



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

FACULTAD DE INGENIERIA

“APLICACION DE LA COMPUTACION AL
ANALISIS HIDRAULICO DE OBRAS
DE TOMA EN PRESAS DE
ALMACENAMIENTO”

TRABAJO RECEPCIONAL

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

presenta

LORENZO GOMEZ FLORES



T

TC558

.M6

G6

c.i



1080077809



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

FACULTAD DE INGENIERIA

**“APLICACION DE LA COMPUTACION AL
ANALISIS HIDRAULICO DE OBRAS
DE TOMA EN PRESAS DE
ALMACENAMIENTO”**

TRABAJO RECEPCIONAL

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

presenta

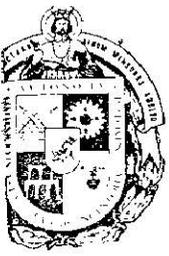
LORENZO GOMEZ FLORES



T
TC558
· Mb
H6

BUMI RANGEL FILAS
UANL
FONDO
TESTIS
(77809)

BURAWI RANGEL FILAS
UANL
FONDO
TESTIS LICENCIATURA



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

FACULTAD DE INGENIERIA

Dr. Manuel Nava No. 8 Zona Universitaria
Teléfonos: 13-11-86, 13-52-38, 13-63-35 y 13-82-22
Fax: (48) 13-09-24
78290, San Luis Potosí, S. L. P., México

OCTUBRE 24, 1991.

Al Pasante Señor Lorenzo Gómez Flores
P r e s e n t e.-

En atención a su solicitud de autorización de Temario, presentada por el Ing. Jorge Alberto Rodríguez Robledo, Asesor del Trabajo Recepcional que desarrollará Usted, con el objeto de sustentar Examen Profesional en la Licenciatura de Ingeniero Civil. Me es grato comunicarle que en la Sesión de Consejo Técnico Consultivo celebrada el día 24 de Octubre de 1991, fué aprobado el Temario propuesto:

"APLICACION DE LA COMPUTACION AL ANALISIS HIDRAULICO DE OBRAS DE TOMA EN PRESAS DE ALMACENAMIENTO"

TEMARIO:

- I.- GENERALIDADES
- II.- CLASIFICACION DE LAS OBRAS DE TOMA
- III.- FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO
- IV.- MANUAL DEL USUARIO DEL PROGRAMA
- V.- CONCLUSIONES
BIBLIOGRAFIA.

Ruego a Usted tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, debe prestar Servicio Social durante un -- tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su Examen Profesional.

" MODOS ET CUNCTARUM RERUM MENSURAS AUDEBO "


ING. DAVID ATISHA CASTILLO
SECRETARIO DE LA FACULTAD



DIRECCION

DEDICACION

Con todo cariño a mis padres, especialmente a mi madre que siempre nos ha apoyado para que salgamos adelante.

Jeronimo Gómez Castillo
Modesta Flores Alvarado

A mi abuelita.

Magdalena Alvarado Arvizu

A mis hermanos :

Martín
Filiberto
Maurilio
Ma. del Carmen
Juan Manuel
Andres
Maria del Rosario
Floricela
Joel

A mis sobrinitas :

Valeria y Yesica.

Y a todos mis familiares.

Les doy todo mi agradecimiento a todos mis maestros por todas sus enseñanzas y consejos.

Agradezco al Ing. Jorge Alberto Rodriguez Robledo y al Ing. Juan Antonio Araiza Rodriguez por todo su apoyo brindado para la elaboración de este trabajo.

Agradezco también a todos mis amigos por todos los buenos momentos que juntos pasamos.

I N D I C E

CAPITULO I

GENERALIDADES

I.1 OBRAS DE TOMA EN PRESAS	1
I.2 DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES	1
I.3 CONDICIONES QUE DETERMINAN LA FORMA DEL PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA	3
I.4 POSICION DE LAS OBRAS DE TOMA EN RELACION CON LOS NIVELES EN EL VASO	4
I.5 DISPOSICION DE LAS OBRAS DE TOMA	5

CAPITULO II

CLASIFICACION DE LAS OBRAS DE TOMA

II.1 CON TORRE Y GALERIA	6
II.2 CON LUMBRERA	10
II.3 CON TUBERIA A PRESION	11

CAPITULO III

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

III.1 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE TOMA	12
III.1.1 NORMAS DE PROYECTO	12

DISEÑO HIDRAULICO DE LOS PRINCIPALES TIPOS

III.2 OBRA DE TOMA CON TORRE Y GALERIA	14
III.2.1 DATOS DE PROYECTO	14
III.2.2 DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS	15
III.2.3 PENDIENTE HIDRAULICA DE LA GALERIA	18
III.2.4 CALCULO DE LOS TIRANTES DE LA GALERIA	20
III.2.5 DISEÑO DE LA TRANSICION	21
III.3 OBRA DE TOMA CON LUMBRERA	24
III.3.1 DATOS DE PROYECTO	24
III.3.2 CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA	25
III.3.3 PENDIENTE HIDRAULICA DE LA GALERIA	34
III.4 OBRA DE TOMA CON TUBERIA TRABAJANDO A PRESION	35
III.4.1 DATOS DE PROYECTO	35
III.4.2 CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA	36
III.4.3 CALCULO DE LOS TIRANTES EN EL CANAL DE CONDUCCION Y EN EL CANAL DE TIERRA	42

CAPITULO IV

MANUAL DEL USUARIO	43
NOMENCLATURA	
DIAGRAMAS DE FLUJO	
LISTADO DE PROGRAMA	

CAPITULO V

CONCLUSIONES	60
BIBLIOGRAFIA	61

C A P I T U L O I

G E N E R A L I D A D E S

CAPITULO I GENERALIDADES

I.1 OBRAS DE TOMA EN PRESAS

Se denomina Obra de Toma al conjunto de estructuras que se construyen con el objeto de extraer el agua en forma controlada y poder utilizarla con el fin, para el cual ha sido proyectado su aprovechamiento.

De acuerdo con el aprovechamiento se proyectan Obras de Toma para: Presas de Almacenamiento, Presas Derivadoras, Plantas de Bombeo y Tomas Directas, en corrientes permanentes.

En el caso de las Presas de Almacenamiento, la Función de la Obra de Toma depende de los objetivos del almacenamiento y así se tienen tomas para generación de energía eléctrica, riego, dotación de agua potable, como auxiliares en el control de avenidas, desvío de la corriente durante la construcción y como desagües para el vaciado rápido del vaso.

Los conductos de las Obras de Toma en presas pueden descargar directamente al río, a los sistemas de conducción o en una tubería cerrada, previa la disipación de la energía cinética del agua.

Las obras de Toma pueden también funcionar como reguladoras, para dar salida a aguas temporalmente almacenadas en el espacio destinado al control de avenidas, o para dejar salir el agua con anticipación a la llegada de las avenidas. Además, las obras de toma pueden servir para vaciar el vaso para hacer inspecciones, para hacer reparaciones indispensables, o para mantener el paramento mojado de la presa u otras estructuras normalmente inundadas.

Con frecuencia se planea la construcción de túneles de desvío para presas con cortinas de concreto en arco delgado y para casi todos los tipos de presas de tierra y tierra y enrocamiento, los que, una vez cumplida la función de desvío se aprovechan para localizar en ellos las Obras de Toma.

En el presente trabajo se analizarán. las Obras de Toma en Presas de Almacenamiento con fines de Riego.

I.2 DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES NECESARIAS.

Antes de definir la capacidad de la obra de toma será necesario llevar a cabo un estudio hidrológico que planté y resuelva las necesidades del tipo de obra de toma.

Los controles de las obras de toma se proyectan para dar paso al agua en gastos especificados según lo dicten las necesidades de aguas abajo, el control de la regulación de avenidas, o los requisitos legales.

Las entregas de agua de riego, generalmente las determinan las necesidades de la finca agrícola o del sistema, y están relacionadas al uso consuntivo y a cualquier requisito hidráulico especial del sistema de irrigación.

Las descargas para riegos se determinan con los estudios de operación y deben basarse en el estudio de un periodo crítico de poco escurrimiento, cuando los almacenamientos en el vaso son pocos y las demandas de riego diarias están en su máximo. Las extracciones más críticas para el vaso considerando estas demandas (en relación con los almacenamientos en el vaso) unidas a las de los derechos anteriores u otras descargas necesarias, generalmente determinan la capacidad de riego mínima de la toma. Estas necesidades se expresan en función de la descarga, ya sea para un contenido determinado de la presa o elevación de la superficie del agua. Ocasionalmente, la capacidad requerida de la toma se determina para varios almacenamientos del vaso o para varios niveles de la superficie.

