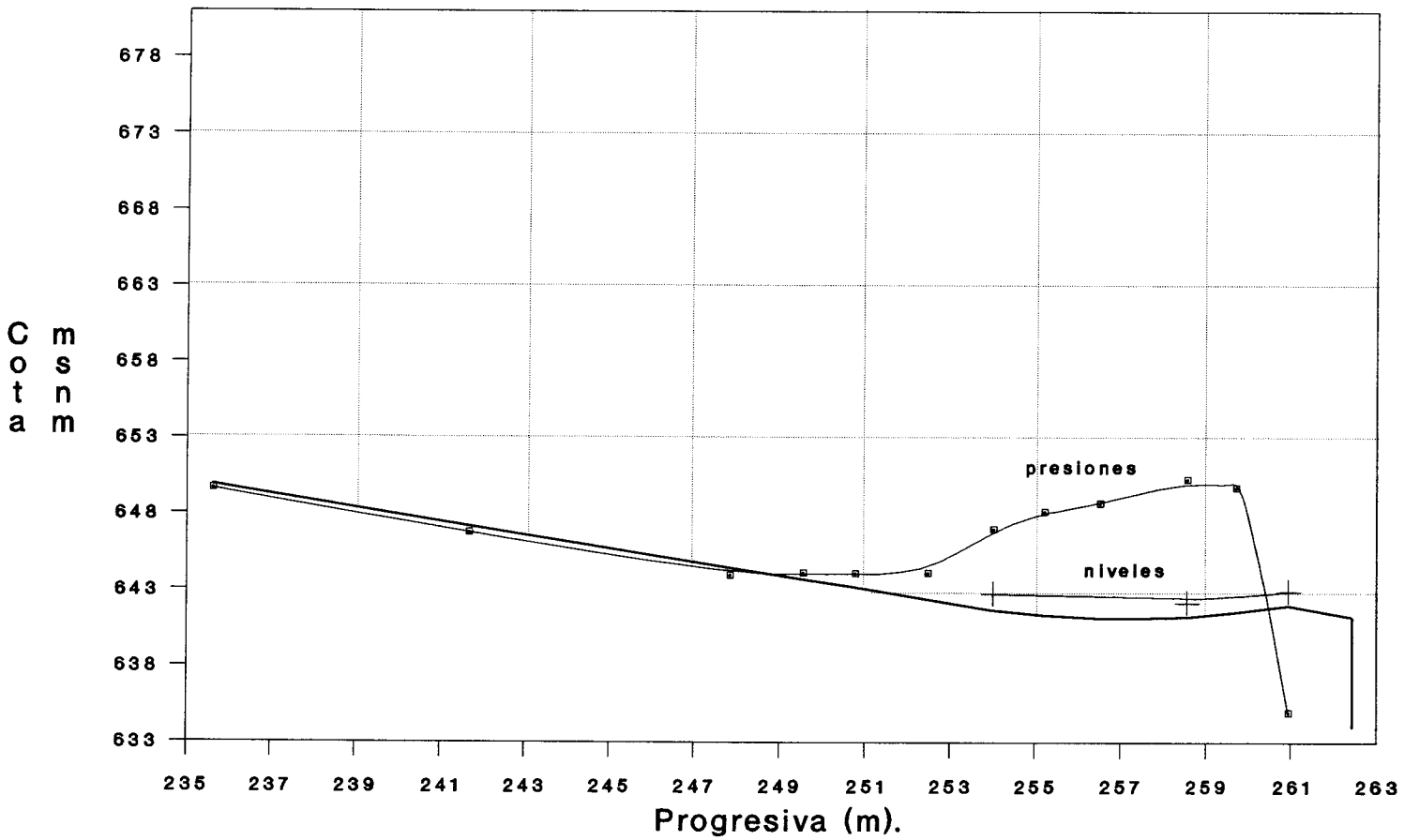


FIGURA 5.3.15

PROYECTO YACAMBU
Perfil Longitudinal
Q=400m^3/seg. Deflector

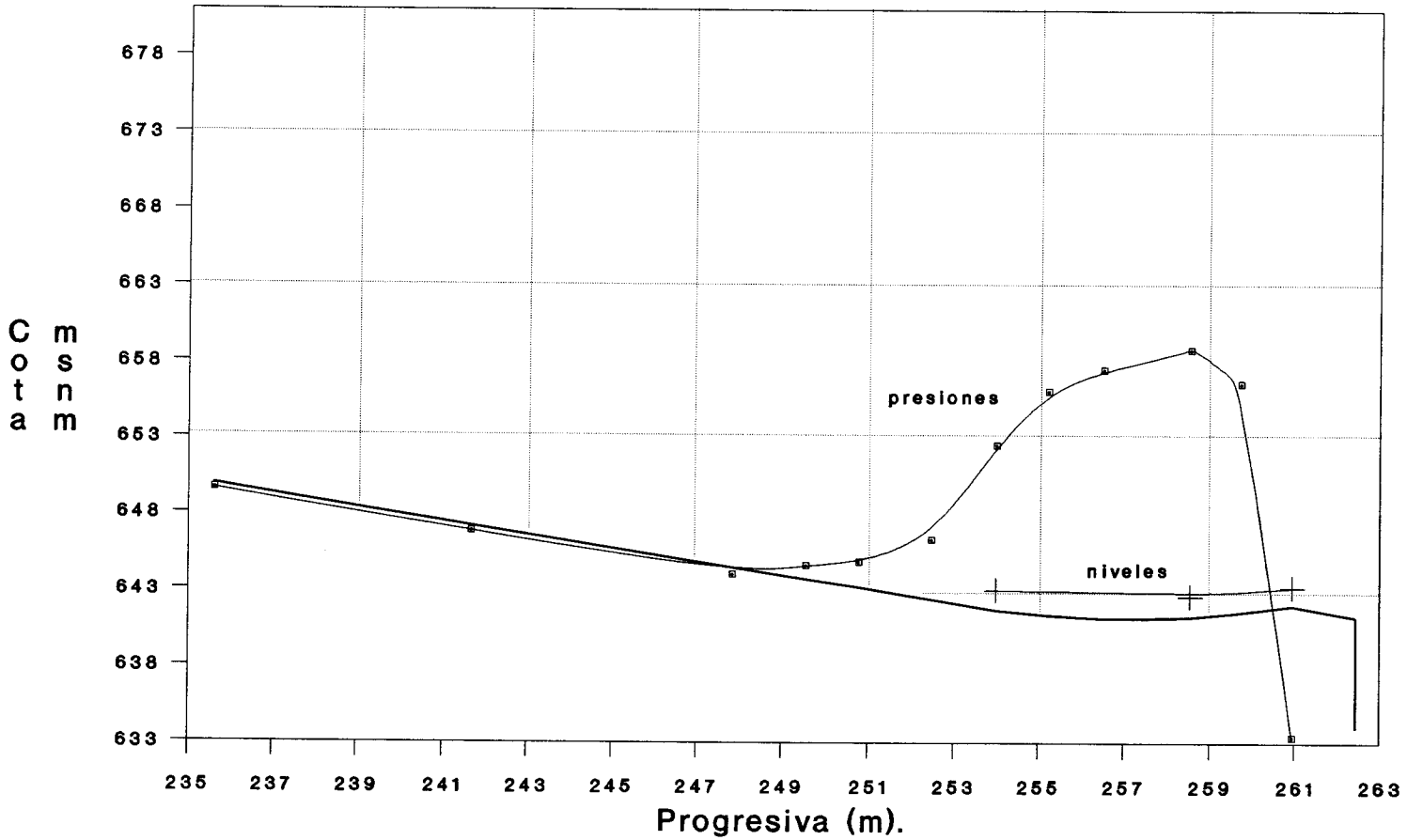


FIGURA 5.3.16

PROYECTO YACAMBU
Perfil Longitudinal
Q=700m^3/seg. Deflector

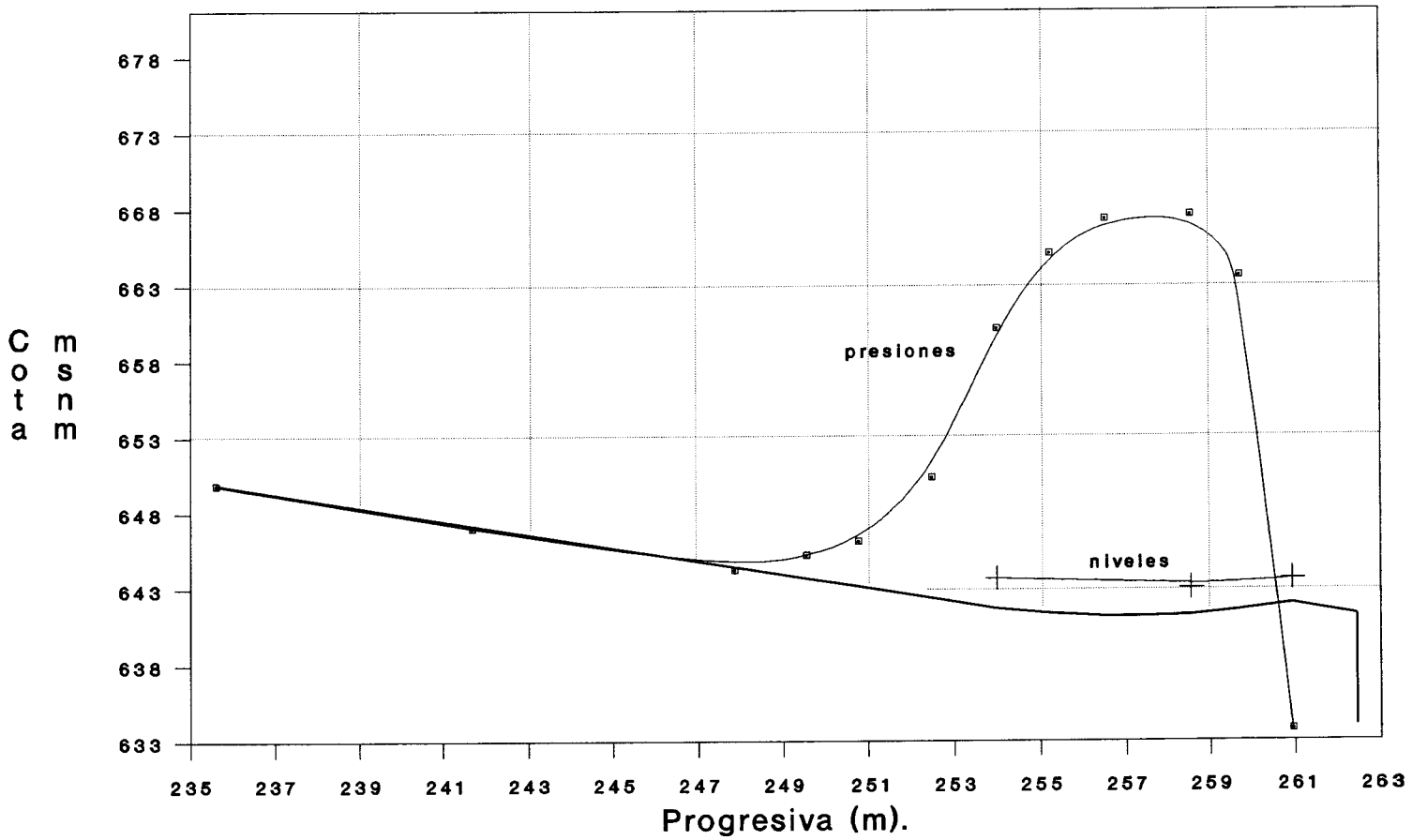


FIGURA 5.3.17

PROYECTO YACAMBU
Perfil Longitudinal
Q=1000m^3/seg. Deflector

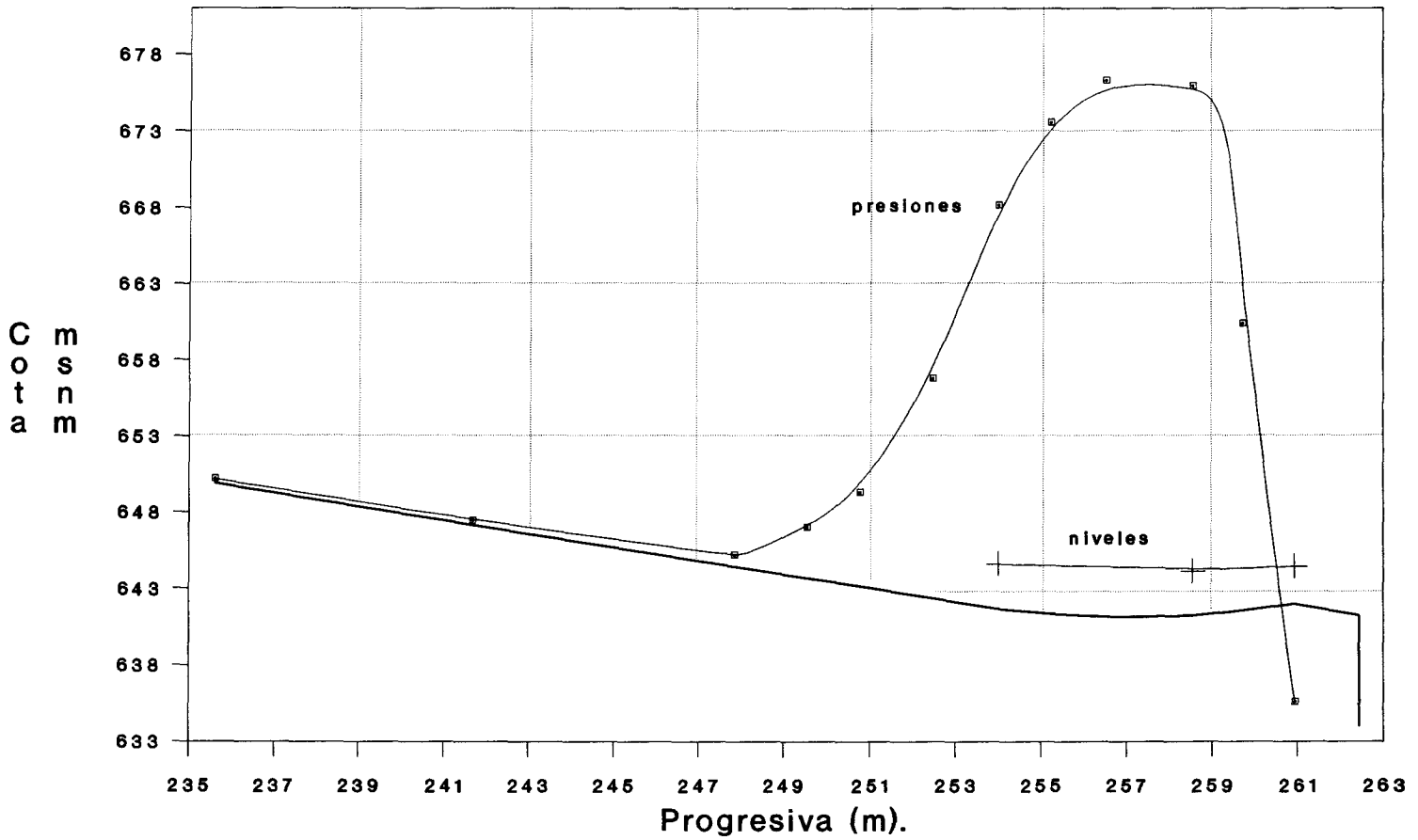


FIGURA 5.3.18

PROYECTO YACAMBU
Perfil Longitudinal
Q=1200m^3/seg. Deflector

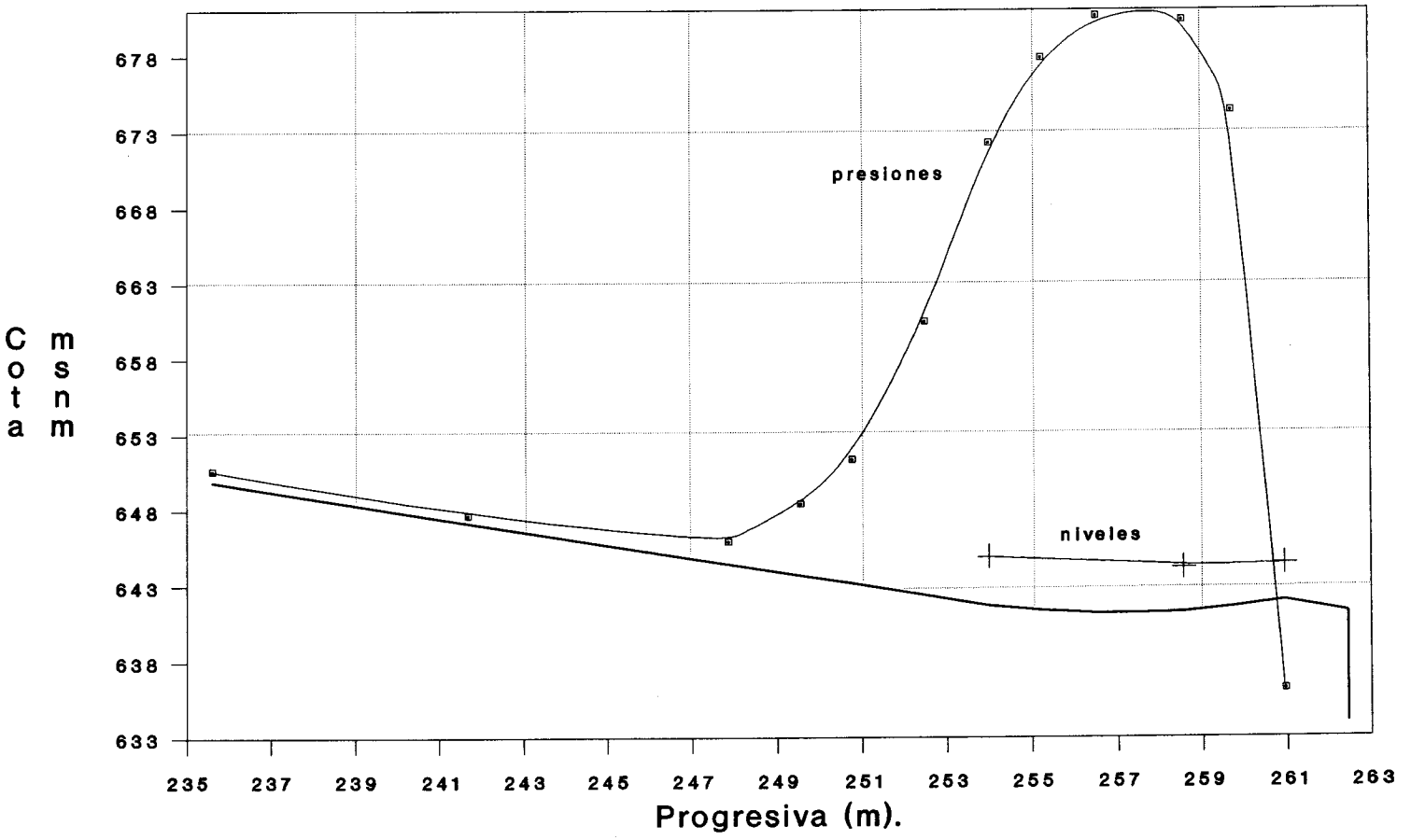


FIGURA 5.3.19

PROYECTO YACAMBU

presiones en muros

Q=100m^3/seg. Deflector

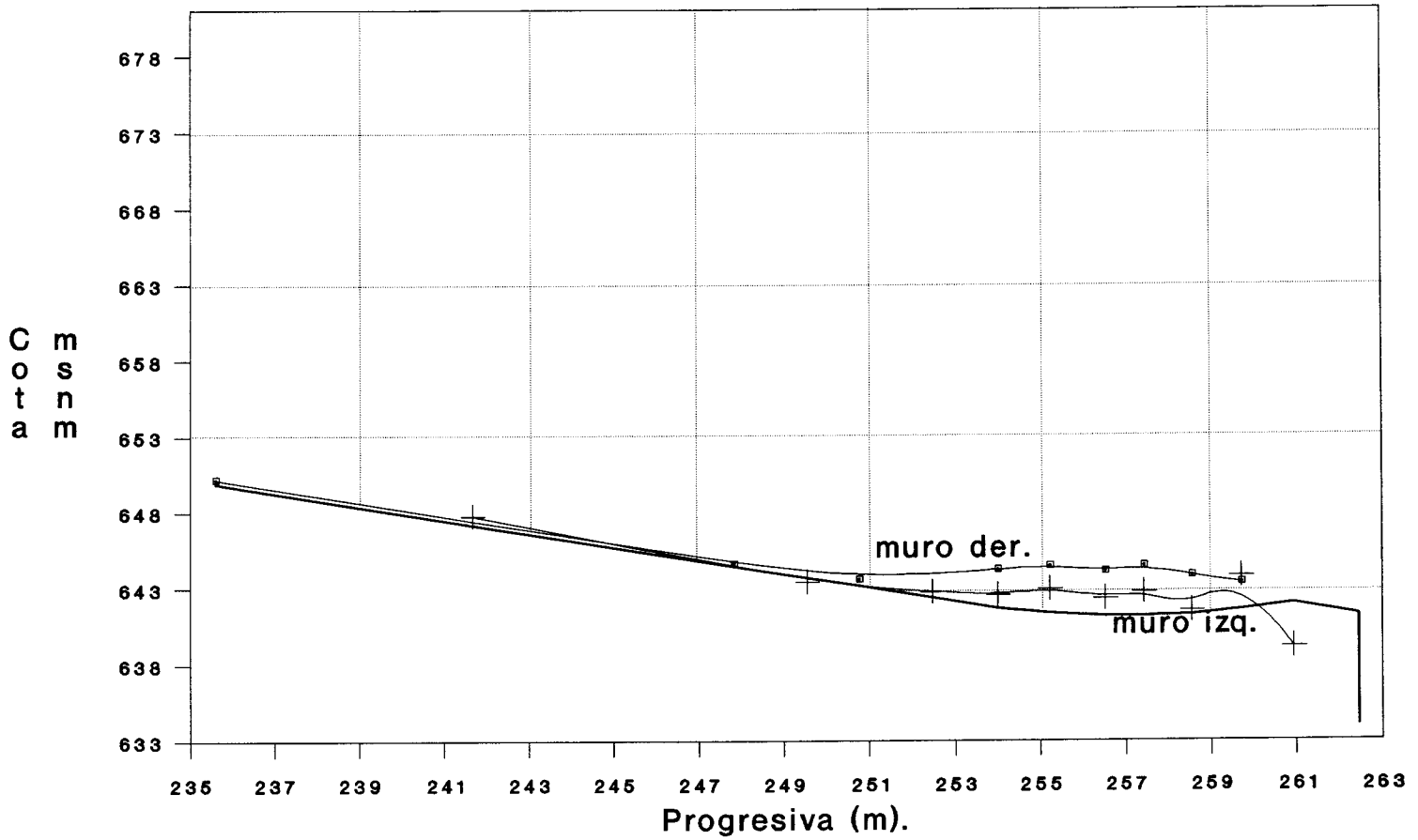


FIGURA 5.3.20

PROYECTO YACAMBU

presiones en muros

Q=200m^3/seg. Deflector

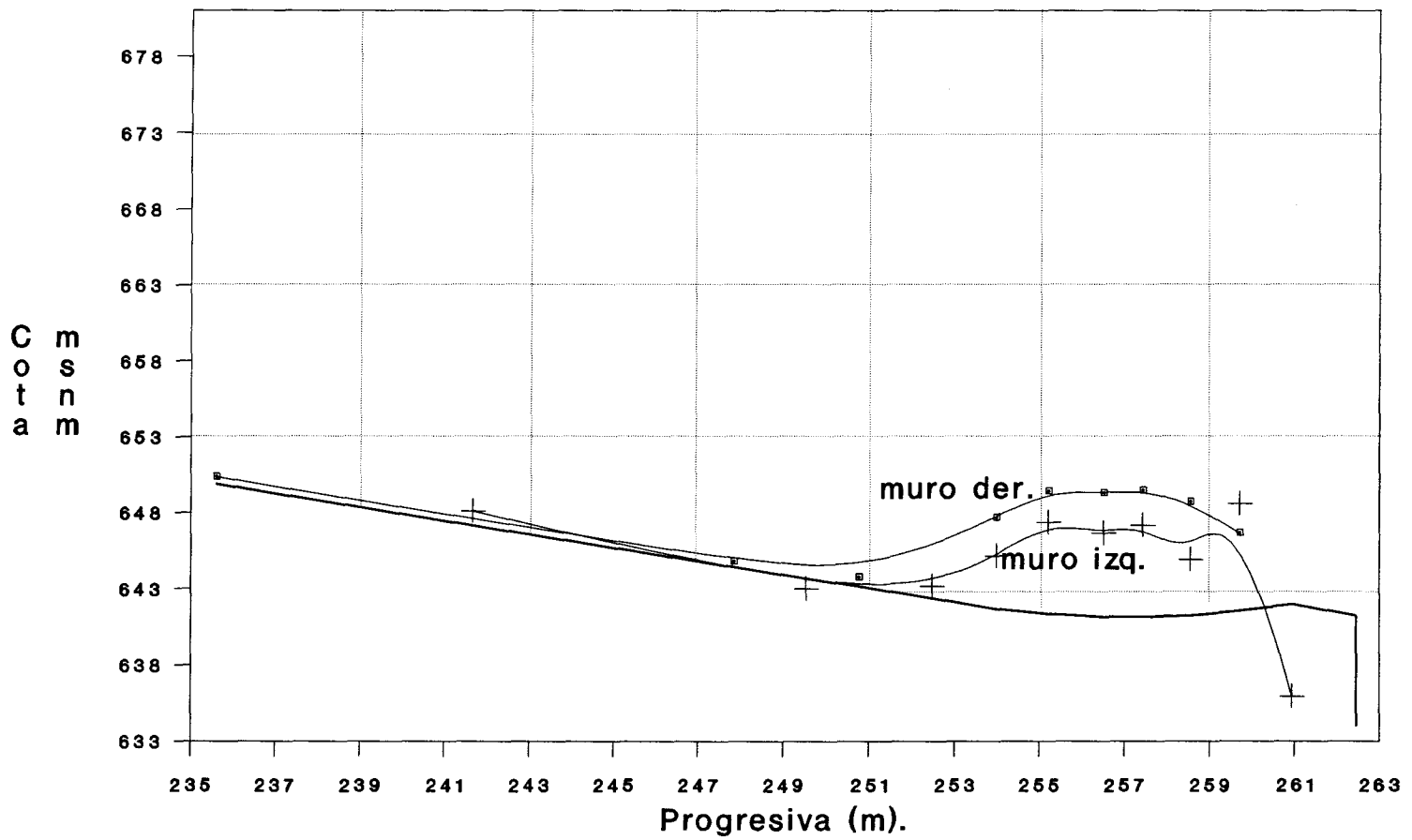


FIGURA 5.3.21

PROYECTO YACAMBU

presiones en muros

Q=400m^3/seg. Deflector

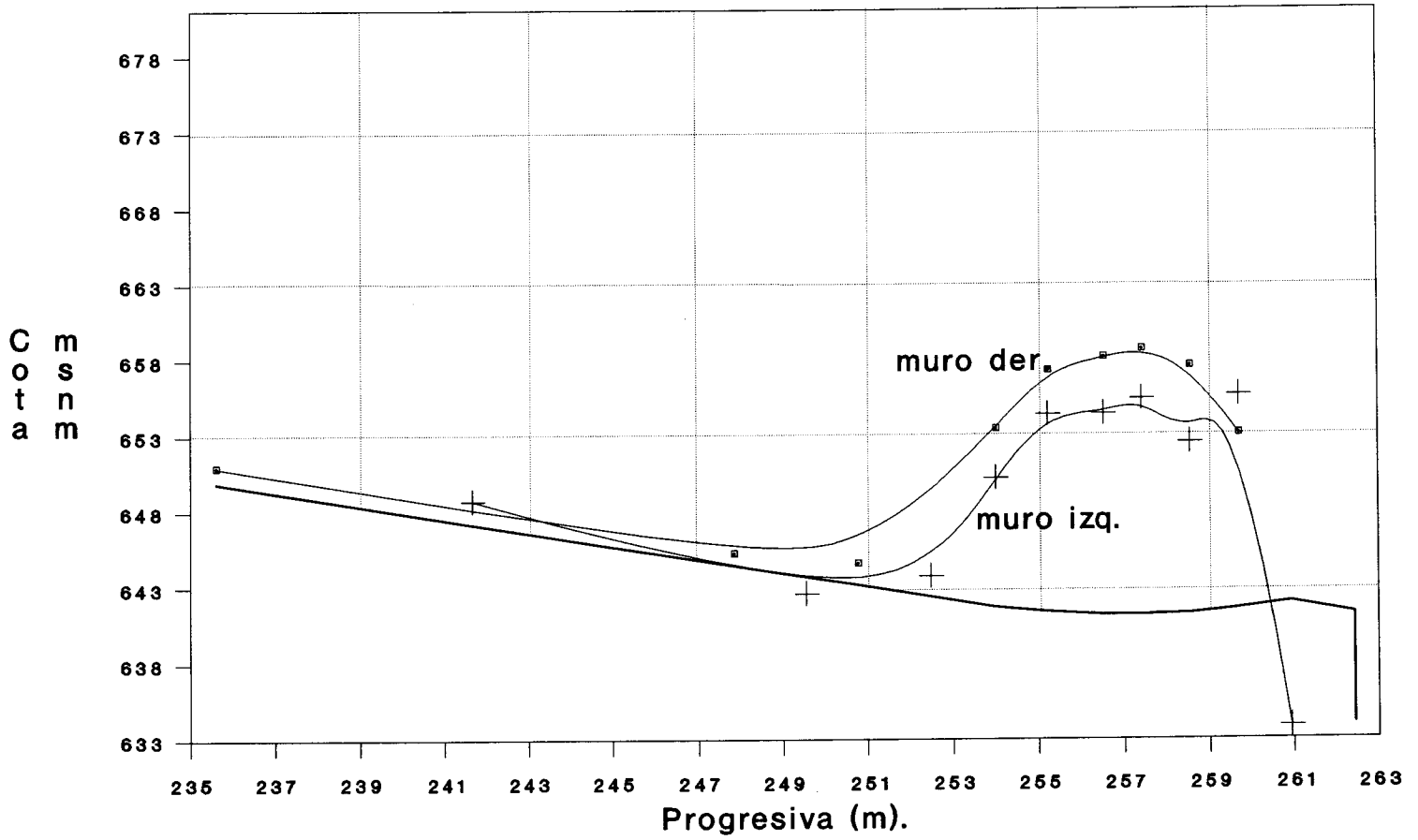


FIGURA 5.3.22

PROYECTO YACAMBU

presiones en muros

Q=700m^3/seg. Deflector

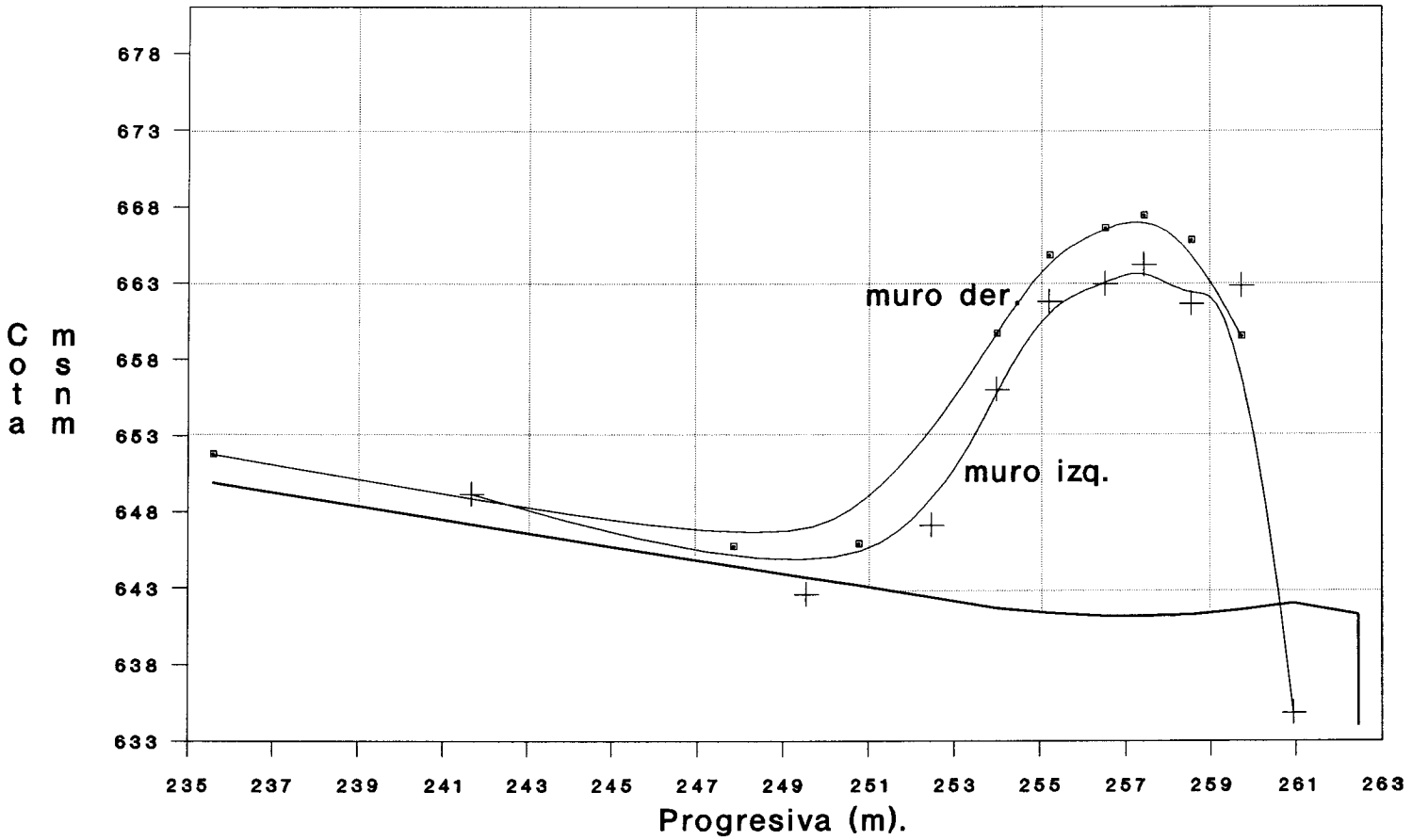


FIGURA 5.3.23

PROYECTO YACAMBU
presiones en muros
Q=1000m^3/seg. Deflector

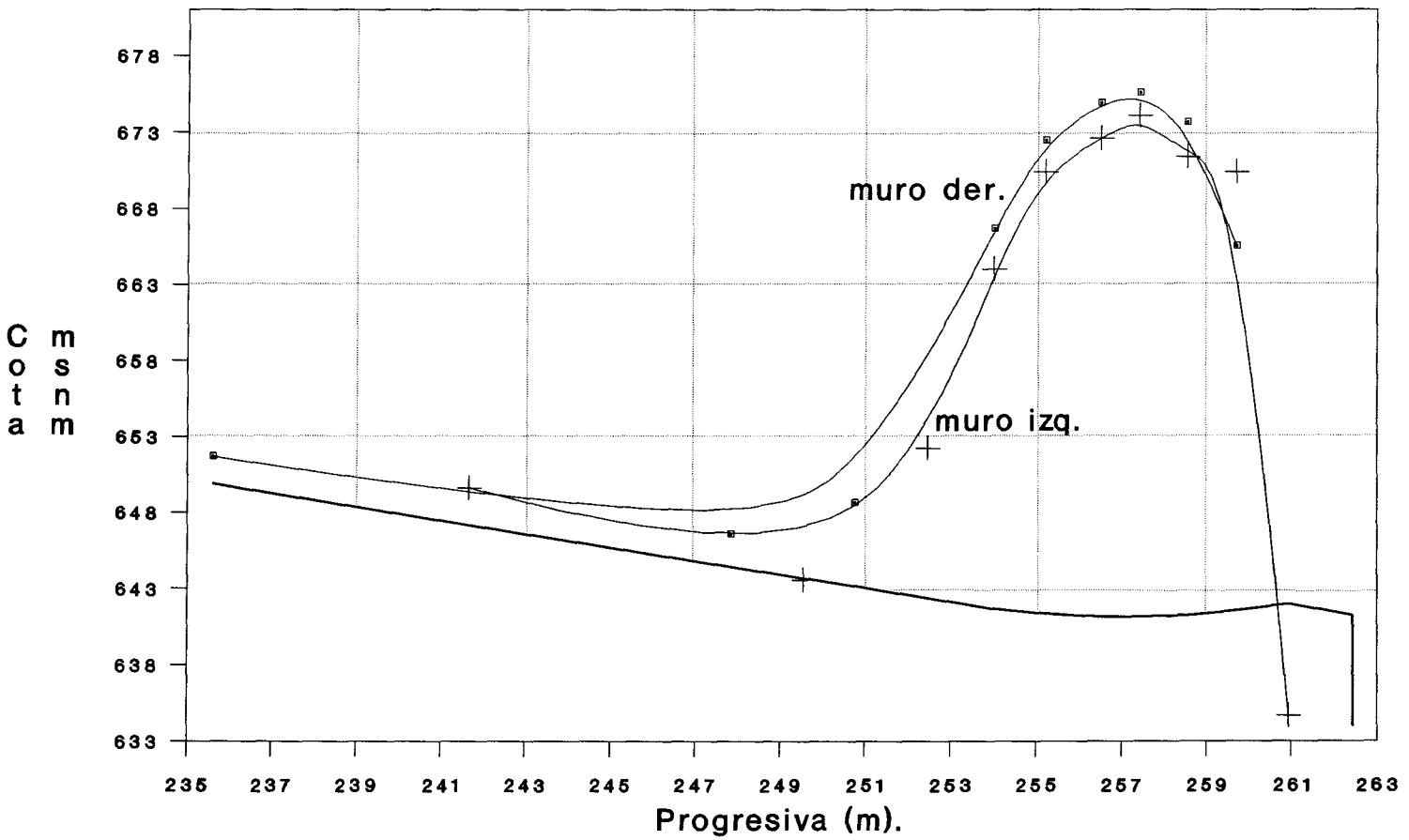


FIGURA 5.3.24

PROYECTO YACAMBU
presiones en muros
Q=1200m^3/seg. Deflector

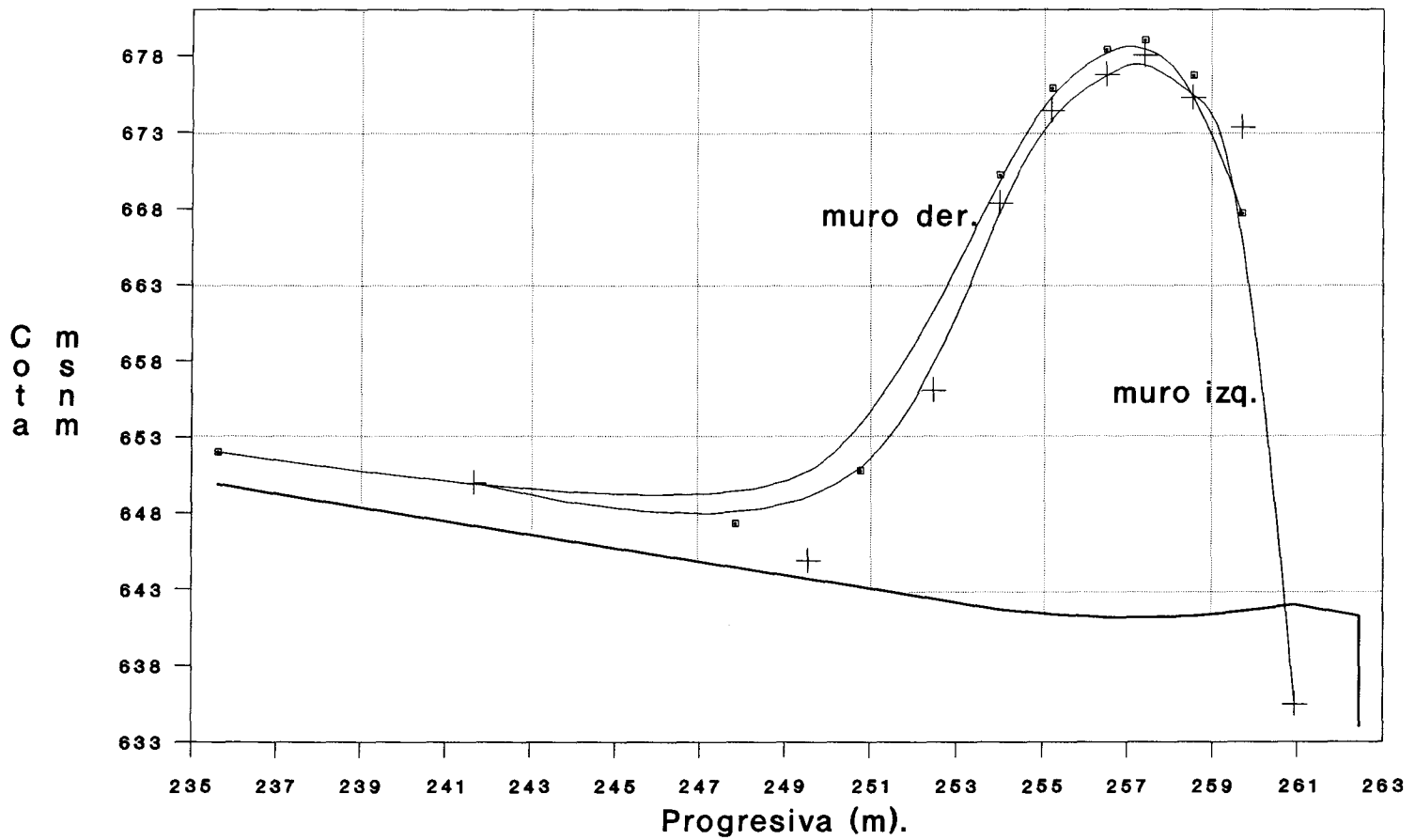


FIGURA 5.3.25

5.3.5 Perfiles en la superficie de agua.

Fueron obtenidos los perfiles de la superficie de agua para diferentes caudales. Los perfiles se muestran en los planos N° 3,4,5,6,7,8 del anexo C , donde se representan las profundidades promedio del perfil de la superficie de agua, medida a lo largo de los muros de encauzamiento y a lo largo de la línea central del aliviadero. Para las descargas estudiadas, los niveles de agua son bastante estables.

Análisis en la transición cresta-rápido.

En las figuras 5.3.2 a 5.3.7, se muestran los niveles del agua promedio en la transición. Para toda la gama de caudales en estudio la geometría de la transición (cresta, tacos disipadores y elemento de control de 2,8 metros de altura) produjo un flujo tranquilo y uniforme a la entrada del rápido. El nivel de agua máximo ocurre para la condición de 1.200 m^3/seg. en el centro de la transición, es de 755,410 m.s.n.m.

En esta zona de transición y al pie de la cresta ocurre un resalto hidráulico; como consecuencia de esto el régimen es sub-crítico en esta transición convergente, y al producirse cambios en la velocidad por la no uniformidad

del movimiento, las profundidades del agua casi no son afectadas.

Análisis en el rápido y deflector.

El comportamiento del perfil de agua obtenido en el modelo físico es muy similar al reproducido por el modelo matemático; en general los niveles de agua reproducidos por el modelo físico son mayores que los obtenidos en el modelo matemático.

Para los diferentes caudales ensayados se podría pensar que prevalece el flujo uniforme, ya que la superficie del agua en el centro del canal resulta paralela al fondo (ver planos N° 3,4,5,6,7,8 anexo C). Sin embargo no debemos olvidar, que hay cambio en las secciones transversales, ya que en el rápido las secciones son convergentes en el sentido del flujo. Como el flujo es super-crítico a lo largo del canal de conducción, además de las ganancias de energía, deberá prestarse consideración al efecto de las ondas superficiales estacionarias generadas por los cambios de dirección. En el caso de este aliviadero, los cambios de sección son muy graduales, de manera que la configuración de onda es atenuada. Para ser más explícitos, recordemos que como el régimen es super-crítico a lo largo del rápido, la altura de velocidad es

generalmente un porcentaje amplio de la energía específica, de manera que a pequeños cambios de $V^2/2g$, corresponderán variaciones relativamente grandes de la altura de agua. En consecuencia es necesario recurrir a un enfoque bidimensional para determinar las características del flujo y no podrá suponerse que la superficie libre es transversalmente horizontal como efectivamente se observa en las figuras 5.3.20 a 5.3.39, donde se muestran los perfiles transversales de agua a lo largo del rápido.