Cuando la obra de toma se usa como parte de la obra de desvío, habrá que considerar dos capacidades, una para el desvío y otra para cumplir con las necesidades de las misma y diseñar las compuertas que forman el proyecto en conjunto para el gasto de desvío, las que lo van a controlar y las otras compuertas para las demandas de las necesidades de aguas abajo.

La evacuación de las aguas almacenadas en los espacios correspondientes a los almacenamientos de control de avenidas de un vaso, se puede obtener por un vertedor de compuertas a los niveles más elevados del vaso o para una toma cuando los niveles son menores. Las descargas para el control de avenidas se pueden combinar generalmente con las descargas de la toma de riego, si la salida descarga en un río en vez de un canal. La capacidad de la toma para el control de avenidas se determina por el tiempo necesario para la evacuación de un espacio de almacenamiento dado, considerando la aportación al vaso durante este tiempo de vaciado. El control combinado de las descargas para las avenidas y riego no deben exceder la capacidad de seguridad del río aguas abajo de la presa, debiendo preverse las aportaciones que pudieran existir inmediatamente abajo de la presa. Estas aportaciones pueden consistir en los escurrimientos naturales, o pueden ser descargas de otros aprovechamientos en ríos tributarios que descarguen en este.

Si una toma va a funcionar como vertedor de servicio para descargar las aportaciones en exceso del vaso, la descarga necesaria para este objeto puede fijar la capacidad de la toma. De la misma manera, para vaciar el vaso para inspeccionarlo o repararlo, el volumen del agua que se vaya a evacuar y el periodo disponible para hacerlo pueden determinar las condiciones para establecer la capacidad mínima de la salida. Aquí de nuevo, deben tomarse en cuenta las aportaciones que recibe el vaso durante el periodo en que se está vaciando.

I. 3CONDICIONES QUE DETERMINAN LA FORMA DEL PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA

La forma que puede tener una obra determinada puede estar infuida por varias condiciones que provienen de los requisitos hidráulicos, a la adaptabilidad del lugar y a la relación reciproca entre la obra de toma y los procedimientos de construcción, y a otras construcciones auxiliares del aprovechamiento.

La Topografía y la geología de un lugar pueden tener gran influencia en la selección del sistema.

La Topografía de la boquilla es un factor muy importante, ya que de las condiciones topograficas dependerá la descarga de la toma, directamente al río o al canal de conducción. Para la localización de la obra de toma se contará con la elevación del umbral y con la elevación de la descarga y se procurará ligar ambas elevaciones por medio de una línea lo más corta posible, para que el proyecto sea económico.

Algunos lugares pueden resultar adecuados para construir un conducto enterrado para la obra de toma, mientras que en otros, se puede utilizar tanto una estructura de estas como un túnel. Cuando la geología de la cimentación es desfavorable, como las capas gruesas de material suelto o de roca de calidad inferior, puede impedir la selección de un sistema en el que se emplee un túnel. Por otra parte, los lugares ubicados en cañones angostos con laderas empinadas pueden imponer el túnel como única solución para la obra de toma. Debido a lo confinado del espacio para trabajar y a lo excesivo de los costos cuando tienen que usarse métodos en los que se emplea mano de obra, no resulta práctico construir un túnel con un diámetro menor de aproximadamente 6 pies. Si se construye de materiales precolados o colados en el lugar, los conductos enterrados se pueden construir casi de cualquier tamaño. Por lo tanto, el tamaño mínimo exigido por los requisitos de la construcción, en comparación con el tamaño establecido por los requisitos hidráulicos, tendrá gran influencia en la elección de las variantes de conducto enterrado o de túnel.

En un proyecto en el que la obra de toma se utilice para la derivación, la forma de ésta puede ser diferente de la empleada cuando la derivación se lleva a cabo por otros medios. En algunos casos, la proximidad del vertedor puede permitir la combinación de algunos de los componentes del vertedor y de la obra de toma formando una sola estructura. En las cortinas de concreto ó mampostería se proyectan las obras de toma con conductos ó tuberías a través de la cortina y en algunos casos coincidiendo con la sección vertedora para utilizar una descarga común para el vertedor y la toma. Estas descargas se harán a un estanque amortiguador.

Si la cortina es de materiales graduados, habrá que pensar en varias soluciones de acuerdo con la Geología de la boquilla y tratar de adoptar un tipo de obra de toma que incluya tuneles en las laderas de la boquilla, ó en conductos excavados por debajo de las cortinas si éstos resultan más convenientes. En general, será necesario desarrollar varios anteproyectos y determinar sus cantidades de obra para, en un análisis, decidirse por el tipo de obra que mejor funcione hidráulicamente y que a su vez sea el más económico.

I.4 POSICION DE LAS OBRAS DE TOMA EN RELACION CON LOS NIVELES EN EL VASO

El establecimiento del nivel de la toma y el de las elevaciones de los controles de las salidas y de los medios de conducción, en relación con los niveles de almacenamiento en el vaso, dependen de muchas circunstancias. En primer lugar, con objeto de obtener la capacidad de descarga necesaria, la toma debe colocarse a una distancia mínima abajo del nivel de operación del vaso, para poder disponer de la carga necesaria para la circulación en la obra de toma.

Las obras de toma en presas pequeñas de almacenamiento se construyen cerca del nivel del cauce generalmente, porque normalmente no se dispone de un almacenamiento permanente, excepto para la retención de limo.

En las presas que se almacena agua para riego, uso doméstico, o para la conservación de los elementos naturales, las obras de toma deben colocarse lo suficientemente bajas para vaciar todo el espacio destinado a almacenamiento; sin embargo, se pueden colocar a una altura algo mayor que la del lecho del río, lo que depende de la elevación mínima establecida para el almacenamiento en el vaso.

Cuando se coloca una toma al nivel del lecho del río para dejar lugar para la construcción del sistema de derivación, el umbral de operación puede colocarse a un nivel más elevado, para dejar un espacio para sedimentos y basuras y cualquier otro almacenamiento inactivo. Durante el período de construcción se puede dejar una abertura provisional en la base de la entrada para manejar los gastos de la corriente derivada, que después se cierra con un tapón.

En el caso de que la obra de toma se piense utilizar como desagüe para el vaciado rápido del vaso, será necesario colocar sus conductos ó túneles a un nivel lo más bajo posible y con secciones diseñadas para vaciar en un tiempo conveniente el vaso.

Si se trata de una toma para generación de energía eléctrica, la descarga se hace al cauce del río y la entrada del agua deberá ser lo más alta posible para aprovechar la altura de caída.

I.5 DISPOSICION DE LAS OBRAS DE TOMA

Cuando la obra de toma se va a construir a través del terraplén de una presa de tierra, se puede usar una estructura del tipo cerrado, que puede consistir de unidades sencillas o múltiples de tubo enterrado o de cajón, colocadas a través o debajo del terraplén. El gasto en estas instalaciones se puede controlar con compuertas colocadas a la entrada, o en un punto intermedio a lo largo del conducto, como la corona del terraplén, donde se construiría una lumbrera para la operación de las compuertas. Aguas abajo de la estructura de control, el canal continuaría al canal o al río donde, según las velocidades de salida que puedan predominar en cada instalación, se puede usar una estructura amortiguadora para disipar la energía cinética que lleva el agua.

En las presas de tierra más altas, la salida puede llevarse a través, debajo, o alrededor de la presa, como conducto enterrado, o a través de la ladera como túnel. Según la posición que tenga el mecanismo de control, el conducto o túnel puede trabajar como canal abierto, trabajar a presión en alguna porción de su longitud, o trabajar forzado en toda su longitud. Las tomas pueden colocarse para extraer el agua del fondo del vaso, o los umbrales de las entradas pueden colocarse a una altura mayor dentro del vaso. Se pueden utilizar estructuras de disipación en el extremo de aguas abajo del conducto.

En las presas de concreto, la instalación de las obras de toma se hacen generalmente a través de la presa formando en ella un conducto o canal de descarga, o con un tubo ahogado en la masa de concreto. Las entradas y los dispositivos terminales pueden instalarse en los paramentos mojados o secos de la presa. Con frecuencia, la obra de toma se forma a través de la sección vertedora de la presa, usando un estanque amortiguador común para disipar la energía del agua que pasa por el vertedor y por la obra de toma.

Cuando se utiliza un túnel de derivación durante la construcción de una presa de concreto, a menudo es posible convertir el túnel en una obra de toma permanente, construyendo conductos o canales de descarga a través del tapón del túnel. Ordinariamente, el túnel de derivación para una presa de concreto quedará en roca de buena calidad y, por lo tanto, requerirá el mínimo de revestimientos de protección.

C A P I T U L O I I

CLASIFICACION DE LAS OBRAS DE TOMA

CAPITULO II CLASIFICACION DE LAS OBRAS DE TOMA

En presas de Almacenamiento los tipos de Obras de Toma más usados son los siguientes :

- A) Con Torre y Galería.
- B) Con Lumbrera.
- C) Con Tubería Trabajando a Presión.

II.1 OBRA DE TOMA CON TORRE Y GALERIA.

En muchos casos, sobre todo en presas flexibles, como son las de tierra ó enrocamiento, hay necesidad de hacer pasar el conducto de la toma a través de la cortina; siendo entonces muy conveniente instalar una o más torres de toma en el vaso, pues en éstos casos por lo general los taludes de aguas arriba de la cortina son muy tendidos y sería más difícil la operación de los mecanismos de control que en el caso de taludes verticales.

Como se vé en la figura No. 1, las partes que constituyen este tipo de toma, siguiendo el sentido de la corriente son :

a) Canal de Acceso : Sirve para dar acceso al agua ó para encauzarla a la rejilla.

b) Rejilla : Es la estructura que se coloca a la entrada de la Torre y antes de la compuerta de servicio, con el objeto que impida el paso de cuerpos flotantes a través del conducto, lo cual puede ser de resultados desastrosos.

Los cuerpos flotantes son en su mayor parte, troncos de árboles, basuras, hielos, etc. Las rejillas en presas de almacenamiento son estructuras que generalmente se encuentran sumergidas, lo cual origina cierta dificultad de limpieza y revisión. Por ello conviene dar a la rejilla una gran área de paso del agua; para que la velocidad en ésta sea pequeña, y al llegar el cuerpo arrastrado por el agua, éste no tenga fuerza dinámica suficiente para determinar su adherencia a la rejilla, y el cuerpo detenido acaba por caer al fondo ó si se adhiere no quite gran área, que hace que la velocidad de paso del agua aumente.

Los barrotes de las rejillas consisten en soleras delgadas de acero colocadas de canto, con una separación de 3 a 6 plg. y arregladas en tableros. El área de rejilla necesaria, la fija la velocidad límite a través de ella, la que a su vez depende de la naturaleza de la basura que debe quitarse. Cuando las rejillas para basuras son inaccesibles para su limpieza, la velocidad a través de ellas no debe exceder ordinariamente de 2 pies/seg (0.6 m/seg). Se puede tolerar una velocidad hasta de aproximadamente 5 pies/seg (1.524 m/seg) en las rejillas que no son accesibles para su limpieza.

OBRA DE TOMA CON TORRE Y GALERIA

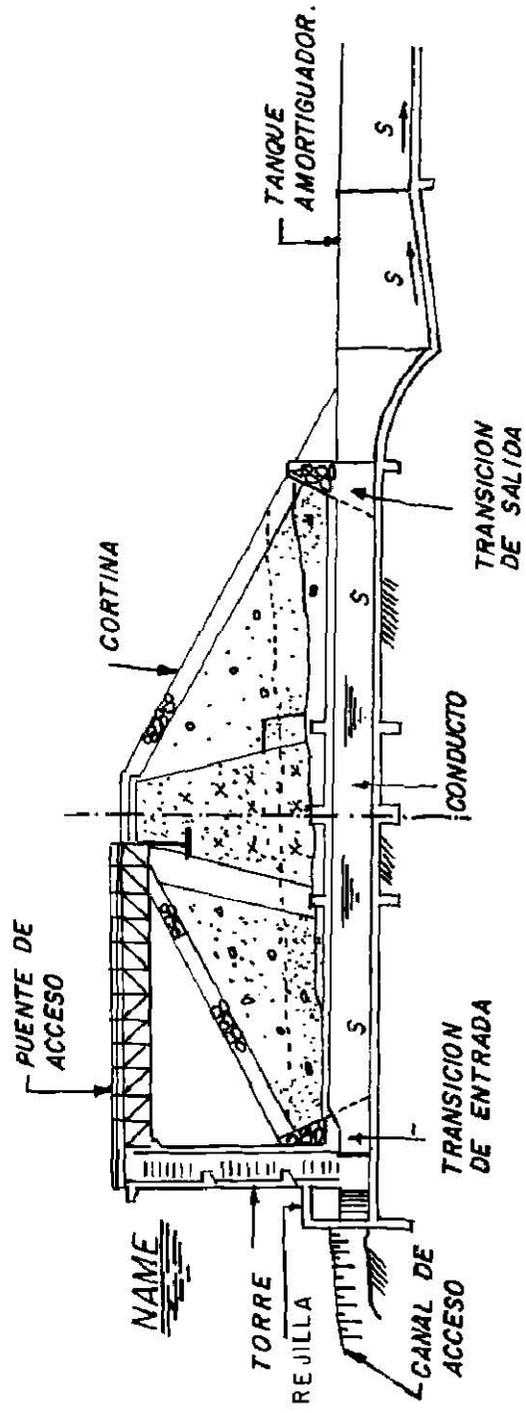


FIGURA No. 1

c) Torre : Es en esta estructura donde se colocan las compuertas de control y sus mecanismos para operarlas, siempre es conveniente que se instalen cuando menos dos unidades de control, una de servicio y una de emergencia, pues en caso de avería de alguna de ellas, no se imposibilitará completamente la toma. Las formas que pueden adoptarse en las torres son muy variadas, se pueden construir con columnas colocando una plataforma en la parte superior para la instalación de los mecanismos elevadores; pueden ser de forma rectangular en su sección transversal; ó construirse en forma de prismas de varias caras colocando entre ellas las rejillas. Es indispensable comunicar el piso de maniobras de la torre, con la corona de la cortina y ésto se hace por medio de un puente de acceso, que puede ser de acero o concreto. Dentro del cuerpo de las torres se hacen pasar los tubos para la ventilación de las compuertas ó válvulas, cuando ésta se requiera.

Las torres sobresalen a una altura poco mayor del nivel máximo del agua en el vaso.

Quando en el invierno se mantiene el agua almacenada en el vaso y se congela, debe considerarse el efecto de este fenómeno en la estructura de entrada. Cuando la superficie congelada de un vaso está unida a la estructura de entrada, existe el peligro no solamente de los empujes laterales producidos por las presiones de hielo, actuando lateralmente, sino también las fuerzas ascendentes, si el agua al llenar el vaso levanta la masa de hielo verticalmente. El oleaje también puede afectar su estabilidad.

d) Los Controles. Las compuertas de servicio se usan para controlar y regular los gastos en la obra de toma, y se proyectan para operar en cualquier posición, desde cerradas hasta completamente abiertas. Las compuertas de urgencia o emergencia se proyectan sólo para utilizarse para cerrar en el caso de una falla en las compuertas de servicio, o cuando se desea revisar en seco el conducto en el tramo que sigue de las compuertas de emergencia, y para reparar las compuertas de servicio.

En las obras de toma que tienen el control aguas arriba que descargan en un conducto de circulación libre, parte del conducto trabaja parcialmente lleno en toda la longitud de la estructura. Ordinariamente, la carga de operación y la pendiente del conducto hacen que el conducto funcione con régimen supercrítico.

e) Transición de Entrada. Esta estructura se requiere para pasar de la sección de compuertas (rectangulares) a la del conducto, haciendo el cambio de sección con el mínimo de pérdidas de carga.

La forma geométrica que se les dá a las transiciones, tanto en planta como en elevación, no está sujeta a reglas y depende del caso particular de que se trate. En varios casos los diseños de transiciones se modifican, al hacer estudios prácticos sobre modelos hidráulicos reducidos.

f) Conducto. Los conductos de las tomas en presas de almacenamiento, trabajan bajo distintas condiciones, dependiendo ésto del tipo de presa de que se trate. En el caso de presas de tipo flexible, y cuando haya necesidad de hacer pasar el conducto a través de la cortina, éste tendrá que trabajar bajo la presión de agua y además soportar el peso del material de la cortina; en estos casos generalmente el conducto se construye de concreto reforzado y se comunica a la entrada con la torre de toma. En este tipo de presas es más conveniente localizar los conductos de la toma en túnel, pues así no habrá una liga directa entre la estructura y la cortina, ya que siendo ésta de materiales no homogéneos, dicha liga sería una superficie favorable a las filtraciones, que como ya dijimos en estos casos son de consecuencias desastrosas. En ciertos casos es posible utilizar los túneles de desviación como conductos de la toma.

Debido a sus ventajas inherentes, se prefieren las obras de toma con túnel cuando las condiciones de las laderas y de la cimentación permiten su empleo, y si resultan económicas en comparación con los otros tipos. Los túneles no quedan en contacto directo con el terraplén de la presa, y, por lo tanto, constituyen un método más seguro y más durable que el que se puede obtener con un conducto enterrado. Con los túneles se experimentan los asentamientos mínimos en las cimentaciones, los mínimos movimientos diferenciales y desalojamientos de las estructuras en un túnel que haya sido perforado en las laderas de buen material. Además, existen menos probabilidades de falla de alguna porción del túnel que origine la falla de la presa, que en un conducto enterrado que pase debajo o a través de la misma.