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+036.433

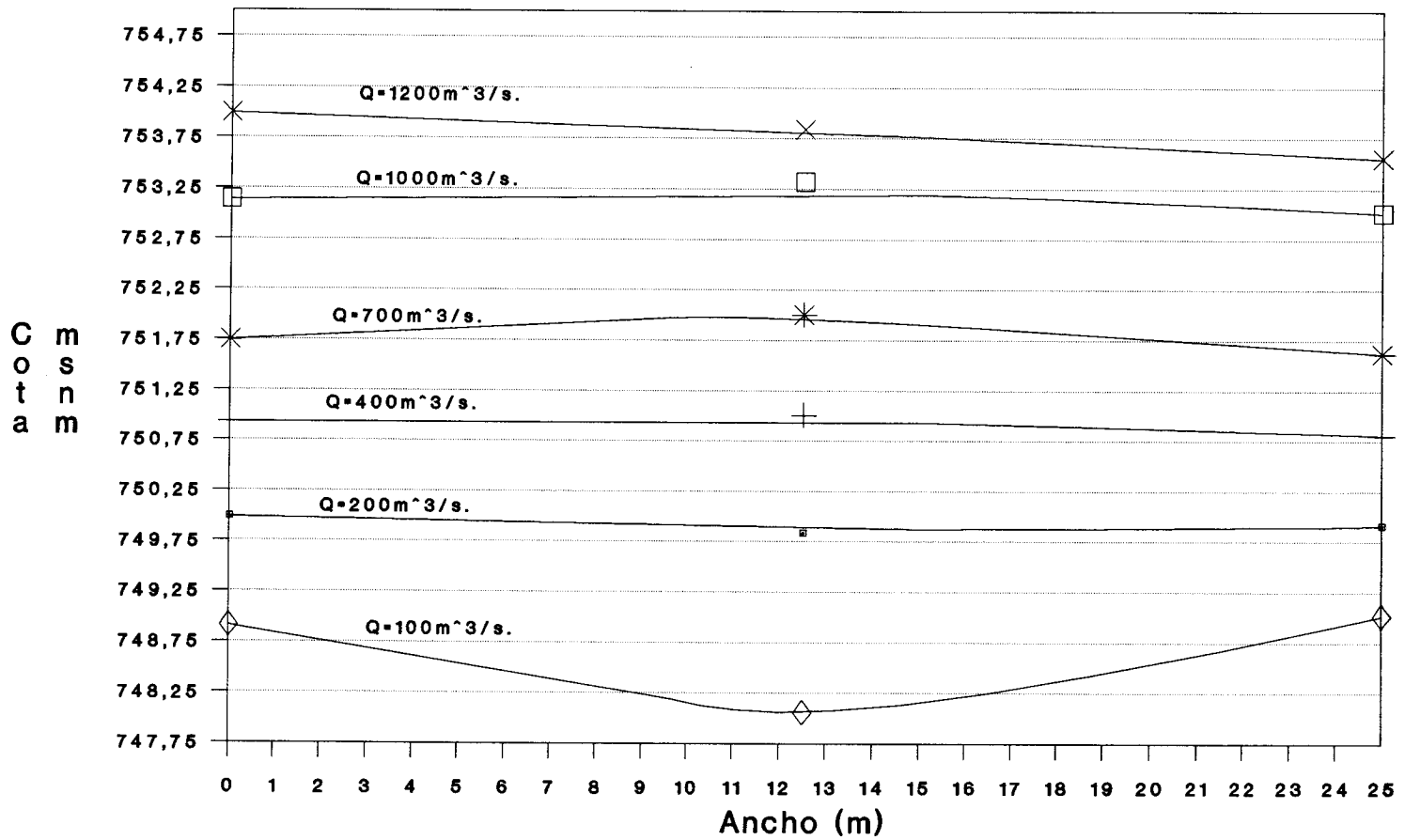


FIGURA 5.3.26

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+053.353

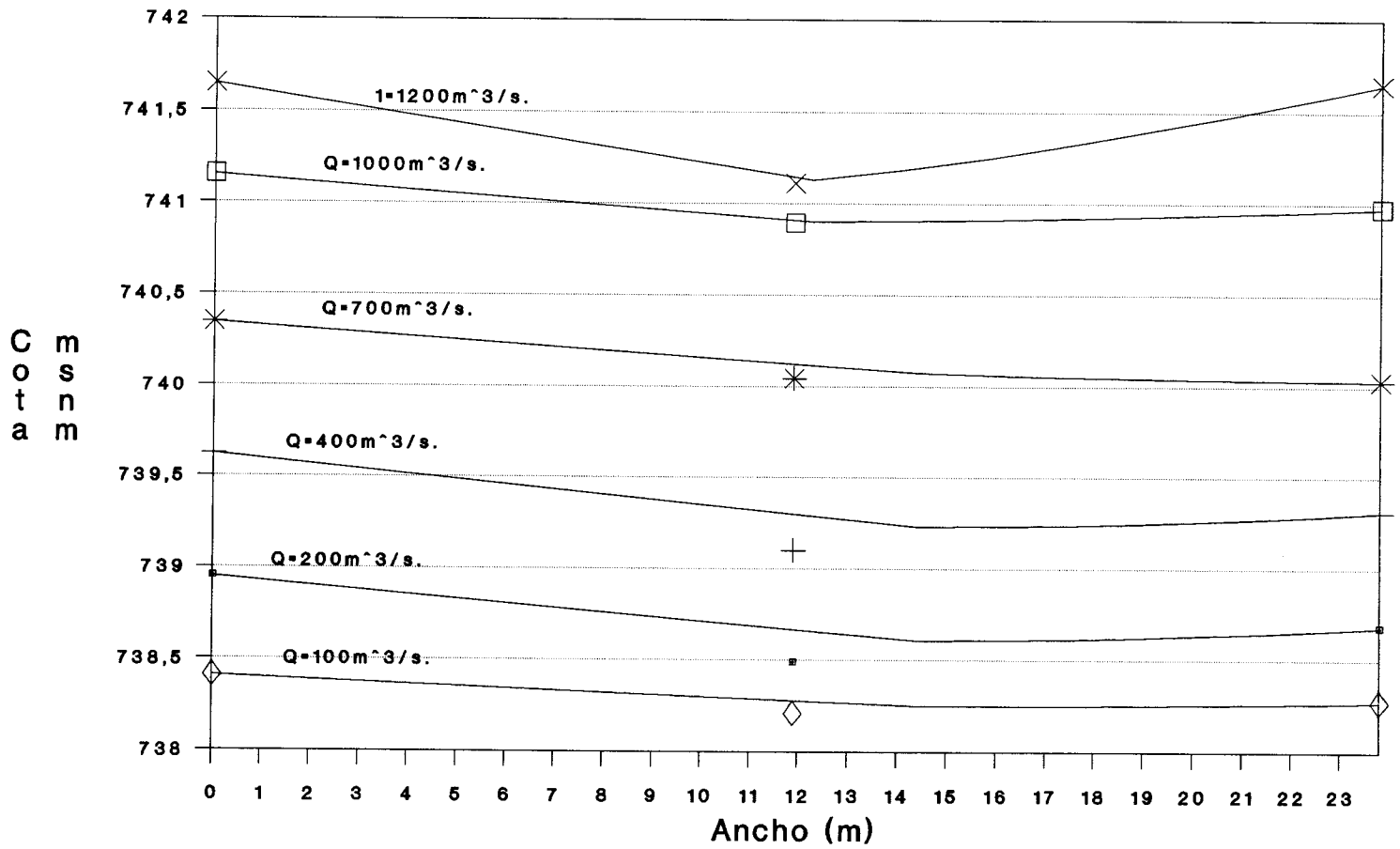


FIGURA 5.3.27

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+077.158

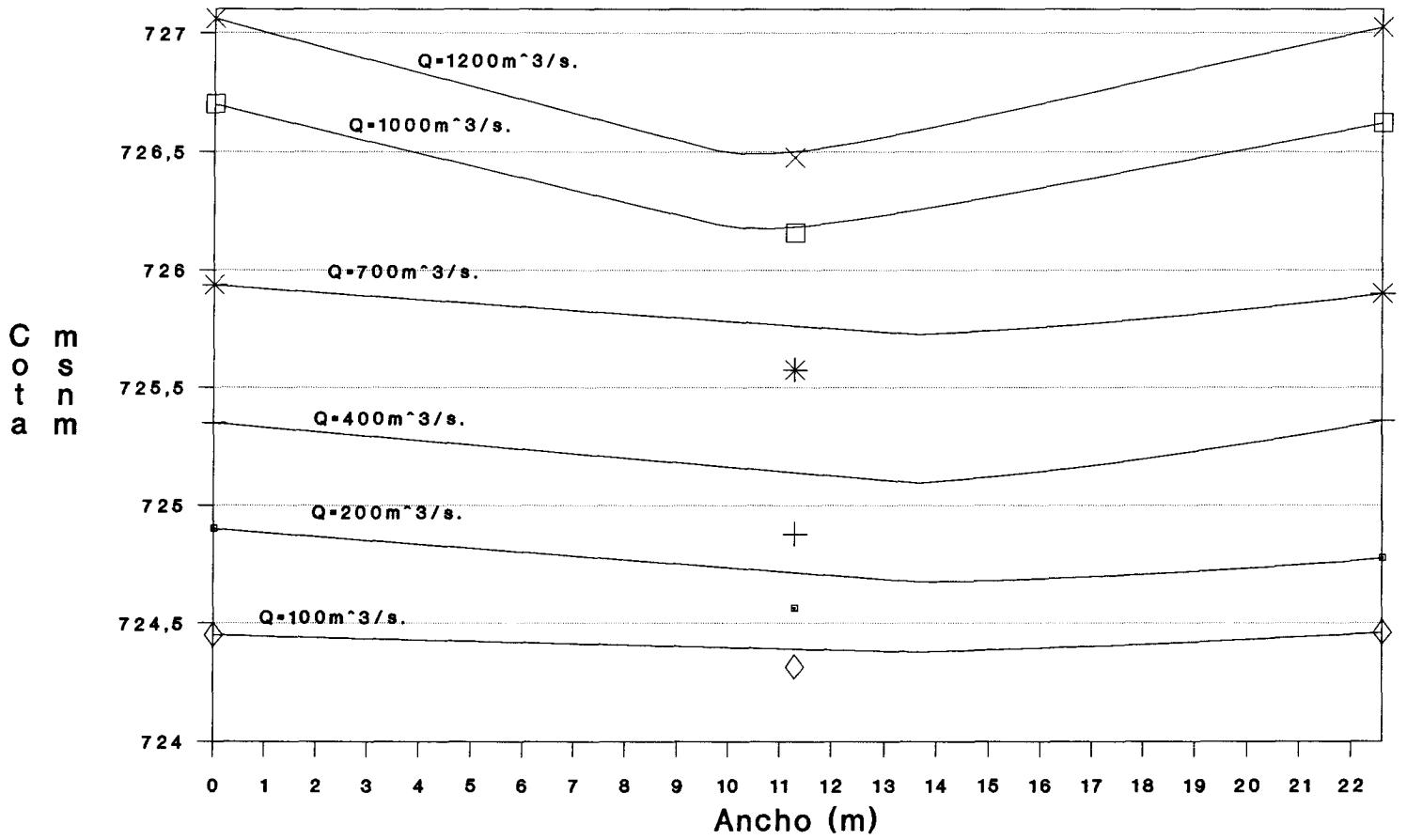


FIGURA 5.3.28

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+082.108

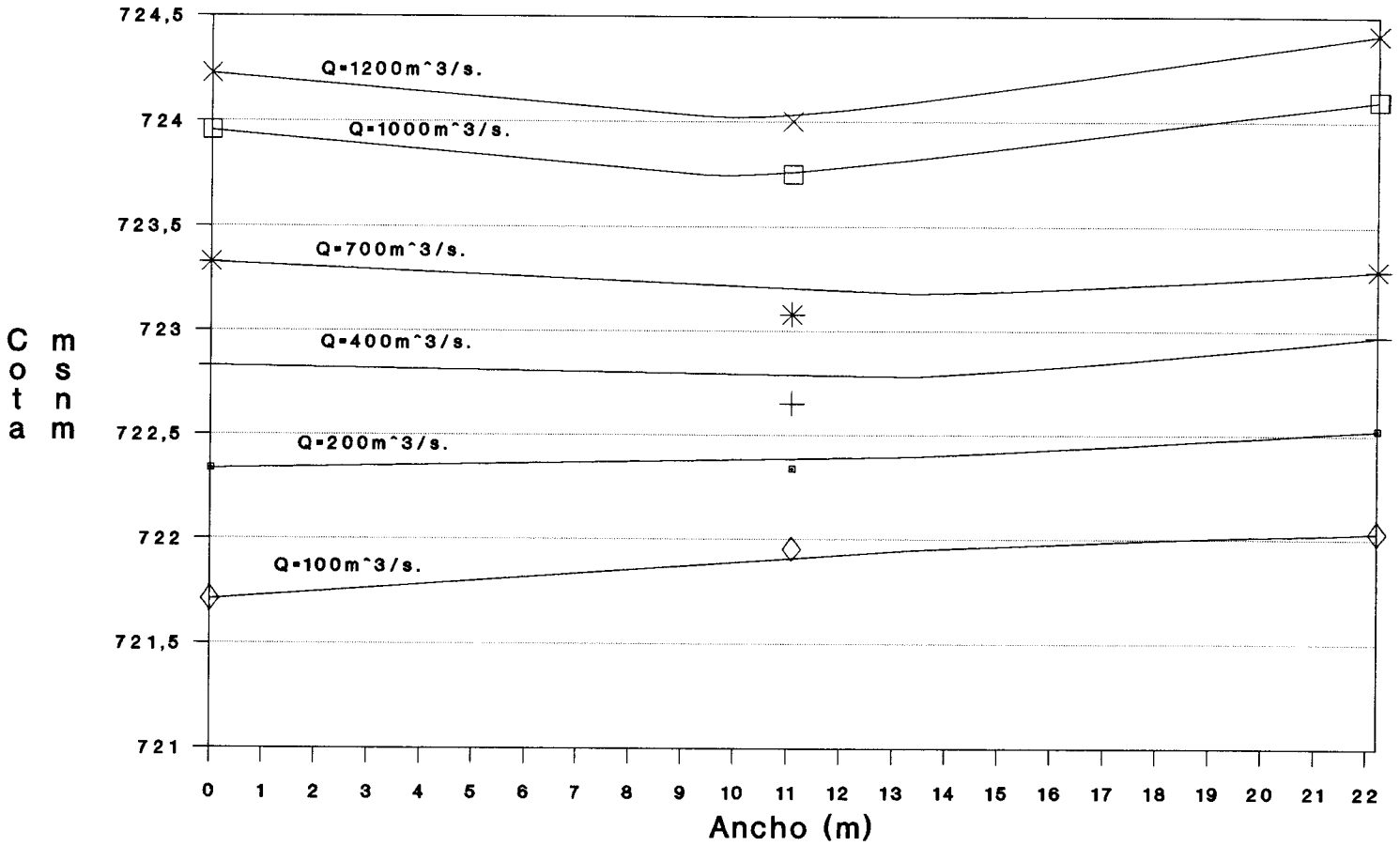


FIGURA 5.3.29

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+098.668

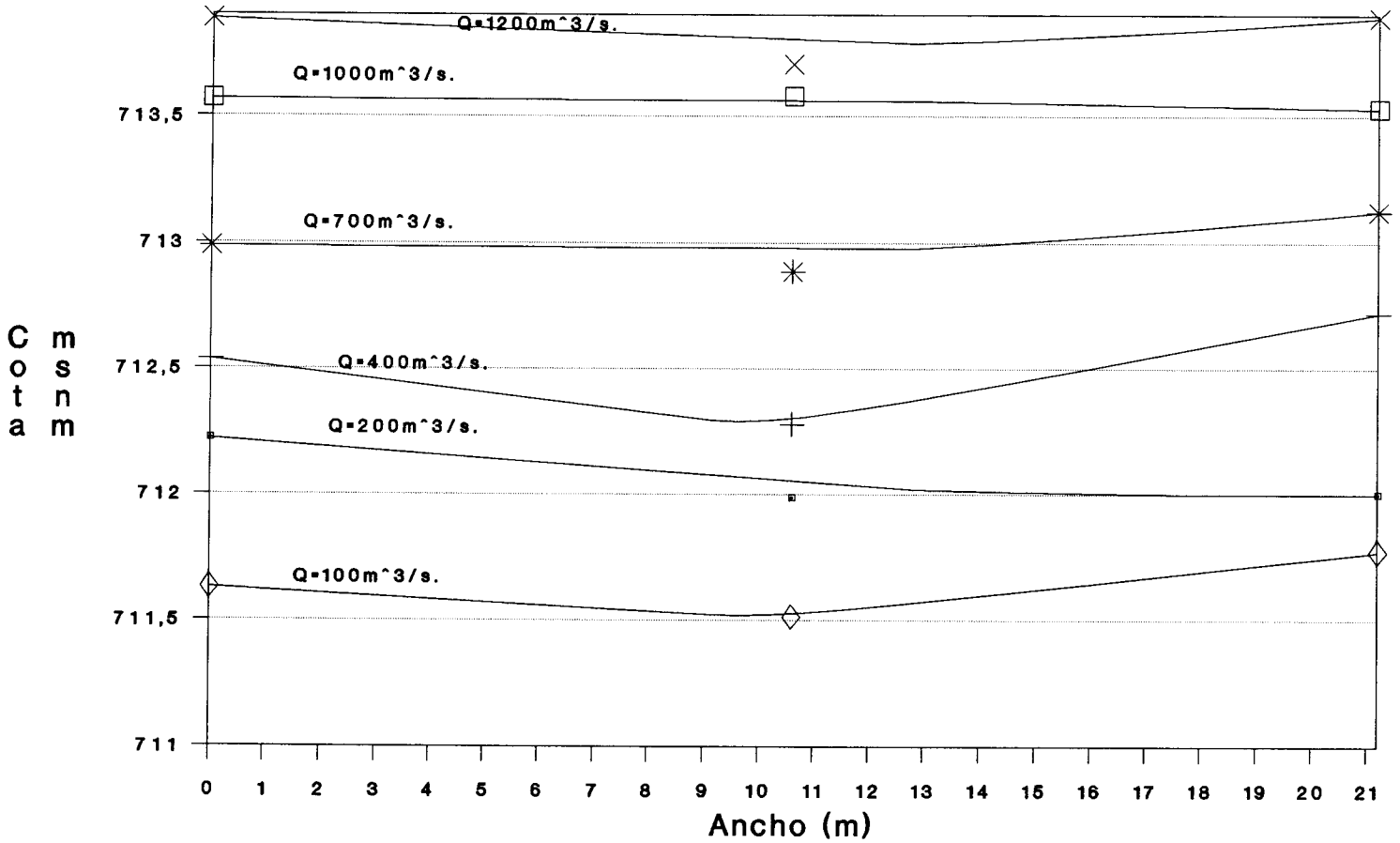


FIGURA 5.3.30

PROYECTO YACAMBU

Perfil Transversal

Progresiva 0+122.415

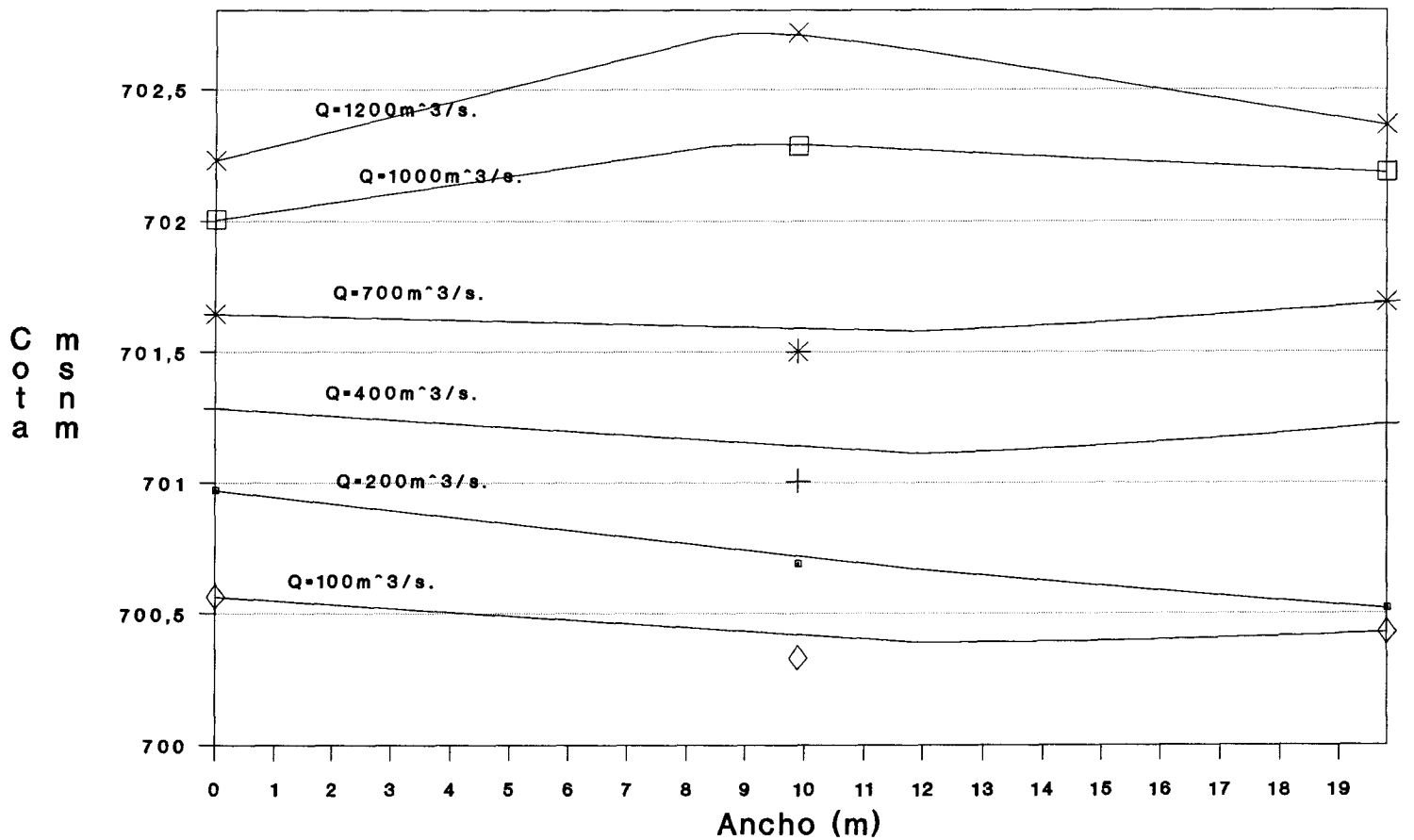


FIGURA 5.3.31

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+143.970

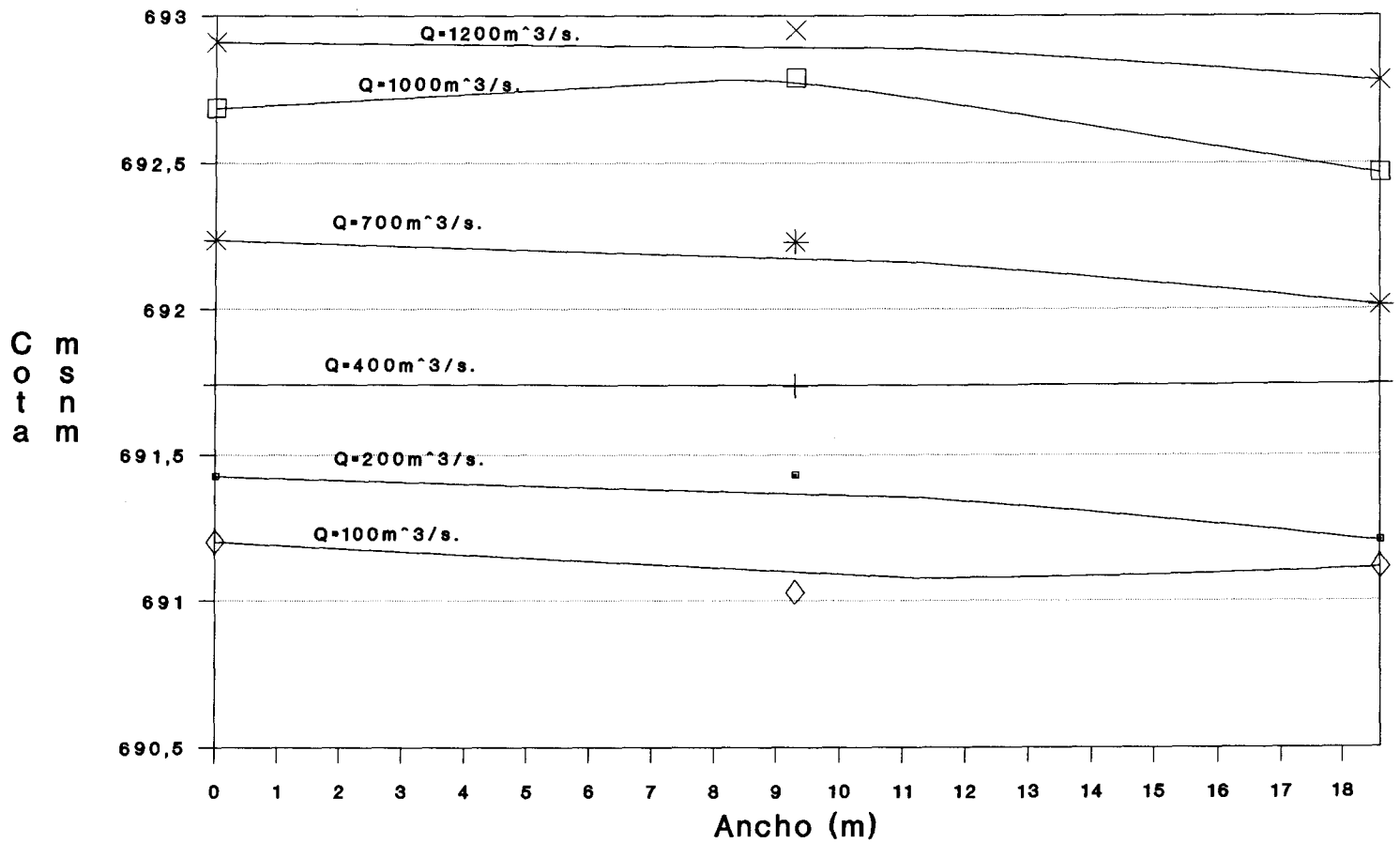


FIGURA 5.3.32

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+149.617

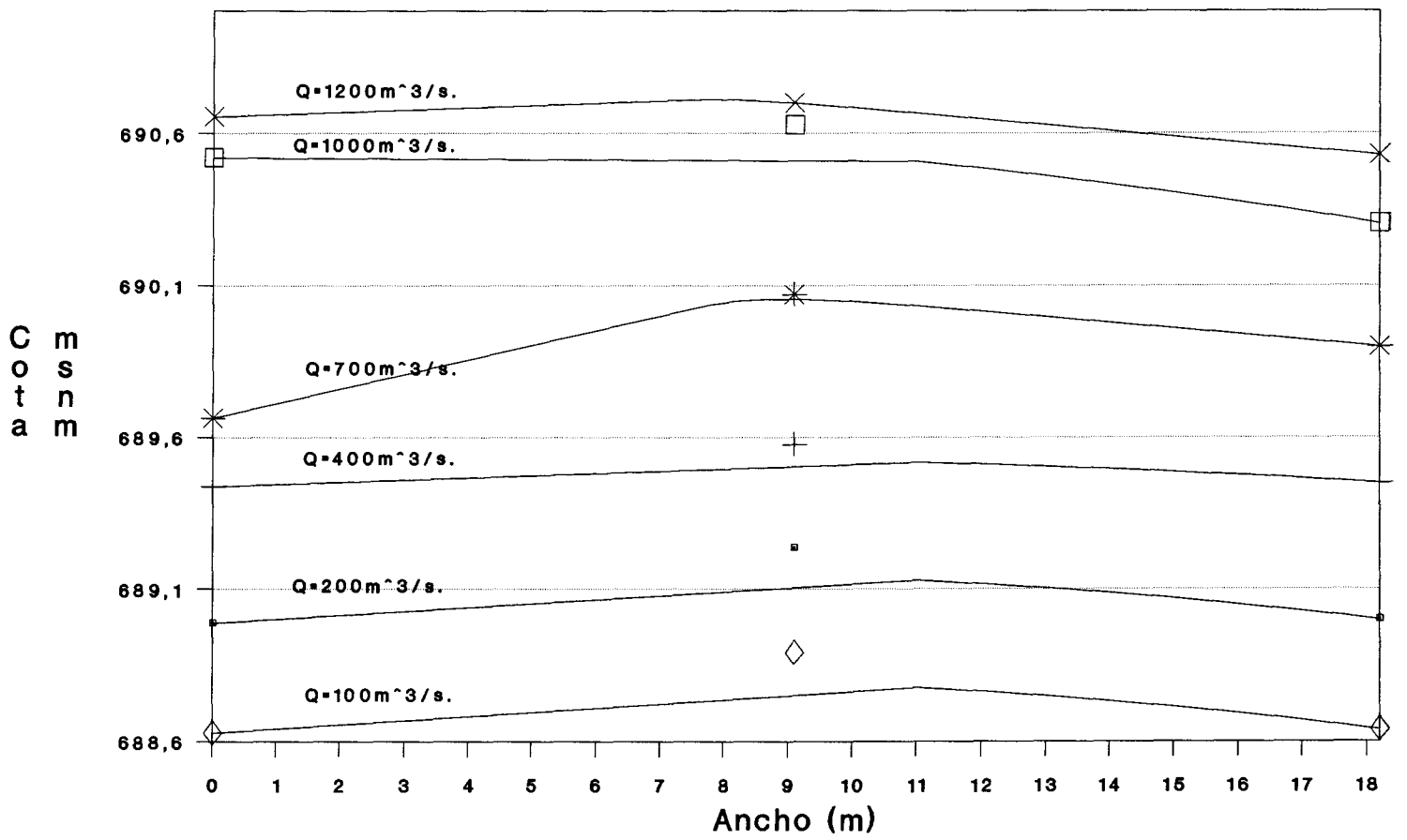


FIGURA 5.3.33

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+179.623

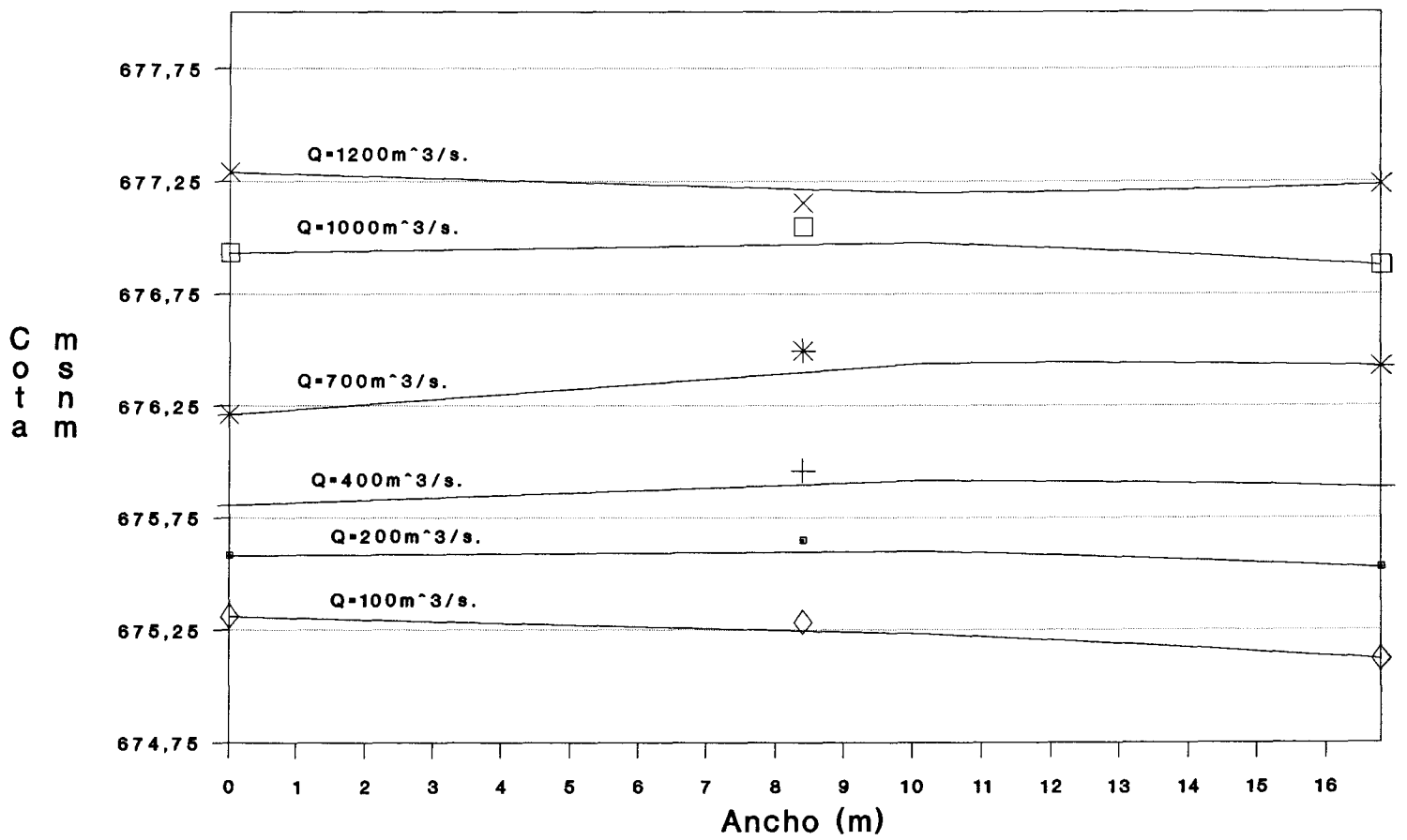


FIGURA 5.3.34

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+206.061

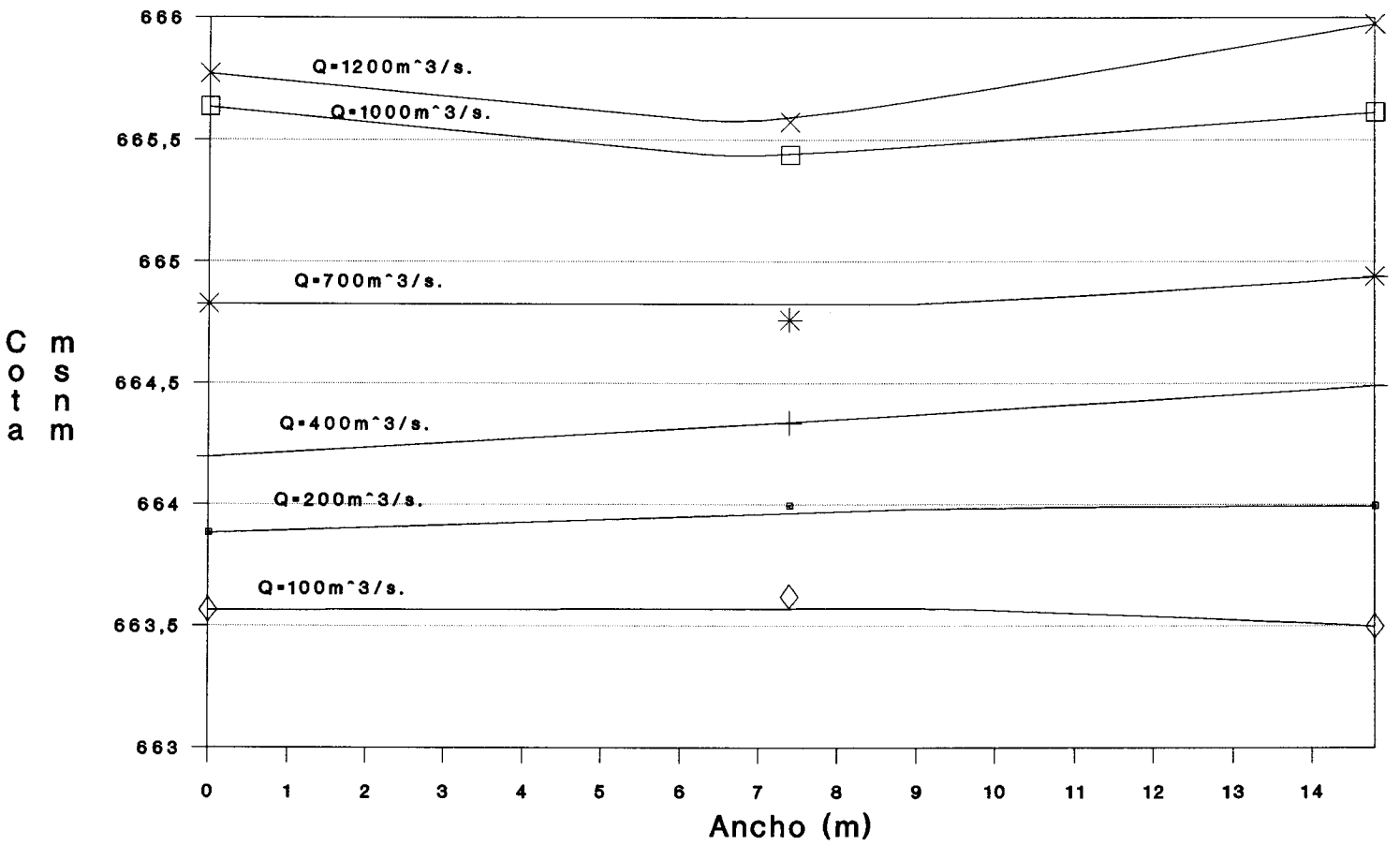


FIGURA 5.3.35

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+211.843

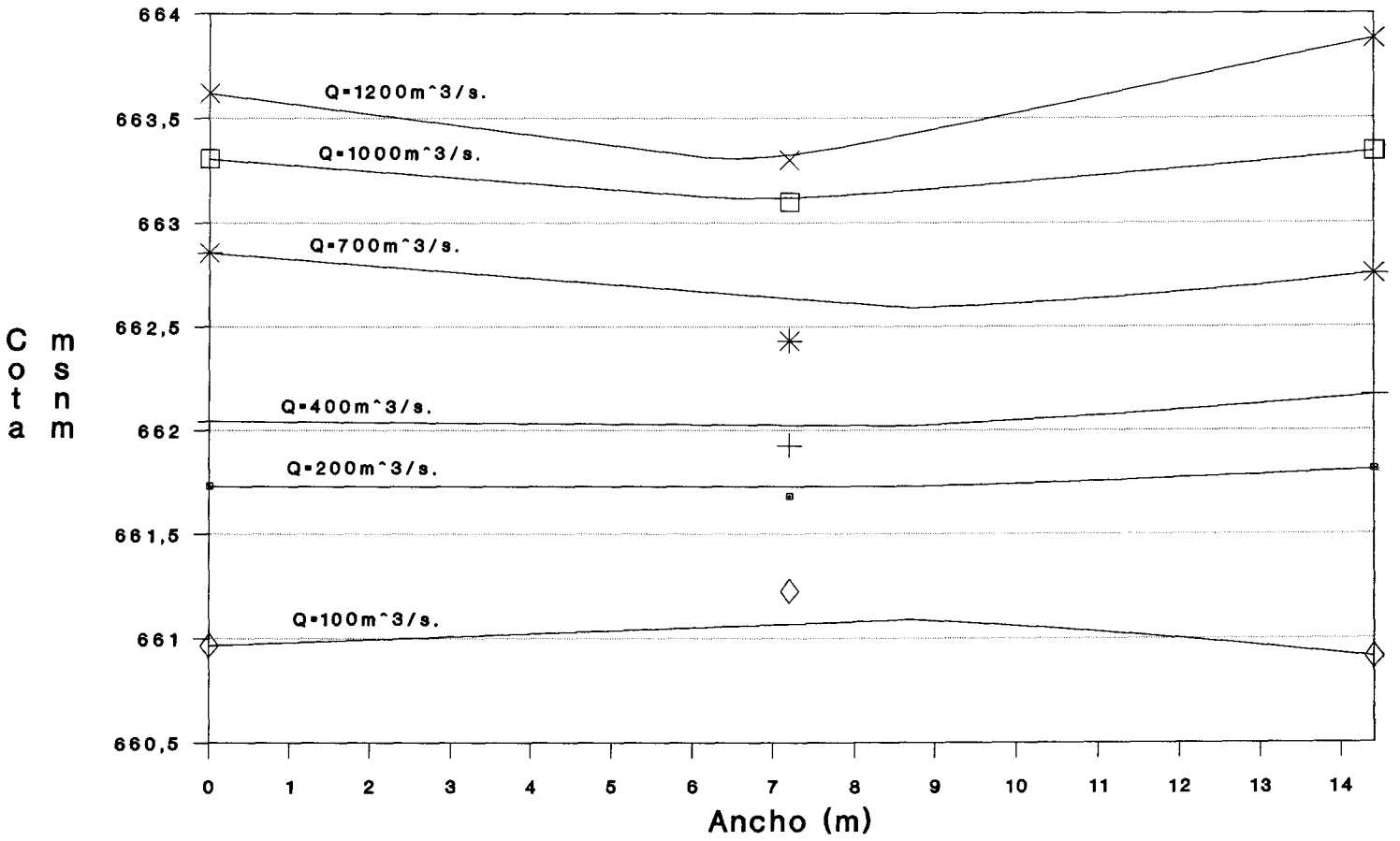


FIGURA 5.3.36

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+229.393

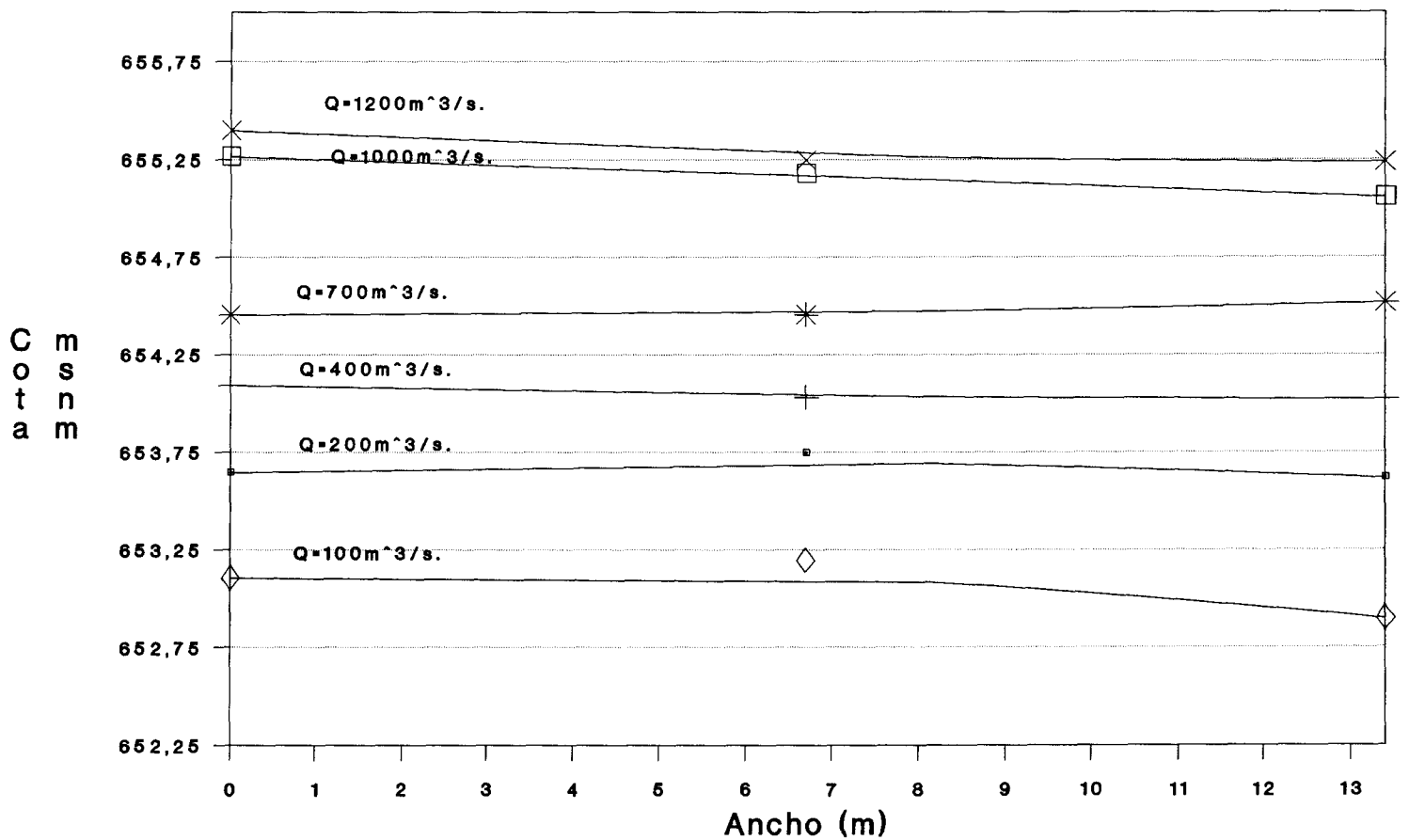


FIGURA 5.3.37

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+254.008

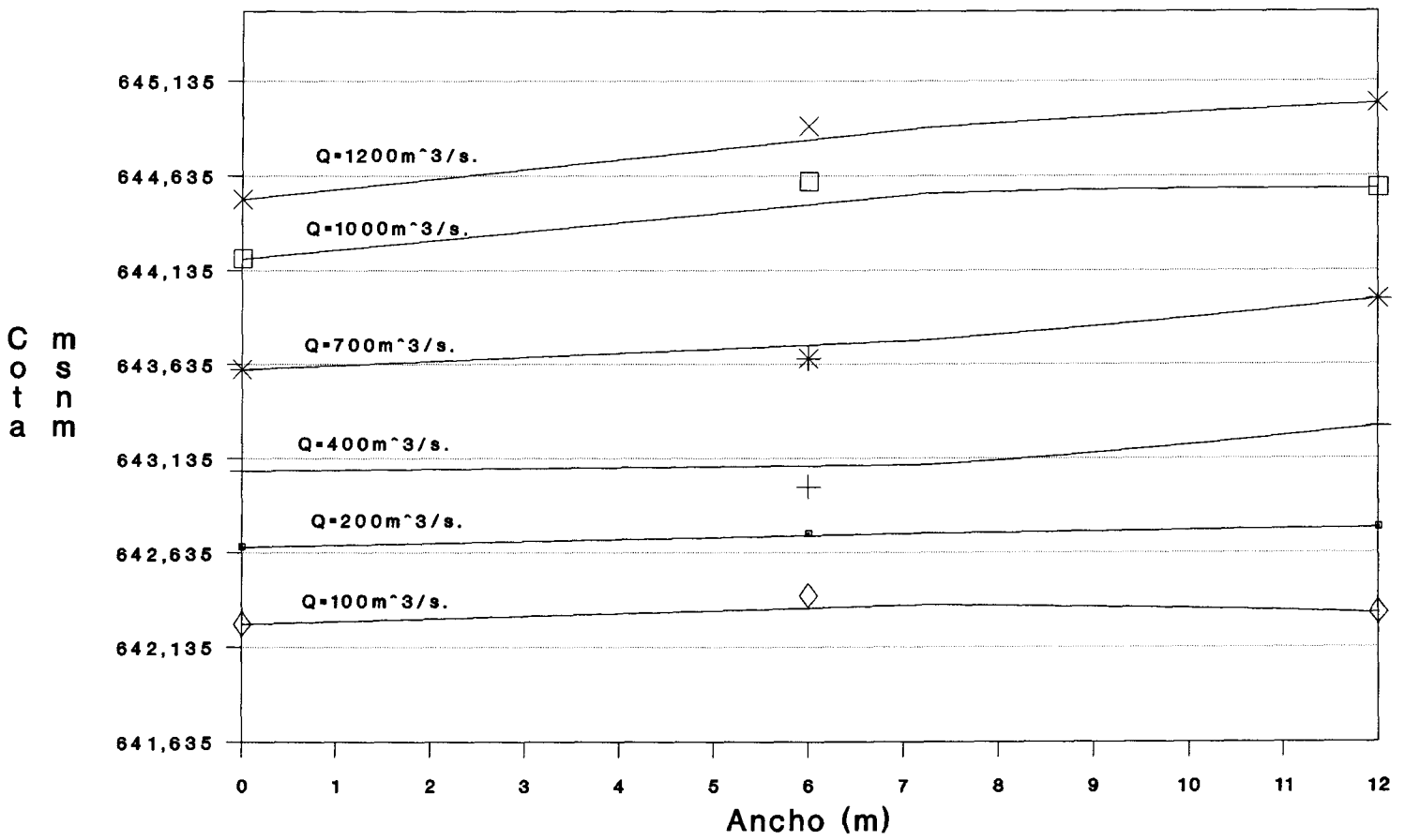


FIGURA 5.3.38

PROYECTO YACAMBU
Perfil Transversal
Progresiva 0+258.553

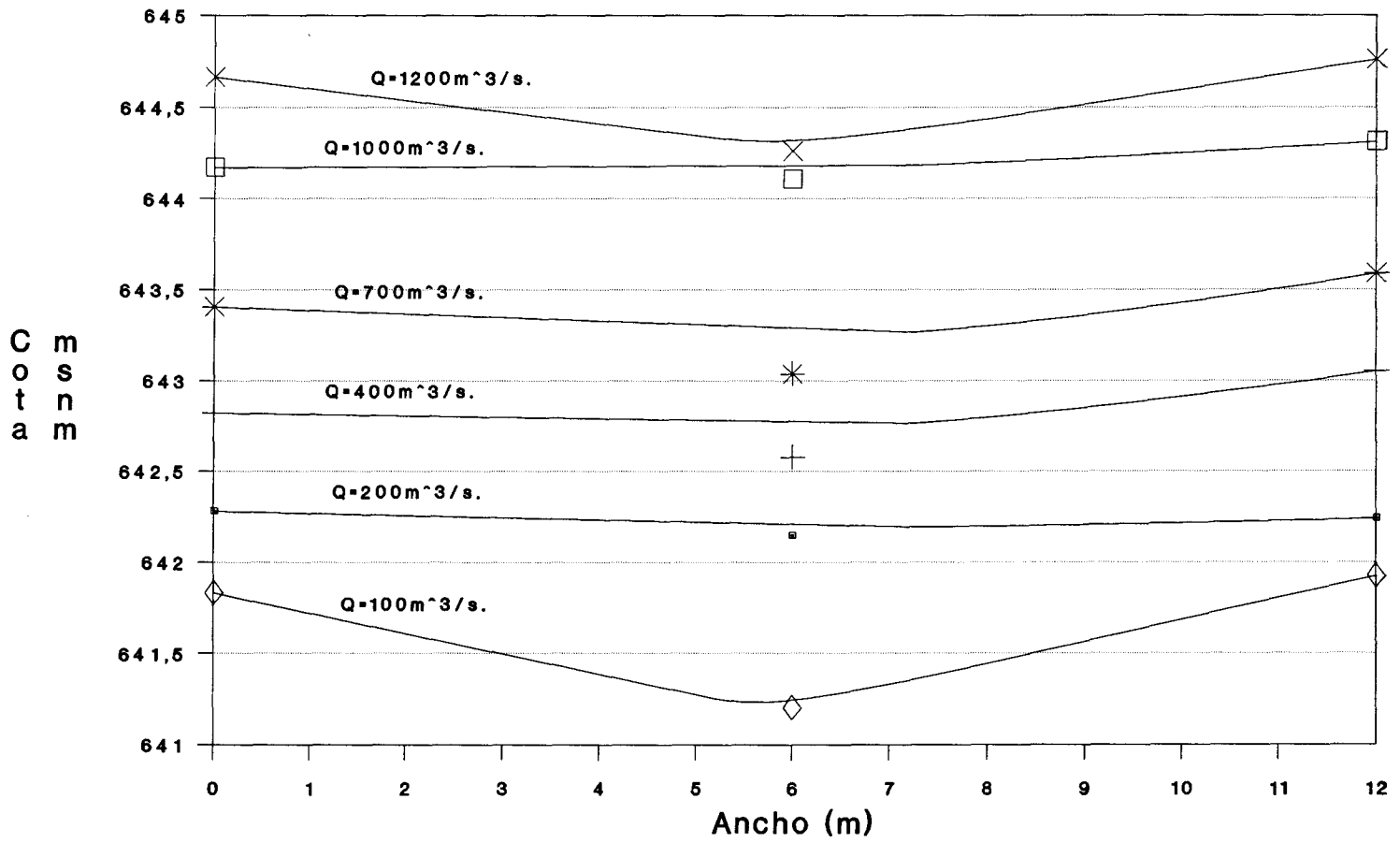


FIGURA 5.3.39

5.3.6 Trayectoria del chorro.

La longitud del chorro aguas abajo del deflector fue medida para las seis descargas ensayadas. En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos:

Caudal (m^3/seg.)	Longitud del chorro (m.)
100	79.65
200	112.50
400	162.00
700	180.00
1000	193.50
1200	188.10

El comportamiento del chorro aguas abajo del deflector fue estudiado mediante ecuaciones teóricas, con el fin de predecir la longitud del chorro para diferentes descargas (punto 4.3.4.). Las longitudes del chorro obtenidas teóricamente son menores que las que se obtienen en el modelo físico. Estas diferencias observadas, son una consecuencia del hecho de que en las ecuaciones teóricas no se tomaron en cuenta algunos parámetros que afectan la

trayectoria del chorro como son la convergencia a lo largo del rápido y las condiciones dinámicas del flujo.

Mediante los ensayos realizados en el modelo físico se puede concluir, que en general el chorro aumenta su distancia recorrida al aumentar la descarga, exceptuando la longitud del chorro para un caudal de 1200 m^3/seg., cuando alcanza un valor menor que el obtenido para la condición de 1000 m^3/seg. Este comportamiento ha sido observado en otros deflectores ensayados en modelos y se debe principalmente al efecto de la profundidad del flujo en el deflector, la cual se incrementa al aumentar la descarga y el efecto de las fuerzas gravitacionales tiene más influencia.

En las trayectorias de los chorros para cada condición se observó diferentes grados de perturbación. La lámina superior del chorro sigue la tendencia convergente (esta tendencia es propiciada por el cambio de sección a lo largo del rápido) y la lámina inferior del chorro sigue en forma divergente al liberarse de la presión a la que se encuentra sometida, una vez que el chorro sale del labio del deflector (ver foto N°3 anexo A). Al caer el chorro en el canal de descarga, esta concentración del flujo se refleja en una reducción del área de impacto del chorro, que aumenta el potencial de socavación de éste en el fondo del canal de descarga.