Para los túneles a presión, la forma circular de la sección transversal es la más eficiente, tanto hidráulica como estructuralmente. En los túneles de circulación libre, la sección de herradura o con fondo plano produce un mejor funcionamiento hidráulico pero no es tan eficiente para soportar las cargas externas como la sección circular. En los túneles pequeños que trabajan solamente bajo cargas moderadas se pueden permitir tanto las secciones de herradura como las de fondo plano, lo que depende de las condiciones de la cimentación.

Otra opción que podría utilizarse serían los Conductos Enterrados. Si se va a construir un Conducto Enterrado, y si las condiciones de la cimentación no son las adecuadas para un túnel, o si el tamaño del conducto es demasiado pequeño para que se justifique el túnel de tamaño mínimo, debe usarse un Conducto Enterrado. Como un conducto así pasa a través o debajo de la presa, deberán hacerse proyectos conservadores y seguros.

Los Conductos Enterrados deben localizarse en el mejor tramo de la cimentación de la presa. Los detalles del proyecto deben prever los movimientos por asentamiento, contracción y desalojamiento lateral o longitudinal, sin interferir con la continuidad de la estructura, que debe ser un conducto a prueba de filtraciones. Cuando existe roca en el emplazamiento de la presa, se debe hacer todo lo posible para colocar todo el conducto en esa cimentación. Si no es física o económicamente posible, la estructura debe localizarse donde la capa de material suelto sea delgada para que los asentamientos de la cimentación sean mínimos.

TRANSICIONES DE SALIDA

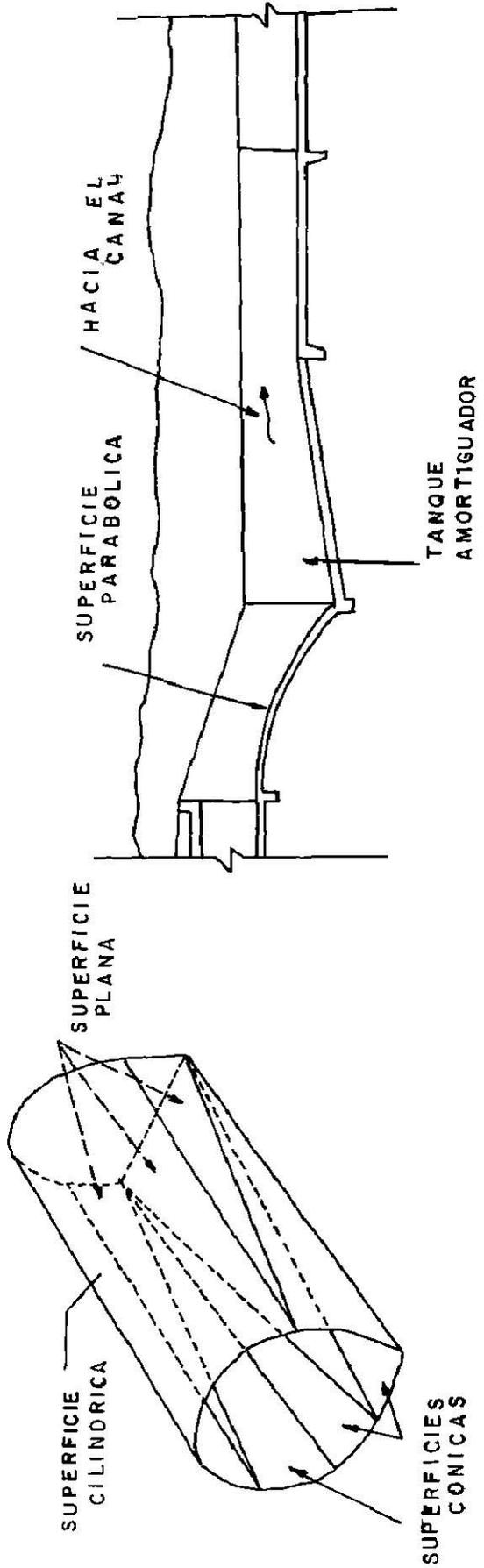


FIGURA No. 2

Cuando el material de la cimentación donde se va a construir el conducto no es bueno, se debe quitar el material malo hasta una profundidad en la que se encuentre un material bueno para soportar la carga, y la excavación debe volverse a llenar con material compactado que tenga la estabilidad e impermeabilidad deseadas. Los materiales inadecuados incluyen aquellos que son tan permeables que permiten excesivas filtraciones, los que se asientan excesivamente con las cargas, y los que están sujetos a asentamientos cuando el vaso satura la cimentación.

Los Conductos Enterrados deben proyectarse con suficiente resistencia para soportar el terraplén que cubre la estructura. Los conductos a presión deben también proyectarse para resistir la presión hidrostática interna igual a la carga completa del vaso.

g) Transición Interior de Salida. Esta como la entrada se construye con el objeto de cambiar de sección, en forma gradual, de la sección del conducto a la sección de salida.

h) Transición de Salida. Sirve para pasar de la sección de salida del conducto, a la sección de la caída en el Tanque Amortiguador, ó estructura disipadora.

i) Tanque Amortiguador. Como su nombre lo indica, sirve para amortiguar la energía cinética del agua con la producción del fenómeno conocido con el nombre de "Salto Hidráulico", con lo cual el agua después de pasar por el colchón del tanque, sale con velocidad tal que ya no erosiona el canal de salida, ó la descarga al río.

II.2 OBRA DE TOMA CON LUMBRERA.

De acuerdo con la figura No. 3 y describiendo las distintas estructuras; siguiendo el sentido de la corriente, este tipo de toma está formado por:

a) Canal de Acceso.

b) Rejilla. Colocada sobre la estructura de entrada con el objeto de impedir el paso de cuerpos flotantes a través de la toma.

c) Estructura de Entrada. Es el "Codo" por el cual pasa el agua de la rejilla al túnel ó conducto. La compuerta que se coloca por fuera de la estructura de entrada, se utiliza para hacer pasar el agua directamente al túnel ó conducto, sin que llegue a alcanzar el nivel del umbral de la rejilla, cuando la estructura de toma se utiliza como obra de desvío durante la etapa de construcción de la presa.

d) Conducto. Ya descrito en el tipo de toma anterior.

e) Transiciones en la zona de compuertas. Sirve para cambiar de la sección del túnel a la sección de las compuertas, en forma gradual tratando de reducir al mínimo las pérdidas de carga.

f) Lumbrera. La función de la lumbrera es semejante a la de la torre, del tipo anterior de obra de toma, es decir, sirve para colocar en ella las compuertas de servicio y emergencia y en la caseta de operación que vá sobre la lumbrera se colocan los mecanismos para operar las compuertas. La diferencia con la torre es que la lumbrera vá excavada en una de las laderas de la boquilla y localizada lo más cerca de la corona de la cortina ó con fácil acceso con lo cual se evita el puente.

Cuando se usa lumbrera, debe tenerse cuidado en el proyecto para evitar la formación de grietas y la abertura de las juntas, que permitirían filtraciones del interior de la lumbrera al terraplén que la rodea. Las paredes de las lumbreras llenas de agua deben proyectarse para resistir la presión hidrostática del vaso lleno, además de las cargas externas producidas por el terraplén. Si una lumbrera después de atravesar el terraplén sobresale dentro del vaso, también deben considerarse las cargas hidrostáticas externas.

h) Transición Interior de Salida.

i) Tanque Amortiguador ó Estructura Disipadora.