5.3.7 Análisis cualitativo de socavación.

Aunque muchos autores han tratado el tema de la socavación, obteniendo valores teóricos mediante fórmulas empíricas (punto 4.3.4) el estudio de la socavación realizado para el Proyecto Yacambú fue netamente cualitativo ya que es casi imposible poder modelar a escala el material del suelo en donde cae el chorro proveniente del aliviadero; lo que si se puede observar en el modelo es el efecto tridimensional que va a ocurrir en el prototipo.

Es importante señalar que la estructura de alivio no se puede analizar como una unidad aislada hay que observar también el efecto que produce esta descarga sobre las otras estructuras del proyecto.

Se hicieron dos modificaciones en el terreno de impacto para observar como iban a afectar las diferentes descargas ensayadas al aliviadero. Los primeros ensayos se efectuaron en un canal excavado con una estructura aguas abajo del deflector cuya función es la de descargar el flujo para caudales pequeños, disminuir el caudal unitario y lograr que el flujo no erosione el material donde se encuentra fundada la estructura de alivio. (ver foto N°4 anexo A).

La socavación que se va a obtener va a depender del ancho con que sale el flujo del aliviadero, es decir, el caudal que va a influir es el caudal unitario.

Los caudales estudiados para un ancho de 12 metros fueron:

Caudal (m^3/seg.)	Caudal unitario(m^3/s/m.)
100	8,33
200	16,67
400	33,33
700	58,33
1000	83,33
1200	100,00

Se comenzó con el menor caudal, dejándolo un tiempo suficiente con el fin de lograr la estabilización de la erosión. Cada 24 horas se aumentaba sucesivamente el caudal hasta llegar a 100 m^3/s/m observando el proceso erosivo y luego se disminuyó hasta el menor caudal, haciendo el mismo procedimiento anterior.

Se observó que para 8,33 m^3/s/m en el eje del canal comenzó a erosionarse debajo de la estructura que se

encontraba aguas abajo del deflector, dejando esta en voladizo, condición poco deseable para la estructura ya que disminuye su resistencia. Se formó aproximadamente a 100 mts. (distancia prototipo) una barra debido al impacto del agua con el suelo, formándose una piscina que ayuda a disipar la energía (ver plano 9 anexo C).

Para los caudales de 16,67 y 33,33 $m^3/s/m$ el comportamiento de la socavación es similar que el anterior siendo el socavón un poco más grande y desplazando la barra aguas abajo, pero se sigue formando la piscina con efecto disipador.

El gran problema comienza para el caudal de diseño de 700 $m^3/seg.$ cuyo caudal unitario es 58,33 $m^3/s/m$ debido a que se lava la barra aguas abajo dejando de formarse la piscina. El chorro no afecta la socavación debajo de la estructura pero como no se forma la piscina, al disminuir ese caudal va a ocasionar mayor erosión. Se observa en el plano 10, el socavón que se produce en el canal de descarga; sin embargo por limitaciones de espacio en el modelo no se puede observar completamente el proceso erosivo estudiado. El socavón se produce como consecuencia de la recirculación del flujo, hecho muy perjudicial ya que se encuentra cerca de una presa natural, constituida por un material muy inestable. Al producirse la erosión en las

paredes del canal de descarga puede ocurrir un derrumbe de la presa natural (ver figura 4.1.3).

Para caudales mayores el comportamiento fue similar, siendo más grande el socavón y mayor el efecto tridimensional que pone en peligro el proyecto.(ver plano 11 anexo C).

Luego se cambió el canal de descarga y se colocó el terreno natural sin la estructura aguas abajo del deflector, para observar si mejoraban las condiciones debido al impacto del agua sobre el material. Hasta caudales de 33,33 $m^3/s/m$ se siguió formando la barra de material, lográndose la piscina (ver plano 12 anexo C), pero para caudales mayores de 58,33 se perdió la barra y se produjo un socavón con efecto tridimensional considerable (ver plano 13 anexo C).

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- De la comparación realizada entre el análisis teórico según las ecuaciones seleccionadas y los resultados obtenidos en los ensayos sobre el modelo a escala reducida del aliviadero del Proyecto Yacambú, se deduce que no debe escatimarse esfuerzos en el estudio de aliviadero tipo abanico mediante modelos físicos, teniendo en cuenta la importancia que reviste el buen funcionamiento de estos en la protección integral de un proyecto hidráulico, y dado que, efectos como aproximación del flujo al vertedero, comportamiento del flujo en una transición convergente y determinación de la sección de control, son característicos de cada proyecto y complejos de estudiar satisfactoriamente basados exclusivamente en la utilización de expresiones teóricas. Por esta razón se estima esencial la experimentación sobre un modelo físico para verificar el diseño de un aliviadero tipo abanico.

- Al reproducirse en el modelo las condiciones reales del flujo en la entrada al vertedero, se pudo observar que el flujo de aproximación se comporta satisfactoriamente y que la geometría del canal de acceso es óptima. La curva de descarga del aliviadero, se ve influenciada por el efecto de la sumergencia de la cresta para caudales mayores a 700 m^3/seg. Sin embargo por los ensayos realizados se pudo

comprobar que esta influencia es mínima hasta para la creciente máxima probable.

- Tomando en cuenta que parte de la estructura de concreto que conforman la transición cresta-rápido, ya han sido construidas, se hicieron mejoramientos sin cambios sustanciales sobre el diseño original. Se determinó en este sentido que el elemento colocado al final de la zona de transición entre la cresta y el rápido de 0.55 mts. de altura, previsto en el diseño original del aliviadero, no funcionó como elemento inductor del flujo sub-crítico en la transición; se comprobó entonces el uso conveniente de un elemento de control de 2.8 mts. de altura combinado con tacos disipadores al pie de la cresta, ya que produce las mejores condiciones hidráulicas para toda la gama de caudales en estudio (0 a 1200 m^3/seg.) presentando un flujo tranquilo y uniforme a la entrada del rápido. Estas condiciones son esenciales para el funcionamiento integral del aliviadero.

- La distribución de presiones a lo largo del aliviadero varía de acuerdo a los cambios geométricos y de acuerdo a la descarga con la cual trabaja. A lo largo de todo el rango de descargas estudiadas, sólo el labio del deflector presentó presiones negativas considerables. Estos resultados indican por consiguiente que daños por

cavitación sobre el labio del deflector pueden ocurrir. Con el propósito de mejorar las presiones en el labio del deflector se sugiere estudiar el efecto que tendrían sobre éstas, pequeñas modificaciones en la geometría del labio. Por otra parte, aunque las presiones a lo largo del rápido son positivas, se obtuvieron altas velocidades y en tal sentido las irregularidades permisibles en el concreto deben ser muy pequeñas, por lo tanto el acabado final de la estructura debe ser de muy buena calidad, y se recomienda darle espacial atención al dimensionamiento al sistema de aireación, mediante la información proveniente de ensayos en el modelo físico y su correlación con el modelo matemático.