OBRA DE TOMA CON LUMBRERA

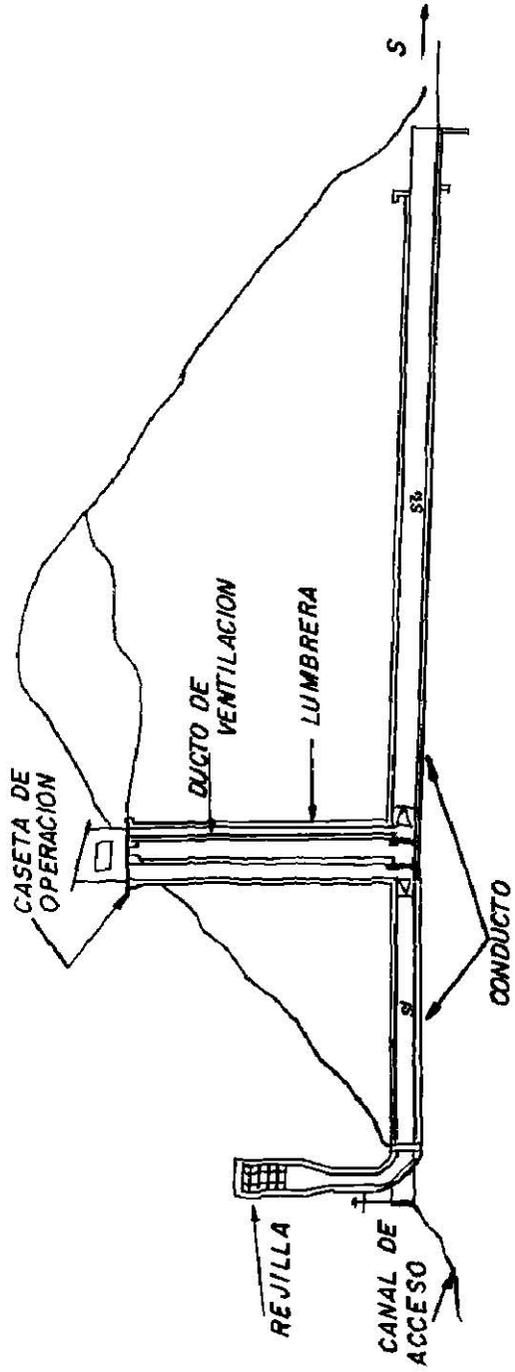


FIGURA No 3

II.3 OBRA DE TOMA CON TUBERIA A PRESION.

Como se ve en la figura No. 4, las partes que constituyen este tipo de toma, siguiendo el sentido de la corriente son :

a) Canal de Acceso.

b) Rejilla.

c) Tubería. Desde la rejilla hasta las válvulas, la tubería trabaja a presión. La tubería es de acero y va ahogada en el concreto.

d) Válvulas de emergencia y de control. Se usan para controlar y regular los gastos en la obra de toma, y se proyectan para operar en cualquier posición, desde cerradas hasta completamente abiertas. Para cargas bajas, las válvulas de compuerta comerciales y las válvulas de mariposa son adecuadas cuando el control está en el extremo de aguas abajo de los tubos de presión, si están proyectadas para operar con descarga libre.

e) Caseta de Operación. Las valvulas de emergencia se colocan en la galería de válvulas, con objeto de poder aislar la tubería, las valvulas más generalmente usadas como cierres de emergencia son las de mariposa, pues resultan de pequeño tamaño, y por lo tanto la galería en que se alojen no será de grandes dimensiones.

f) Estructura de Salida. A la salida en la tubería de presión, se colocan generalmente las valvulas de servicio, estas valvulas pueden ser de aguja, mariposa, Howell-Bunger ó Hollow-jet y la forma de la estructura de salida depende de la válvula y de sus mecanismos de operación.

g) Tanque Amortiguador.

h) Pantalla Deflectora. La pantalla es construída con el fin de reducir la energía del agua, para que pase con régimen tranquilo al tanque de reposo y pueda controlarse el gasto en el vertedor.

i) Tanque de Reposo.

j) Escala de Gastos.

k) Vertedor de control.

l) Canal de descarga.

Como se ve, este tipo de obra de toma consta de una rejilla adosada al cuerpo de la cortina que conecta con la tubería de acero, la cual conduce al agua a la caseta de operación, donde es controlada por medio de válvulas de mariposa. La descarga al canal de conducción se lleva a cabo por medio de una estructura amortiguadora a base de un tanque de reposo con su pantalla y escala de gasto.

OBRA DE TOMA CON TUBERIA A PRESION A PRESION

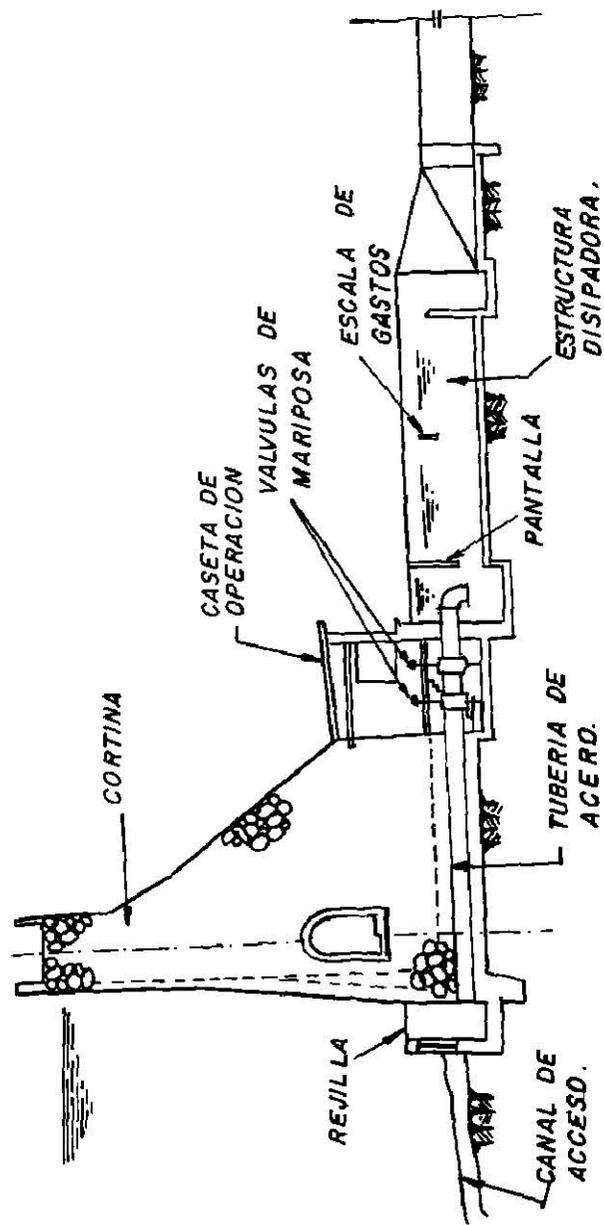


FIGURA NQ 4

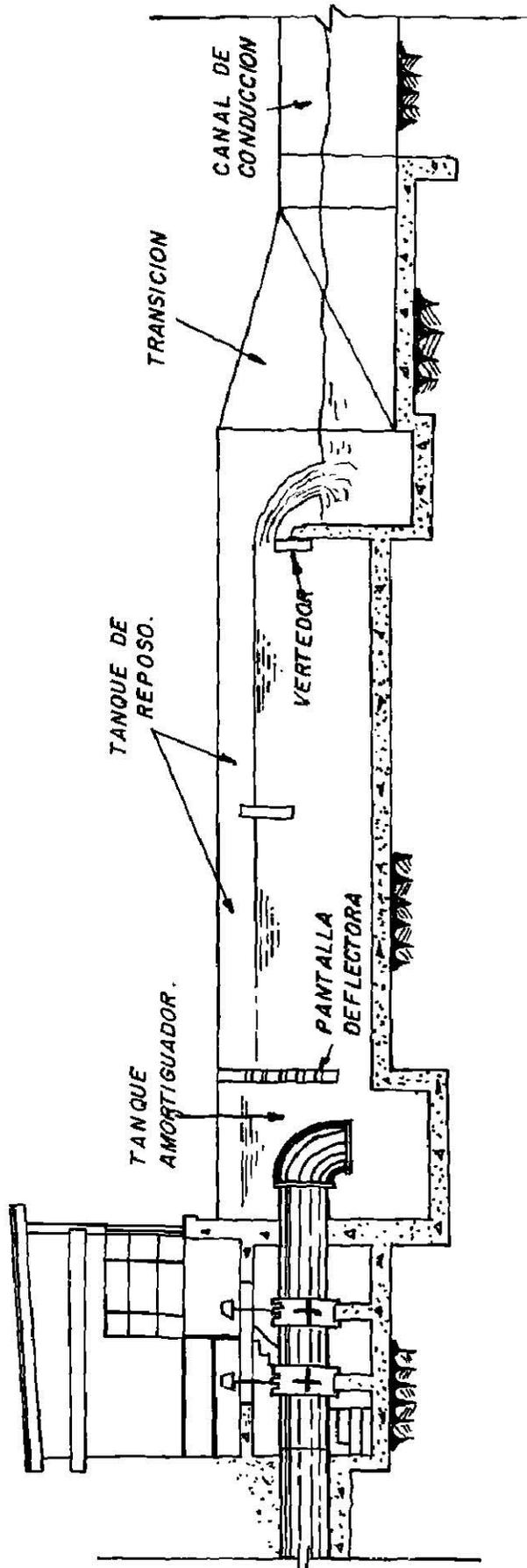


FIGURA No 5

C A P I T U L O I I I

F U N C I O N A M I E N T O H I D R A U L I C O

CAPITULO III. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

III.1 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA OBRAS DE TOMA

El estudio del funcionamiento hidráulico de la obra de toma se hace con el objeto de determinar las dimensiones de los distintos elementos que en ella intervienen, por ejemplo, el tamaño de la rejillas, el diámetro ó diámetros del conducto ó conductos, ó túneles, etc. También es útil conocer el funcionamiento hidráulico de una toma cuando ésta trabaja bajo distintas condiciones de carga.

El estudio hidráulico de una obra de toma tiene mayor ó menor importancia según el tipo de ésta; así por ejemplo, en una presa de gravedad, de arco ó de machones, en donde generalmente la toma se aloja a través de la cortina, el estudio se reduce propiamente a encontrar el valor de las pérdidas de carga por las rejillas y válvulas. En cambio cuando el tipo de toma está constituido por un conducto de gran longitud, con transiciones, bifurcaciones, etc., el estudio hidráulico es más complicado, puesto que además de conocer las diferentes pérdidas de carga en todas las estructuras, es necesario conocer el régimen dentro del conducto cuando los mecanismos de control operan bajo diferentes cargas. El estudio es importante en el caso de aprovechamientos para riego, ya que es necesario que el agua entre al canal de conducción con régimen tranquilo y como por lo general el conducto trabaja con régimen rápido, habrá necesidad de construir un tanque amortiguador para producir el salto hidráulico y así disipar la energía.

Cuando el conducto de la toma está constituido por tuberías, el diámetro de éstas queda determinado, aparte de los requisitos hidráulicos, por un estudio económico que sobre esto se haga; pues se comprenderá que a menor diámetro se tienen mayores pérdidas, variando entonces la carga requerida para su funcionamiento.

III.2 NORMAS DE PROYECTO

Enseguida se citan las Normas generales de Proyecto que han sido costumbre considerar desde la época de la comisión Nacional de Irrigación.

El umbral del conducto de la toma en una presa de almacenamiento debe localizarse a una cota tal que sea superior a la cota que nos dé la capacidad para azolves; ésto tiene cierta elasticidad, puesto que en un vaso de almacenamiento los azolves no se depositan en capas horizontales, sino que lo hacen en capas más ó menos paralelas al fondo del vaso. Cuando éste es de gran área, los depósitos de azolves se hacen en mayor proporción a la llegada de la corriente del vaso, razón por la que en varios proyectos la cota del umbral de la toma se localiza abajo del nivel de la capacidad de azolves.

Es costumbre localizar el umbral de la toma a la elevación correpondiente, en la gráfica "áreas-capacidades", al 75% de la capacidad de azolves, llegándose en algunos casos a localizarse a la elevación correpondiente al 50% de dicha capacidad.

Como primer paso para hacer el cálculo hidráulico de una obra de toma, necesitamos conocer el valor del gasto. En muy pocos casos el gasto de extracción en presas de almacenamiento es constante y, en todo caso la obra de toma se proyectará para el gasto máximo de extracción.

Otro dato necesario para el cálculo hidráulico de una obra de toma en presas de almacenamiento, será la elevación a que se vaya a hacer la descarga. Cuando la descarga se hace al cauce del río el nivel de ella, a la salida de la toma, deberá localizarse un poco arriba del nivel del tirante máximo en el río.

Conocido el gasto y la elevación a la salida de la toma, nos faltará conocer la carga bajo la cual hay que calcular ésta. Generalmente la toma trabajará bajo cargas variables, debiendo hacer su diseño con una carga mínima.

Un criterio seguido hasta la fecha, para conocer el valor de dicha carga mínima, dice, que ésta será la que corresponda al nivel de la capacidad de azolves del vaso más un 10% de su capacidad útil.

Teniendo conocida la carga mínima, para dar el gasto requerido en la toma, se procederá a calcular la serie de pérdidas que se originan en la toma y las cuales variarán de acuerdo con el tipo de ésta. La suma de todas las pérdidas a la salida de la toma, más la carga de velocidad, deberá ser cuando menos igual a la carga que nos dé el nivel mínimo de operación.

Cuando el nivel del agua en el vaso baje del nivel que determina la carga mínima, para extraer el gasto máximo, se podrá seguir extrayendo agua del vaso, pero el gasto irá disminuyendo a medida que disminuya la carga. El gasto será nulo cuando el nivel del agua en el vaso baje del nivel de la plantilla de la toma.

Cuando el nivel del agua en el vaso suba de la altura mínima que dá el gasto máximo, será entonces necesario regular el gasto mediante el cierre parcial de los mecanismos de control de la toma. En este caso el cálculo hidráulico determinará las aberturas de compuertas, así como tirantes y velocidades a lo largo del conducto.

En cuanto a la velocidad que se considera al proyectar una obra de toma, en general es muy variable, pudiendo ser desde 2 m/seg., aún cuando en varios casos se han llegado a tener velocidades en los conductos de las tomas hasta de 15 metros por segundo.

A continuación analizaremos las pérdidas de carga que intervienen en las obras de toma así como el diseño de las distintas estructuras que en ellas intervienen y el comportamiento del agua en éstas.

DISEÑO HIDRAULICO DE LOS TIPOS PRINCIPALES

III.2 OBRA DE TOMA CON TORRE Y GALERIA

III.2.1 DATOS DE PROYECTO

El proyecto que analizaremos es el de "Las Higueras", Mpio. de Rosario, Sinaloa.

- + Almacenamiento total del vaso = 13'000 000 m³
- + Capacidad de azolves = 1'500 000 m³
- + Elevación del agua correspondiente a la capacidad de azolves = 42.20 m
- + Elevación del agua correspondiente a la capacidad mínima. = 43.70 m
- + Elevación del agua correspondiente al embalse normal (NAN) (m). = 50.85 m
- + Elevación de las aguas máximas extraordinarias (NAME) (m). = 54.92 m
- + Gasto normal de la obra de toma (Qn) = 2.9 m³/Seg.
- + Ancho de la Galería B = 2.0 (m).
- + Coeficiente de Rugosidad n = 0.015.
- + Pendiente de la Galería So = 0.015.

Cálculo de las diferentes Capacidades :

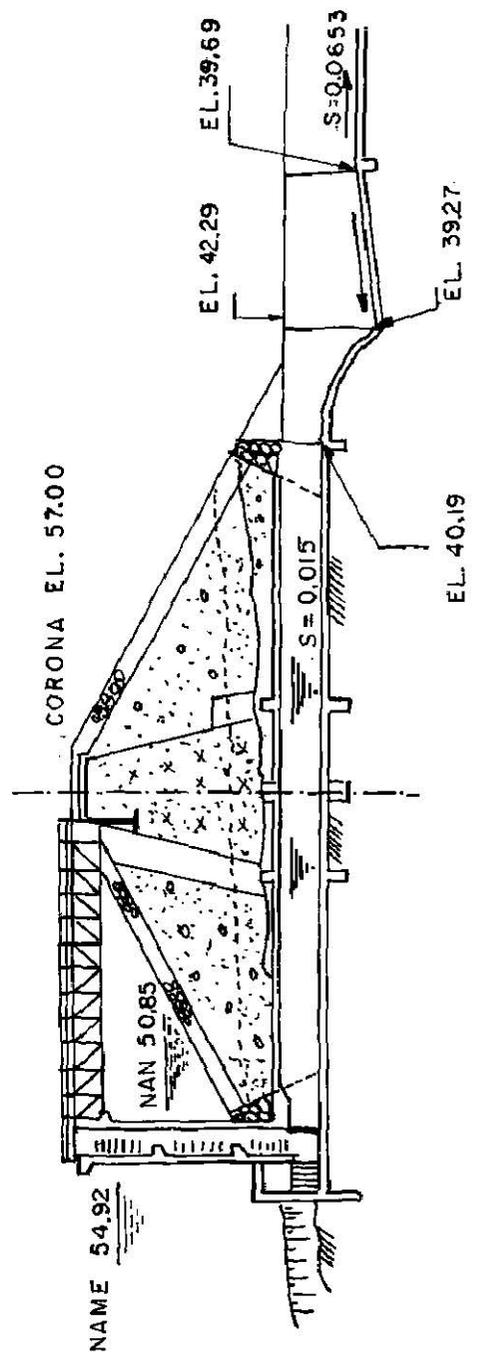
$$\begin{aligned} \text{Capacidad Util} &= \text{Almacenam. total del vaso} - \text{Capacidad de Azolves.} \\ &= 13'000\ 000 - 1'500\ 000 = 11'500\ 000\ \text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Almacenam. Mínimo del vaso} &= \text{Capac. de Azolves} + 0.1 * \text{Capac. Util.} \\ &= 1'500\ 000 + 0.1 * (11'500\ 000) = 2'650\ 000\ \text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Desnivel Mínimo} &= \text{Elev. corresp. a la Capac. Mínima} - \text{Elev corresp.} \\ &\quad \text{a la Capac. de Azolves.} \\ &= 43.70 - 42.20 = 1.50\ \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Desnivel Máximo} &= \text{NAME} - \text{Elev. corresp. a la Capac. de azolves.} \\ &= 54.92 - 42.20 = 12.72\ \text{m} \end{aligned}$$

OBRA DE TOMA CON TORRE Y GALERIA
("Las higueras" Mpio de Rosario, Sinaloa)



III.2.2 DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS.