- Los niveles de agua se estudiaron a lo largo de todo el aliviadero. En la transición cresta-rápido el régimen es sub-crítico y tomando en consideración los resultados obtenidos, la convergencia de la transición y las velocidades, se sugiere una elevación de 13 metros para los muros de encauzamiento en esta zona del aliviadero. En el rápido el régimen es super-crítico con altas velocidades y se considera que muros con esta elevación de 13 metros, logran encauzar todas las descargas ensayadas, incluyendo la máxima probable.

- El chorro aguas abajo del deflector no se comporta

satisfactoriamente, ya que se produce una concentración del agua en el centro del chorro debido a la convergencia del rápido lo cual se refleja en la potencia de impacto cuando el chorro cae en el canal de descarga. Esto lógicamente afecta la posible socavación del suelo aguas abajo del deflector, poniendo en peligro no sólo la estructura de alivio sino la presa natural que se encuentra cerca de ésta, debido a que la socavación al pie de la montaña produciría un derrumbe por las características geológicas del sitio.

Por esta razón se propone continuar el canal de conducción con un ancho constante hasta el final del deflector, para disminuir el caudal unitario y evitar el efecto de la convergencia, ya que la socavación que produce la descarga correspondiente al caudal de diseño (700 m^3/seg.) resultó ser perjudicial para la obra.

Se recomienda continuar estudios teóricos y prácticos con el objetivo de determinar la geometría más adecuada del aliviadero para lograr una satisfactoria disipación de energía.

- Del análisis global de los ensayos realizado en el modelo físico del aliviadero del Proyecto Yacambú se concluye que la geometría original del aliviadero tiene un canal de acceso y una geometría de cresta adecuados, una transición cresta-rápido que debe ser optimizada, y una

disipación de energía poco eficiente dadas las condiciones geológicas en el canal de descarga; por lo tanto se considera que la geometría propuesta no cumple, en líneas generales, con los requerimientos básicos del Proyecto Yacambú.

7.- REFERENCIAS.

1.- Bolinaga, J.J., **"Proyectos de Ingeniería Hidráulica, Tomo II, Obras de Embalse"**, Caracas 1984.

2.- U.S. Bureau of Reclamation, **"Design of Small Dams"**, Revised Reprint 1877.

3.- I.C.O.L.D., **"Design of Spillway for Dams"**, 1986.

4.- Gonzalez, J., Martinez, P., **"Estudio Analítico del Aliviadero del Proyecto Caruachi"**, U.C.A.B., Octubre 1988.

5.- Bolinaga, J.J., **"Mecánica Elemental de los Fluidos"**, Caracas 1985.

6.- Mendez, M.V., **"Introducción a la Hidráulica del Flujo con Superficie Libre"**, Caracas.

7.- Mendez, M.V., **"Apuntes de clase de la materia Mecánica de los Fluidos I"** , U.C.A.B.

8.- Moreno, L.E., Mendez, J.A., **"Estudio Experimental del Aliviadero del Proyecto Caruachi"**, U.C.A.B., Noviembre 1989.

9.- Torres Herrera, F., **"Obras Hidráulicas"**, México, Primera Edición 1980.

10.- I.A.H.R., **"Journal of Hidraulic Research"**, Volumen 23, 1985.

11.- U.S. Bureau of Reclamation, **"Cavitation in Chutes and Spillways"**, Engineering Monograph # 42, April 1990.

12.- Castro, J.A., Castro, M., **"Estudio Experimental del Funcionamiento de Dispositivos Aireadores en Superficies Horizontales de Aliviaderos en Grandes Presas"**, U.C.A.B., Mayo 1991.

13.- Coleman, H.W., Simpson, A.R., de Garcia, L.M., **"Frontiers of Hidraulic Engineering"**.

14.- de S. Pinto, N.L., Neidert, S.H., Ota, J.J., **"Water Power & Dam Flows"**, February 1982.

15.- Oskalkov, A.G., Semenkov, V.M., **"Experiencia en el Desarrollo de Métodos para Evitar la Erosión Causada por Cavitación en Aliviaderos"**, 1979.

16.- Arroyo, P.F., **"Distribución de Sedimentos en Embalse"**, Caracas Agosto 1971.

17.- Ministerio de Obras Públicas, **"Grandes Presas en Venezuela"** Número Especial, Venezuela 1976.

18.- Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables, **"Proyecto Yacambú"**, Mayo 1977.

19.- Sociedad Venezolana de Ingeniería Hidráulica, **"El Agua"**, # 46, Julio-Septiembre 1988.

20.- Vega Perez, M., **"La Evolución de los Vertederos de Abanico"**, Ponencia presentada en el XII Congreso Internacional de Grandes Presas, México 1976.

21.- Mendez, M.V., **"Aliviadero en la Presa del Río Pao"**, Caracas.

22.- Departamento de Hidráulica, **"Proyecto Caruachi, Alivadero"** Informe # 1, Junio 1990.

23.- U.S. Army. Corps of Engineers, **"Hidraulic Design of Spillways"**, January 1990.

24.- Ing. Hipólito Kwiers Rodríguez, **"Obras de tomas y aliviaderos".** Caracas - Venezuela 1966.

25.- International Institute for Land Reclamation and Improvement, **"Discharge Measurement Structures"**, Wageningen 1976.

26.- Lochez, F.A., Hsu, S.T., **"Energy Dissipation at High Dams"**.

27.- Novak, P., **"Developments in Hidraulic Engineering 2"**, University of Newcastle, 1984.

28.- Kobus, H., **"Symposium on Scale. Effects in Modelling Hidraulic Structures"**, Germany, September 1984.

29.- Streeter, V.L., **"Mecánica de los Fluidos"**, México 1966.

30.- Breusers, H.N., Raudkivi, A.J., **"Scouring"**, Hidraulic Structures Design Manual, Rotterdam 1991.

31.- Hager, W.H., **"Spillways. Shockwaves and Air Entrainment"**, Subcommittee N° 4 of the Committee on Hydraulics for Dams, 1992.

32.- Semprun, F.J., Negron, J.G., **"Estudio de la Formación de Vortices en el Aliviadero del Proyecto Caruachi"**, U.C.A.B., Octubre 1991.

33.- International Commission on Large Dams, **"Design of Spillways for Dams"**, January 1986.

ANEXOS

ANEXO A

F O T O S

Foto Nº 1 . Modelo físico del aliviadero del Proyecto Yacambú . Escala 1:45.

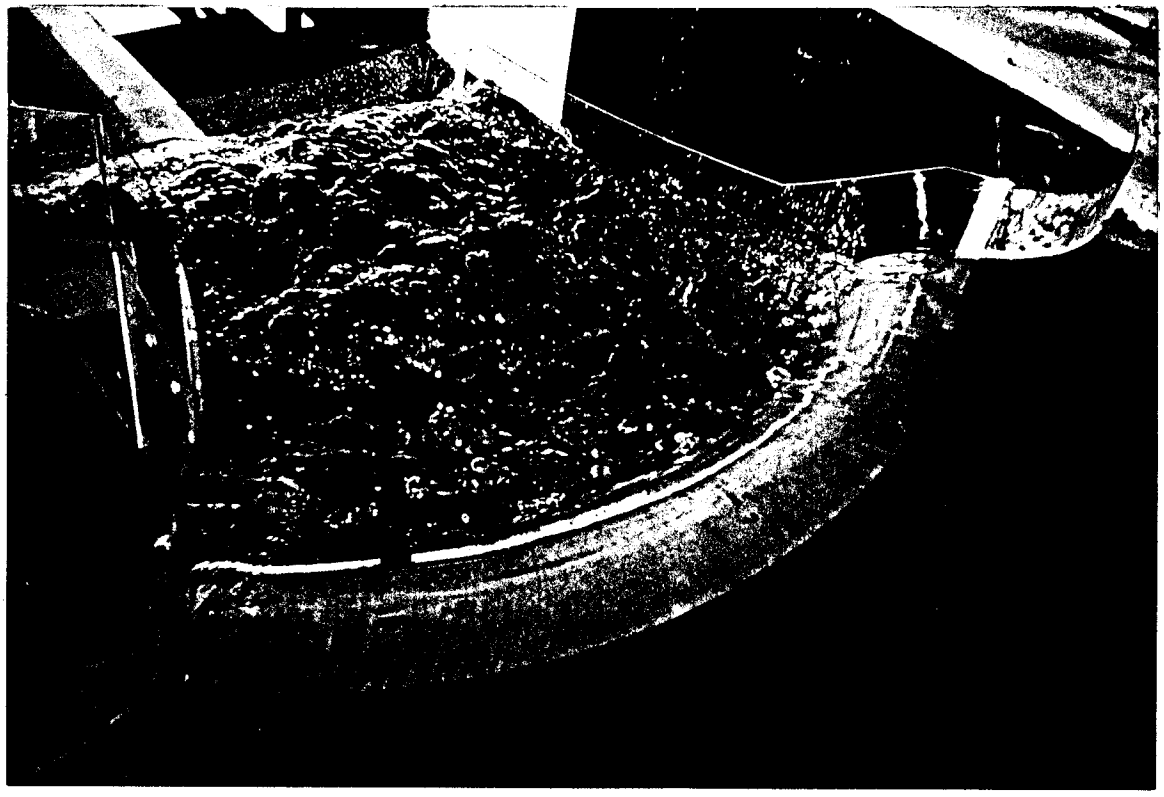


Foto Nº 2 . Condiciones del flujo de aproximación.

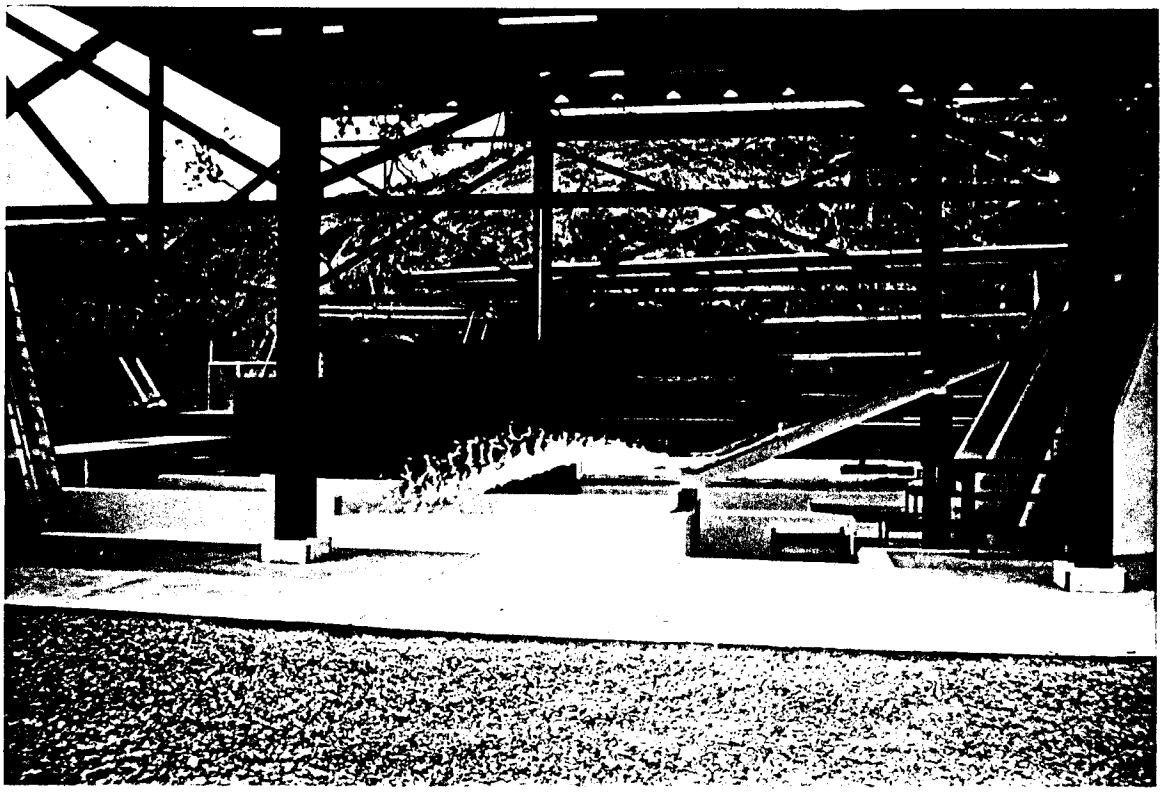


Foto Nº 3 . Trayectoria del chorro.

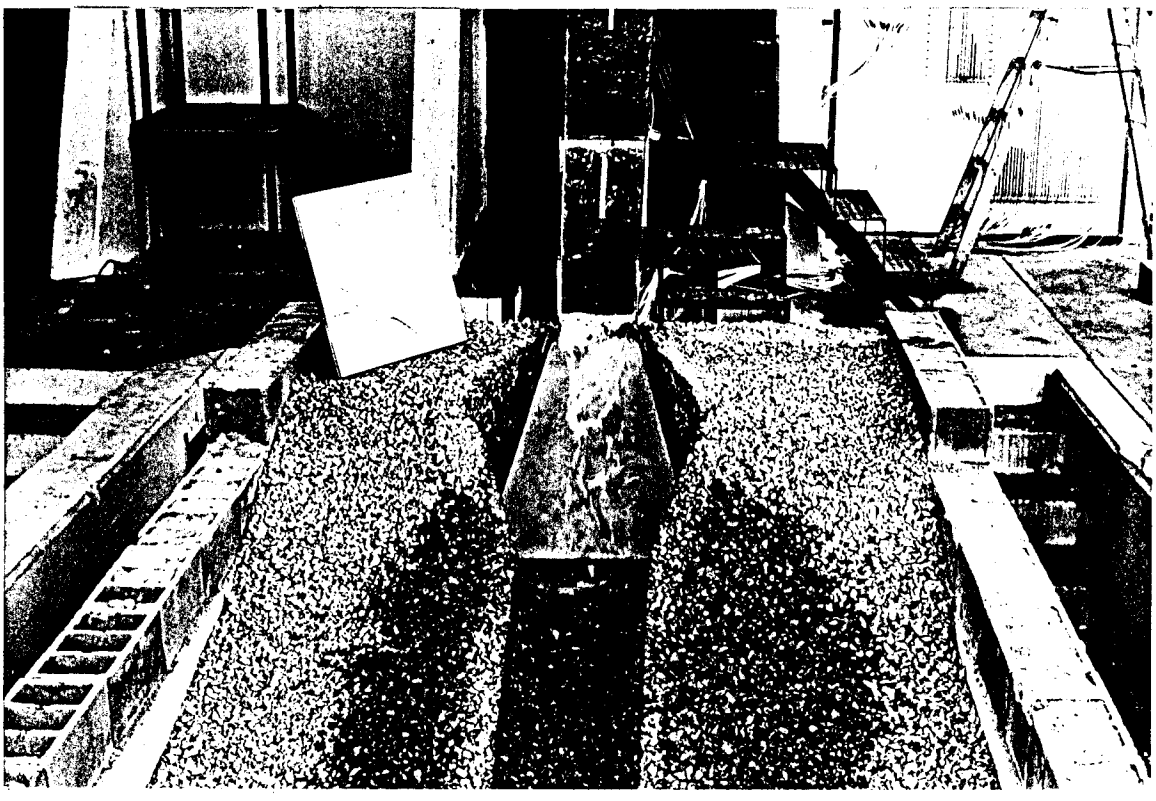


Foto Nº 4 . Canal excavado.

ANEXO B

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS SOBRE EL MODELO DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO YACAMBU, A ESCALA 1:45.

Instrumentación del Modelo		
Piezómetros Izquierdos	cota (m.s.n.m.)	progresiva (mts.)
1	749.097	-3.392
2	749.691	-2.897
3	750.726	-1.547
4	750.681	0.658
5	749.217	1.853
6	748.575	3.583
7	747.180	4.753
8	745.506	7.813
9	745.317	11.368
10	745.285	14.068
11	745.281	19.108
12	745.285	25.813
16	741.973	46.243
17	731.592	63.838
18	725.841	74.368
19	711.216	98.668
20	705.375	110.638
21	697.243	128.998
22	683.068	161.128
23	677.596	173.323
24	672.088	185.743
25	666.630	197.713
26	658.125	217.243
27	652.738	229.393
28	647.212	241.678
29	643.783	247.843
30	642.460	252.478
31	641.767	254.008
32	641.398	255.223
33	641.209	256.528
34	641.173	257.428
35	641.254	258.553
36	641.511	259.723
37	642.015	260.938

Instrumentación del Modelo		
Piezómetros Centro	cota (m.s.n.m.)	progresiva (mts.)
1	748.872	-3.572
2	749.475	-2.852
3	750.055	-2.177
4	750.906	-0.872
5	750.906	-0.197
6	750.523	0.838
7	750.096	1.603
8	749.515	2.368
9	748.926	2.953
10	748.251	3.538
11	747.531	4.213
12	746.757	4.933
13	745.821	6.193
14	745.348	8.038
15	745.258	9.793
16	745.258	11.638
17	745.236	14.383
18	745.281	17.128
19	745.326	19.783
20	745.317	22.528
21	745.303	25.138
22	745.285	29.638
23	745.290	34.003
25	741.928	45.778
26	735.057	57.943
27	731.556	63.838
28	728.460	69.103
29	725.395	74.368
30	714.748	92.728
31	711.261	98.668
32	708.165	104.518
33	705.339	110.638
34	702.621	117.028
35	697.176	128.998

Instrumentación del Modelo		
Piezómetros Centro	cota (m.s.n.m.)	progresiva (mts.)
36	691.708	141.373
37	683.001	161.128
38	680.188	167.383
39	677.497	173.323
40	674.761	179.623
41	672.088	185.743
42	669.316	196.273
43	666.616	197.713
44	664.348	202.978
45	658.080	217.243
46	655.335	223.183
47	652.612	229.393
48	649.912	235.603
49	647.167	241.678
50	644.422	247.843
51	643.693	249.553
52	693.162	250.768
53	642.375	252.478
54	641.686	254.008
55	641.362	255.223
56	641.146	256.528
57	641.137	257.428
58	641.236	258.553
59	641.533	259.723
60	641.974	260.938

Instrumentación del Modelo		
Piezómetros Derechos	cota (m.s.n.m.)	progresiva (mts.)
1	749.106	-3.437
2	750.195	-2.042
3	750.861	-1.187
4	751.041	-0.152
5	750.231	1.603
6	749.106	2.953
7	747.733	4.258
8	746.005	6.148
9	745.866	9.928
10	745.317	14.653
11	745.303	17.038
12	745.326	23.113
17	735.057	57.943
18	728.406	69.103
19	714.726	92.728
20	708.178	104.518
21	702.621	116.028
22	691.695	141.373
23	680.211	167.383
24	674.752	179.623
25	669.298	196.273
26	664.263	202.978
27	655.290	223.183
28	649.822	235.603
29	644.400	247.843
30	643.117	250.768
31	641.677	254.008
32	641.317	255.223
33	641.137	256.528
34	641.128	257.428
35	641.227	258.553
36	641.565	259.723
37	641.956	260.938

CURVA DE DESCARGA
VERTEDERO PRINCIPAL
MODELO

Caudal (lps)	H(cm)
0.000	0
6.206	1
18.070	2
33.766	3
52.617	4
74.225	5
98.319	6
124.699	7
153.208	8
183.719	9
216.126	10
250.340	11
286.283	12
323.888	13
363.095	14
403.850	15
446.106	16
489.817	17
534.946	18
581.453	19
629.307	20
678.476	21
728.930	22
780.643	23
833.589	24
887.744	25
943.086	26
999.594	27
1057.248	28
1116.028	29
1175.918	30

CURVA DE DESCARGA
VERTEDERO PRINCIPAL
PROTOTIPO

Caudal(m^3/s*100)	H(cm)
0.000	0
0.843	1
2.455	2
4.587	3
7.148	4
10.083	5
13.356	6
16.939	7
20.812	8
24.957	9
29.359	10
34.006	11
38.889	12
43.997	13
49.323	14
54.859	15
60.600	16
66.537	17
72.668	18
78.985	19
85.486	20
92.165	21
99.019	22
106.043	23
113.236	24
120.592	25
128.110	26
135.786	27
143.618	28
151.603	29
159.738	30

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 100m^3/seg.

piezómetros izquierdo	presiones (m.s.n.m.)
1	752.300
2	752.300
3	752.120
4	751.175
5	750.140
6	749.780
7	749.960
8	749.915
9	750.365
10	-
11	749.870
12	750.050
13	-
14	-
15	-
16	-
17	731.375
18	726.515
19	707.885
20	704.420
21	697.220
22	682.820
23	676.970
24	670.850
25	666.350
26	658.295
27	652.780
28	647.765
29	643.400
30	642.725
31	642.545
32	642.950
33	642.320
34	642.725
35	641.510
36	643.760
37	639.125
obstáculo	747.800

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 100m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
1	752.300
2	752.210
3	752.075
4	751.715
5	751.445
6	750.950
7	750.500
8	749.780
9	749.645
10	749.330
11	749.735
12	749.915
13	749.870
14	749.960
15	749.870
16	-
17	749.960
18	749.375
19	749.870
20	749.960
21	749.960
22	750.050
23	749.960
24	-
25	742.400
26	734.840
27	732.140
28	729.080
29	725.930
30	715.400
31	711.665
32	708.110
33	705.995
34	702.845
35	696.455
36	692.360
37	684.350

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 100m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
38	680.795
39	678.725
40	674.585
41	672.110
42	670.310
43	-
44	665.315
45	658.925
46	655.910
47	653.275
48	649.790
49	647.045
50	644.210
51	643.805
52	643.670
53	643.265
54	643.715
55	643.490
56	643.580
57	643.130
58	644.795
59	644.930
60	637.595
obstáculo	747.890

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 100m^3/seg.

piezómetros derecho	presiones (m.s.n.m.)
1	752.300
2	752.255
3	752.120
4	751.625
5	750.635
6	749.780
7	750.005
8	750.050
9	749.825
10	750.050
11	750.500
12	750.095
13	-
14	-
15	-
16	-
17	733.715
18	728.405
19	715.130
20	708.875
21	703.295
22	692.540
23	680.885
24	675.350
25	669.275
26	664.280
27	655.685
28	650.195
29	644.615
30	643.580
31	644.210
32	644.435
33	644.075
34	644.435
35	643.805
36	643.310
obstáculo	747.890

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 200m^3/seg.