Por principio, dado que no han sido diseñadas las rejillas, se aceptará, según la experiencia, una pérdida de carga en ellas de 0.1m.

El procedimiento a seguir para calcular el tamaño de las compuertas es por medio de tanteos de las dimensiones de los orificios 1 y 2 correspondientes a las compuertas de emergencia y de servicio respectivamente ver fig. No. 7, siendo estas del tipo deslizante; para que estando totalmente abiertas permitan el paso del gasto normal producido por el desnivel mínimo.

Como se ve en la fig. No. 7 el orificio 1 trabajará ahogado y el orificio 2 trabajará libre, funcionando con las fórmulas :

$$Q_1 = C_1 A_1 \sqrt{2gh_1} \quad \text{orificio 1} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$Q_2 = C_2 A_2 \sqrt{2gh_2} \quad \text{orificio 2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

Donde :

- Q_1 = Gasto Normal.
- C_1 = Coeficiente de gasto en orificios sumergidos siendo función de la forma de entrada, su longitud y perímetro, en la tabla 28 del Manual de King estan tabulados estos valores.
- $C_2 = C_v * C_c$ = Coeficiente de gasto en orificios libres.
- C_v = Coeficiente de velocidad, generalmente de 0.95
- C_c = Coeficiente de contracción, generalmente de 0.63
- $A_1 = A_2$ = Area de los orificios 1 y 2 respectivamente.
- $h_1 = (H-h)$ = Pérdida de carga por orificio sumergido.
- $h_2 = (h-d)$ = Pérdida de carga por orificio libre.
- $d = C_c * a$ = Altura de la vena contraída.
- a = Altura de la compuerta.
- b = Ancho de la compuerta.
- g = Aceleración de la gravedad.
- H = Desnivel mínimo - 0.1, por rejillas.
- h = Carga hidrostática en la torre, obtenida la continuidad de los gastos.

Por la ley de continuidad tenemos que:

$$Q_1 = Q_2$$

$$C_1 A_1 \sqrt{2g(H-h)} = C_2 A_2 \sqrt{2g(h-d)}$$

$$C_1^2 A_1^2 2g(H-h) = C_2^2 A_2^2 2g(h-d)$$

$$C_1^2 A_1^2 h + C_2^2 A_2^2 h = C_1^2 A_1^2 H + C_2^2 A_2^2 d$$

despejando "h" y eliminando las áreas ya que son iguales :

$$h = \frac{C_1^2 * H}{C_1^2 + C_2^2} + \frac{C_2^2 * d}{C_1^2 + C_2^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS

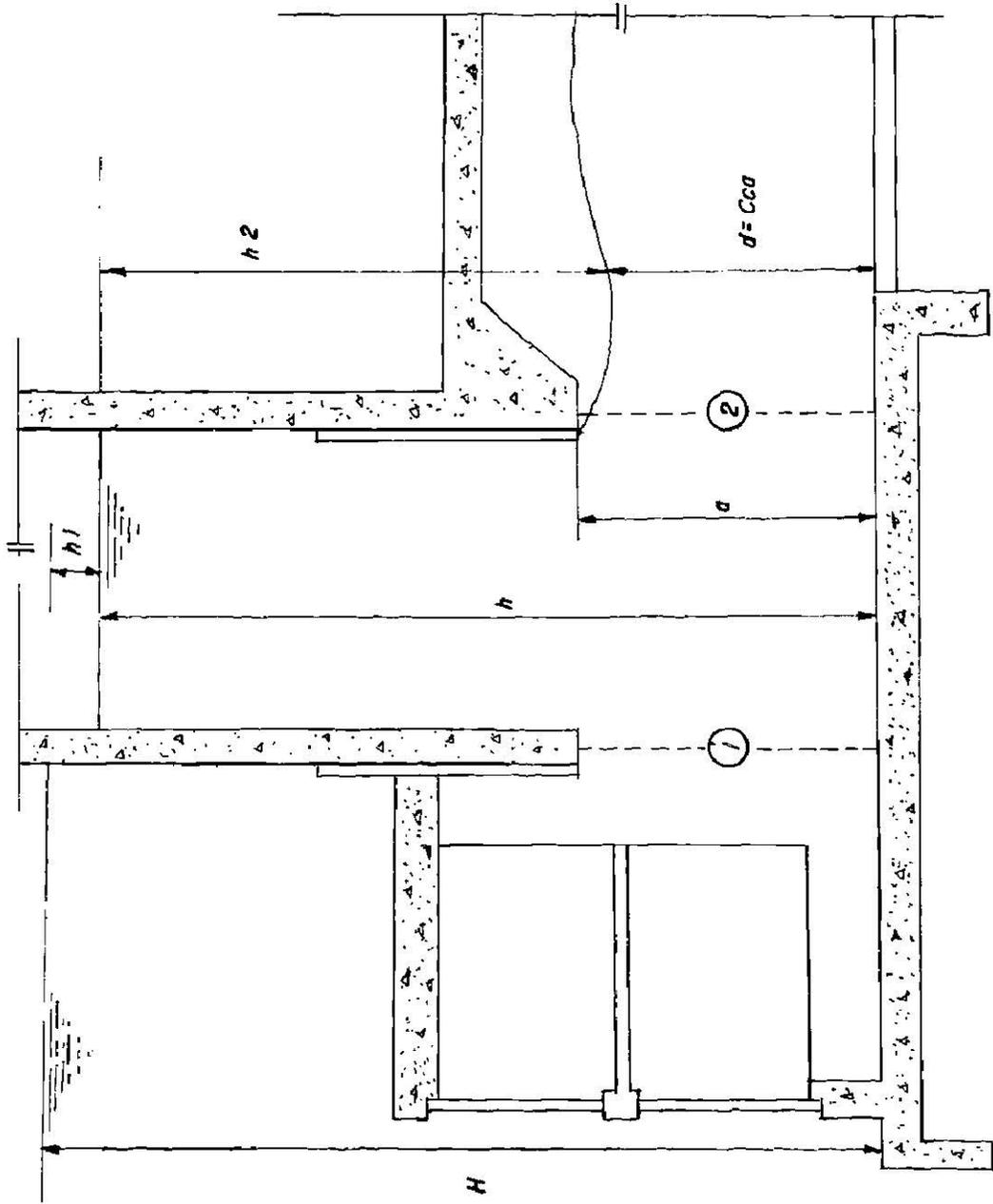


FIGURA No 7

Proponemos dimensiones de las compuertas y calculamos el Gasto que pasa por estas con la ec.(2), utilizando la ec.(3) para encontrar "h". Comparamos el gasto calculado con el Gasto Normal y si son aproximadamente iguales las compuertas serán las correctas.

Proponemos dimensión de compuertas y verificamos el gasto con la ec.2:

$$\begin{aligned} \text{Ancho} &= 1.525\text{m} \\ \text{Altura} &= 1.220\text{m} \\ \text{Espesor} &= 0.400\text{m} \end{aligned}$$

$$Q = C_2 A_2 \sqrt{2g(h-d)}$$

$$\begin{aligned} C_2 &= 0.95 * 0.63 = 0.599 \\ A_2 &= 1.525 * 1.22 = 1.860 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Determinamos a C_1 para calcular "h"

$$\begin{aligned} L &= 0.40\text{m} \text{ (espesor de compuerta)} \\ P &= 2 * (1.525 + 1.22) = 5.490 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\frac{L}{P} = \frac{0.40}{5.49} = 0.07286; \text{ para contracciones suprimidas en el fondo solamente.}$$

$$C_1 = 0.65645 \text{ (obtenido de la tabla 28 del M. de King con } L/P)$$

$$\begin{aligned} d &= 0.63 * 1.22 = 0.769 \text{ m} \\ H &= 1.50 - 0.10 = 1.40 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo valores en la ec (3) :

$$h = \frac{0.656^2 * 1.40}{0.656^2 + 0.599^2} + \frac{0.599^2 * 0.769}{0.656^2 + 0.599^2} = 1.113 \text{ m.}$$

Sustituyendo en (2)

$$\begin{aligned} Q &= 0.599 * 1.860 * \sqrt{19.62 * (1.113 - 0.769)} \\ Q &= 2.89 \cong 2.90 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

Para el cálculo del Gasto máximo que pasa por las compuertas, estando estas totalmente abiertas y con la Carga máxima, primeramente calculamos $H = \text{Desnivel máximo} - 0.1$ (por rejillas), y lo sustituimos en la ec.(3) para encontrar "h" y lo llevamos a la ec.(2) y encontramos el Gasto máximo (Q_{max}).