piezómetros izquierdo	presiones (m.s.n.m.)
1	752.795
2	752.975
3	752.480
4	751.220
5	750.320
6	750.140
7	750.635
8	750.860
9	750.770
10	750.590
11	750.770
12	750.770
13	-
14	-
15	-
16	742.085
17	731.600
18	726.875
19	706.940
20	704.195
21	697.400
22	683.045
23	676.835
24	670.130
25	665.810
26	658.475
27	652.960
28	648.125
29	642.995
30	643.175
31	645.155
32	647.360
33	646.640
34	647.180
35	644.930
36	648.575
37	635.930
obstáculo	747.125

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 200m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
1	752.840
2	752.795
3	752.705
4	751.895
5	751.535
6	751.085
7	750.635
8	750.095
9	750.275
10	-
11	750.500
12	751.220
13	750.815
14	750.995
15	751.085
16	-
17	750.725
18	750.815
19	750.860
20	750.860
21	750.860
22	750.860
23	750.950
24	-
25	741.275
26	735.335
27	732.365
28	729.305
29	726.065
30	716.975
31	711.800
32	708.065
33	706.400
34	701.045
35	695.915
36	691.820
37	685.430

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 200m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
38	682.100
39	679.715
40	675.125
41	672.875
42	670.175
43	-
44	665.720
45	660.095
46	656.675
47	654.245
48	649.610
49	646.730
50	643.940
51	644.075
52	644.030
53	644.075
54	646.955
55	648.125
56	648.665
57	648.035
58	650.240
59	649.700
60	634.940
obstáculo	746.765

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 200m^3/seg.

piezómetros derecho	presiones (m.s.n.m.)
1	752.750
2	752.660
3	752.300
4	751.580
5	750.680
6	750.140
7	750.275
8	750.770
9	750.680
10	750.680
11	750.815
12	750.815
13	-
14	-
15	-
16	-
17	735.650
18	728.450
19	715.355
20	709.325
21	703.520
22	692.675
23	681.020
24	675.530
25	669.320
26	664.325
27	655.820
28	650.375
29	644.795
30	643.760
31	647.675
32	649.430
33	649.295
34	649.475
35	648.710
36	646.740
obstáculo	746.360

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 400m^3/seg.

piezómetros izquierdo	presiones (m.s.n.m.)
1	753.605
2	753.695
3	752.885
4	751.715
5	750.905
6	751.085
7	751.850
8	752.030
9	751.085
10	751.400
11	751.670
12	751.850
13	-
14	-
15	-
16	738.350
17	732.005
18	727.550
19	707.165
20	704.285
21	698.300
22	683.270
23	676.835
24	669.905
25	665.900
26	659.555
27	653.455
28	648.710
29	642.590
30	643.715
31	650.195
32	654.380
33	654.425
34	655.415
35	652.510
36	655.640
37	633.815
obstáculo	746.900

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 400m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
1	753.605
2	753.115
3	753.380
4	751.850
5	751.445
6	751.220
7	750.905
8	750.725
9	750.950
10	-
11	751.805
12	752.300
13	752.075
14	752.300
15	752.345
16	-
17	751.625
18	751.760
19	751.850
20	751.940
21	751.940
22	751.985
23	752.075
24	-
25	741.815
26	735.650
27	732.815
28	729.710
29	726.560
30	716.700
31	712.475
32	708.650
33	706.985
34	701.045
35	695.915
36	693.485
37	686.015

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 400m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
38	682.235
39	680.525
40	674.900
41	672.650
42	670.670
43	-
44	667.115
45	661.490
46	657.395
47	654.695
48	649.565
49	646.820
50	643.985
51	644.570
52	644.795
53	646.280
54	652.465
55	656.045
56	657.440
57	656.900
58	658.745
59	565.540
60	633.365
obstáculo	746.540

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 400m^3/seg.

piezómetros derecho	presiones (m.s.n.m.)
1	753.515
2	753.380
3	752.615
4	751.445
5	750.995
6	750.995
7	751.490
8	752.030
9	751.715
10	751.580
11	751.715
12	751.850
13	-
14	-
15	-
16	-
17	736.280
18	728.810
19	716.030
20	709.505
21	703.880
22	-
23	681.290
24	675.845
25	669.725
26	665.045
27	656.720
28	650.915
29	645.245
30	644.570
31	653.410
32	657.260
33	658.115
34	658.655
35	657.530
36	653.050
obstáculo	745.910

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 700m^3/seg.

piezómetros izquierdo	presiones (m.s.n.m.)
1	754.370
2	754.460
3	753.200
4	751.580
5	751.670
6	751.895
7	752.975
8	753.245
9	751.895
10	752.075
11	752.750
12	752.975
13	-
14	-
15	-
16	-
17	732.500
18	728.360
19	707.975
20	704.690
21	798.750
22	683.675
23	676.970
24	669.635
25	665.945
26	660.635
27	654.110
28	649.160
29	642.590
30	647.090
31	656.000
32	661.760
33	662.930
34	664.190
35	661.625
36	662.795
37	634.805
obstáculo	746.675

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 700m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
1	754.505
2	754.325
3	754.100
4	751.850
5	751.355
6	751.490
7	751.490
8	751.625
9	752.165
10	-
11	753.200
12	753.425
13	753.425
14	753.560
15	753.470
16	-
17	752.840
18	752.840
19	752.975
20	753.110
21	753.110
22	753.155
23	753.290
24	-
25	742.895
26	736.325
27	733.310
28	729.755
29	727.325
30	717.020
31	713.150
32	709.145
33	707.435
34	701.135
35	696.635
36	694.385
37	685.430

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 700m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
38	682.550
39	681.060
40	675.800
41	673.685
42	671.345
43	-
44	668.150
45	661.625
46	657.800
47	655.010
48	649.830
49	646.955
50	644.210
51	645.200
52	646.100
53	650.285
54	660.095
55	665.045
56	667.295
57	666.845
58	667.610
59	663.560
60	633.725
obstáculo	746.315

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 700m^3/seg.

piezómetros derecho	presiones (m.s.n.m.)
1	754.325
2	754.100
3	752.840
4	751.355
5	751.670
6	752.165
7	752.975
8	753.245
9	753.110
10	752.210
11	752.795
12	752.930
13	-
14	-
15	-
16	-
17	736.730
18	729.170
19	716.345
20	710.585
21	704.330
22	-
23	681.830
24	676.340
25	670.085
26	665.810
27	657.035
28	651.770
29	645.695
30	645.875
31	659.690
32	664.775
33	666.575
34	667.385
35	665.765
36	659.465
obstáculo	746.225

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 1000m^3/seg.

piezómetros izquierdo	presiones (m.s.n.m.)
1	755.450
2	755.405
3	754.010
4	753.740
5	754.100
6	754.145
7	754.280
8	754.325
9	754.595
10	754.604
11	754.595
12	754.910
13	-
14	-
15	-
16	-
17	733.040
18	728.900
19	708.875
20	705.320
21	699.290
22	684.350
23	677.645
24	669.995
25	666.440
26	661.265
27	654.650
28	649.610
29	643.680
30	652.240
31	664.010
32	670.400
33	672.605
34	674.090
35	671.390
36	670.400
37	634.670
obstáculo	746.405

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 1000m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
1	755.540
2	755.360
3	755.045
4	752.300
5	752.300
6	753.245
7	753.695
8	754.190
9	754.370
10	-
11	754.370
12	754.325
13	754.415
14	754.910
15	755.360
16	-
17	755.180
18	754.910
19	754.820
20	754.775
21	754.730
22	754.820
23	755.135
24	-
25	744.110
26	737.000
27	737.850
28	730.745
29	728.225
30	717.335
31	713.870
32	709.955
33	707.975
34	701.270
35	697.085
36	694.295
37	685.880

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 1000m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
38	683.090
39	681.605
40	676.340
41	674.090
42	671.345
43	-
44	668.645
45	662.435
46	658.250
47	655.370
48	650.195
49	647.450
50	645.470
51	647.000
52	649.295
53	656.765
54	668.150
55	673.550
56	676.295
57	676.070
58	675.935
59	660.400
60	635.570
obstáculo	746.630

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 1000m^3/seg.

piezómetros derecho	presiones (m.s.n.m.)
1	755.495
2	755.000
3	753.560
4	752.435
5	754.100
6	754.145
7	754.325
8	754.280
9	754.775
10	754.775
11	754.775
12	754.640
13	-
14	-
15	-
16	-
17	-
18	729.800
19	716.840
20	711.350
21	704.825
22	695.150
23	682.010
24	676.790
25	670.490
26	667.160
27	657.530
28	651.700
29	646.595
30	648.620
31	666.665
32	672.470
33	674.900
34	675.575
35	673.640
36	665.540
obstáculo	746.180

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 1200m^3/seg.

piezómetros izquierdo	presiones (m.s.n.m.)
1	756.215
2	756.035
3	755.045
4	754.820
5	754.865
6	754.955
7	755.135
8	755.225
9	755.360
10	755.585
11	755.540
12	755.810
13	-
14	-
15	-
16	742.310
17	733.310
18	729.440
19	709.685
20	705.680
21	699.650
22	-
23	677.870
24	670.040
25	666.530
26	660.860
27	654.965
28	649.970
29	644.885
30	656.090
31	668.375
32	674.450
33	676.790
34	678.050
35	675.260
36	673.325
37	635.435
obstáculo	746.270

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 1200m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
1	756.395
2	756.125
3	755.810
4	753.020
5	753.200
6	754.280
7	754.820
8	755.225
9	755.270
10	-
11	755.315
12	755.270
13	755.270
14	755.405
15	755.810
16	-
17	755.945
18	755.855
19	755.720
20	755.585
21	755.540
22	755.585
23	755.900
24	-
25	744.245
26	737.360
27	734.300
28	731.150
29	728.765
30	718.640
31	714.500
32	710.495
33	708.335
34	701.495
35	697.040
36	694.700
37	686.150

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 1200m^3/seg.

piezómetros centro	presiones (m.s.n.m.)
38	683.990
39	681.470
40	676.610
41	674.360
42	671.660
43	-
44	669.275
45	661.940
46	658.665
47	656.315
48	650.600
49	647.630
50	645.920
51	648.395
52	651.340
53	660.455
54	672.254
55	677.825
56	680.570
57	680.525
58	680.300
59	674.360
60	636.110
obstáculo	746.405

PROYECTO YACAMBU - ALIVIADERO
MODELO ESCALA 1:45
CAUDAL = 1200m^3/seg.

piezómetros derecho	presiones (m.s.n.m.)
1	756.170
2	755.765
3	754.190
4	753.785
5	755.045
6	755.090
7	755.225
8	755.180
9	755.450
10	755.675
11	755.720
12	755.450
13	-
14	-
15	-
16	-
17	737.765
18	730.475
19	716.795
20	711.710
21	705.140
22	-
23	682.640
24	677.150
25	670.715
26	667.745
27	668.025
28	652.015
29	647.270
30	650.780
31	670.220
32	675.845
33	678.410
34	678.995
35	676.700
36	667.655
obstáculo	745.955

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 100m^3/seg.

progresiva	niveles de agua centro
-9.000	752.103
-3.375	752.103
0.000	751.783
5.085	749.578
5.501	749.673
11.396	749.664
17.471	749.650
22.646	749.646
27.641	749.709
31.241	749.767
34.616	749.749
35.430	749.533
36.433	748.053
53.353	738.207
77.158	724.315
82.108	721.953
98.668	711.513
122.415	700.330
143.970	691.029
149.617	688.891
179.623	675.283
206.061	663.619
211.843	661.225
229.393	653.193
254.008	642.406
258.553	641.200

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 200m^3/seg.

progresiva	niveles de agua centro
-9.000	752.701
-3.375	752.674
0.000	752.265
5.085	750.244
5.501	750.235
11.396	750.033
17.471	750.775
22.646	750.694
27.641	750.708
31.241	750.676
34.616	750.505
35.430	750.276
36.433	749.830
39.930	746.545
53.353	738.490
77.158	724.563
82.108	722.335
98.668	711.985
122.415	700.690
143.970	691.429
149.617	689.238
179.623	675.648
206.061	663.993
211.843	661.680
229.393	653.746
254.008	642.735
258.553	642.150

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 400m^3/seg.

progresiva	niveles de agua centro
-9.000	753.529
-3.375	753.349
0.000	752.899
5.085	750.784
5.501	751.068
11.396	750.955
17.471	751.585
22.646	751.990
27.641	751.819
31.241	751.756
34.616	751.540
35.430	751.324
36.433	751.000
39.930	747.904
53.353	739.098
77.158	724.878
82.108	722.650
98.668	712.278
122.415	701.005
143.970	691.735
149.617	689.575
179.623	675.958
206.061	664.335
211.843	661.927
229.393	654.030
254.008	642.982
258.553	642.577

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 700m^3/seg.

progresiva	niveles de agua centro
-9.000	754.276
-3.375	754.105
0.000	753.511
5.085	752.116
5.501	751.945
11.396	751.900
17.471	752.625
22.646	753.003
27.641	753.034
31.241	752.868
34.616	752.553
35.430	752.431
36.433	751.999
39.930	749.371
53.353	740.043
77.158	725.575
82.108	723.078
98.668	712.885
122.415	701.500
143.970	692.230
149.617	690.070
179.623	676.494
206.061	664.758
211.843	662.431
229.393	654.453
254.008	643.666
258.553	643.036

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 1000m^3/seg.

progresiva	niveles de agua centro
-9.000	755.289
-3.375	755.086
0.000	754.501
5.085	753.759
5.501	753.763
11.396	754.348
17.471	754.686
22.646	754.573
27.641	754.348
31.241	754.393
34.616	753.876
35.430	753.520
36.433	753.313
39.930	750.676
53.353	740.893
77.158	726.156
82.108	723.748
98.668	713.578
122.415	702.283
143.970	692.788
149.617	690.628
179.623	677.047
206.061	665.437
211.843	663.097
229.393	655.177
254.008	644.602
258.553	644.107

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 1200m^3/seg.

progresiva	niveles de agua centro
-9.000	756.189
-3.375	755.905
0.000	755.365
5.085	754.420
5.501	754.249
11.396	755.365
17.471	755.410
22.646	755.230
27.641	755.073
31.241	754.848
34.616	754.465
35.430	754.173
36.433	753.835
39.930	750.618
53.353	741.109
77.158	726.475
82.108	724.000
98.668	713.704
122.415	702.715
143.970	692.950
149.617	690.700
179.623	681.817
206.061	665.572
211.843	663.300
229.393	655.245
254.008	644.895
258.553	644.152

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 100m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro izq.
12.251	749.601
19.001	749.646
26.896	749.745
30.926	749.722
36.433	748.910
53.353	738.410
77.158	724.450
82.108	721.710
98.668	711.630
122.415	700.564
143.970	691.200
149.617	668.627
179.623	675.310
206.061	663.565
211.843	660.964
229.393	653.103
254.008	642.258
258.553	641.830

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 100m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro der.
31.466	749.727
36.433	749.010
53.353	738.270
77.158	724.460
82.108	722.030
98.668	711.770
122.415	700.429
143.970	691.114
149.617	688.639
179.623	675.121
206.061	663.498
211.843	661.910
229.393	652.896
254.008	642.316
258.553	641.925

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 200m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro izq.
12.251	750.226
19.001	750.685
26.896	750.676
30.926	750.618
36.433	749.988
53.353	738.949
77.158	724.900
82.108	722.335
98.668	712.219
122.415	700.969
143.970	691.425
149.617	688.987
179.623	675.580
206.061	663.880
211.843	661.729
229.393	653.643
254.008	642.663
258.553	642.280

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 200m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro der.
31.466	750.640
36.433	749.907
53.353	738.679
77.158	724.774
82.108	722.524
98.668	711.999
122.415	700.519
143.970	691.204
149.617	688.999
179.623	675.526
206.061	663.993
211.843	662.810
229.393	653.616
254.008	642.766
258.553	642.240

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 400m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro izq.
12.251	751.144
19.001	751.045
26.896	751.563
30.926	751.684
36.433	750.933
53.353	739.624
77.158	725.350
82.108	722.830
98.668	712.534
122.415	701.284
143.970	691.740
149.617	689.437
179.623	675.805
206.061	664.195
211.843	662.044
229.393	654.093
254.008	643.068
258.553	642.820

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 400m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro der.
31.466	751.675
36.433	750.807
53.353	739.309
77.158	725.359
82.108	722.974
98.668	712.719
122.415	701.239
143.970	691.744
149.617	689.449
179.623	675.886
206.061	664.488
211.843	663.170
229.393	654.021
254.008	643.306
258.553	643.050

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 700m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro izq.
12.251	752.089
19.001	752.125
26.896	752.400
30.926	752.733
36.433	751.743
53.353	740.344
77.158	725.935
82.108	723.325
98.668	712.984
122.415	701.644
143.970	692.235
149.617	689.662
179.623	676.210
206.061	664.825
211.843	662.539
229.393	654.453
254.008	643.608
258.553	643.405

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 700m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro der.
31.466	752.715
36.433	751.617
53.353	740.029
77.158	725.899
82.108	723.289
98.668	713.124
122.415	701.689
143.970	692.014
149.617	689.899
179.623	676.426
206.061	664.938
211.843	663.755
229.393	654.516
254.008	643.981
258.553	643.590

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 1000m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro izq.
12.251	753.448
19.001	754.393
26.896	754.393
30.926	754.123
36.433	753.138
53.353	741.154
77.158	726.700
82.108	723.955
98.668	713.569
122.415	702.004
143.970	692.685
149.617	690.517
179.623	676.930
206.061	665.635
211.843	663.304
229.393	655.263
254.008	644.193
258.553	644.170

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 1000m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro der.
31.466	754.087
36.433	753.012
53.353	740.974
77.158	726.619
82.108	724.099
98.668	713.529
122.415	702.184
143.970	692.464
149.617	690.304
179.623	676.876
206.061	665.613
211.843	663.340
229.393	655.056
254.008	644.566
258.553	644.310

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 1200m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro izq.
12.251	754.465
19.001	755.163
26.896	755.104
30.926	754.780
36.433	753.993
53.353	741.649
77.158	727.060
82.108	724.225
98.668	713.884
122.415	702.229
143.970	692.910
149.617	690.655
179.623	677.290
206.061	665.770
211.843	663.619
229.393	655.398
254.008	644.508
258.553	644.665

PROYECTO YACAMBU
MODELO ESCALA 1:45
Q = 1200m^3/seg.

progresiva	niveles de agua muro der.
31.466	754.690
36.433	753.552
53.353	741.649
77.158	727.024
82.108	724.414
98.668	713.889
122.415	702.364
143.970	692.779
149.617	690.529
179.623	677.236
206.061	665.973
211.843	663.880
229.393	655.236
254.008	645.016
258.553	644.760