Cálculo del Gasto Máximo (Q_{max}) que pasa por las compuertas, estando éstas totalmente abiertas y con H_{max} .

$$Q_{max} = C_2 A_2 \sqrt{2g(h-d)}$$

T L A B L A 2 8 D E L M A N U A L D E K I N G

L/P	TODOS LOS BORDES A ESCUADRA.	CONTRACCIONES SUPRIMIDAS EN EL FONDO SOLAMENTE.
0.02	0.61	0.63
0.04	0.62	0.64
0.06	0.63	0.65
0.08	0.65	0.66
0.10	0.66	0.67
0.12	0.67	0.68
0.14	0.69	0.69
0.16	0.71	0.70
0.18	0.72	0.71
0.20	0.74	0.73
0.22	0.75	0.74
0.24	0.77	0.75
0.26	0.78	0.76
0.28	0.78	0.76
0.30	0.79	0.77
0.35	0.79	0.78
0.40	0.80	0.79
0.60	0.80	0.80
0.80	0.80	0.80
1.00	0.80	0.81

$$H = 12.72 - 0.1 = 12.62 \text{ m}$$

$$h = \frac{0.656^2 * 12.62}{0.656^2 + 0.599^2} + \frac{0.599^2 * 0.769}{0.656^2 + 0.599^2} = 7.295 \text{ m}$$

$$Q = 0.599 * 1.860 * \sqrt{19.62 * (7.295 - 0.769)}$$

$$Q_{max} = 12.60 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

A continuación calculemos la abertura de la compuerta de servicio para que con una cierta carga (H) pase un gasto dado (Q).

$$Q = C_1 A_1 \sqrt{2gh_1} \quad (1)$$

$$Q = C_2 A_2 \sqrt{2gh_2} \quad (2)$$

$$Q = (C_c C_v) (a b) \sqrt{2g(h-d)} = C_v d b \sqrt{2g(h-d)}$$

$$\frac{1}{2g} \left[\frac{Q}{C_v d b} \right]^2 = h - d$$

$$\frac{Q^2}{2g C_v^2 b^2} = d^2 h - d^3$$

$$d^3 - d^2 h + \frac{Q^2}{2g C_v^2 b^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

En la que h se obtiene de la ec. (1)

$$h = H - \frac{Q^2}{2g C_1^2 A_1^2}$$

Resolviendo la ec.(4) por el método de la bisección encontramos el valor de "d". En la que "b" es el ancho de la compuerta. Aplicando la siguiente igualdad se obtiene la abertura de la compuerta.

$$a = \frac{d}{C_c} \quad \dots\dots\dots (5)$$

Ahora calculemos la abertura de compuerta, para que con la carga máxima pase el gasto normal.

De la ec.(1) se despeja h .

$$h = H - \frac{Q^2}{2g C_1^2 A_1^2} = 12.62 - \frac{2.90^2}{19.62 * 0.656^2 * 1.860^2}$$

$$h = 12.332 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la ec.(4) y resolviendo por el método de la bisección

$$d^3 - 12.332 * d^2 + \frac{2.9^2}{19.62 * 0.95^2 * 1.525^2} = 0$$

$$d^3 - 12.332 * d^2 + 0.204 = 0$$

Donde se obtiene que $d = 0.1288 \text{ m.}$

Sustituyendo en la ec. (5)

$$\alpha = \frac{0.1288}{0.63} = 0.2044$$

Por lo tanto con 0.2044 m de abertura de la compuerta de servicio y con la carga máxima (a presa llena), pasará un gasto de $2.90 \text{ m}^3/\text{seg.}$

III.2.3 PENDIENTE HIDRAULICA DE LA GALERIA.

Es la pendiente que se le da a la galería o conducto para que trabaje con régimen rápido, por lo que debe ser mayor que la pendiente crítica.

Obtenemos la Pendiente Crítica para gasto normal y gasto máximo. Para esto primero obtenemos el tirante crítico para ambos gastos.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}} \quad S_c = \left[\frac{n V_c}{rc^{2/3}} \right]^2$$

Q = Gasto.

B = Ancho de la galería.

Y_c = Tirante Crítico.

Ac = Area crítica. $Ac = B Y_c$

Pc = Perímetro mojado crítico. $Pc = B + 2Y_c$

rc = Radio hidráulico crítico. $rc = Ac/Pc$

V_c = Velocidad crítica. $V_c = Q/Ac$

n = Coeficiente de rugosidad.

S_c = Pendiente crítica.

S_o = Pendiente de la galería.

Enseguida se comparan las tres pendientes y la mayor será la pendiente hidráulica de la galería.

Pendiente crítica para gasto normal.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{2.9^2}{9.81 \times 2^2}} = 0.598 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} A_c &= 2.0 \times 0.5984 \text{ m.} = 1.196 \text{ m}^2 \\ V_c &= 2.9 / 1.196 = 2.425 \text{ m/seg.} \\ P_c &= 2.0 + 2 \times 0.598 = 3.196 \text{ m} \\ r_c &= 1.196 / 3.196 = 0.374 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Sc_1 = \left[\frac{0.015 \times 2.425}{(0.374)^{2/3}} \right]^2 = 0.0049$$

Pendiente crítica para gasto máximo.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{12.6^2}{9.81 \times 2^2}} = 1.593 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} A_c &= 2.0 \times 1.593 \text{ m} = 3.186 \text{ m}^2 \\ V_c &= 12.60 / 3.186 = 3.955 \text{ m/seg.} \\ P_c &= 2.0 + 2 \times 1.593 = 5.186 \text{ m} \\ r_c &= 3.186 / 5.186 = 0.614 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Sc_2 = \left[\frac{0.015 \times 3.955}{(0.614)^{2/3}} \right]^2 = 0.0067$$

Al comparar las tres pendientes se concluye que la pendiente hidráulica de la galería es de 0.015 ya que es la mayor de las tres.

III.2.4 CALCULO DE LOS TIRANTES EN LA GALERIA.

Definida la pendiente hidráulica de la galería se procede a calcular los tirantes que se producirán en la galería, es decir vamos a calcular el perfil del agua para los casos siguientes :

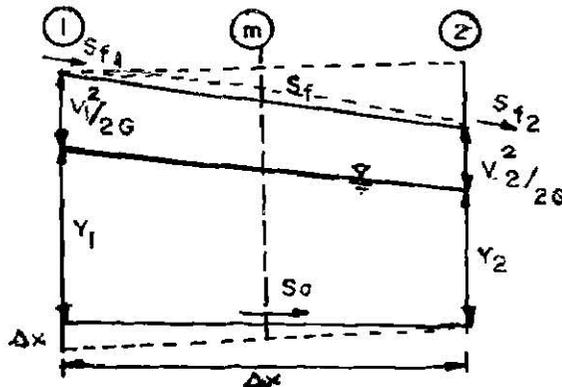
- 1.- Para el gasto de extracción normal y carga mínima.
- 2.- Para el gasto de extracción normal y carga máxima, estando la compuerta parcialmente abierta.
- 3.- Cuando el gasto sea máximo, con carga máxima y teniendo la compuerta totalmente abierta.

Se iniciará el cálculo de los tirantes en la sección de control, tomándose a ésta como estación 0 + 000.

Teniendo como datos : El Gasto (Q), la Pendiente y el Coeficiente rugosidad del material (n). Además el ancho de la compuerta, su altura y el tirante inicial correspondiente a la sección de control (Est 0+000).

Para obtener el Perfil utilizaremos el método de Incrementos Finitos.

A partir de una sección de control, se determinan sucesivamente los tirantes procediendo hacia aguas arriba de dicha sección, en el caso de flujo subcrítico o hacia aguas abajo en el caso de flujo supercrítico.



$$\frac{dE}{dx} = S_0 - S_f$$

De la figura tenemos que :

$$E_2 - E_1 = (S_0 - S_f) \Delta x$$

En la cual :

$$E_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$E_2 = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$S_0 = \Delta z / \Delta x \text{ (Pendiente de la plantilla)}$$

S_f = Es la pendiente media de fricción entre las dos secciones, calculada a partir de la siguiente ec. :

$$h_f = S_f \Delta x = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2}) \Delta x$$

donde S_{f1} y S_{f2} son las pendientes de fricción en las secciones 1 y 2, las cuales se pueden calcular con la fórmula de manning, como sigue :

$$Sf_1 = \left[\frac{V_1 n_1}{Rh_1^{2/3}} \right]^2$$

$$Sf_2 = \left[\frac{V_2 n_2}{Rh_2^{2/3}} \right]^2$$

De acuerdo con el sentido en que se efectúa el cálculo se conocerán las características hidráulicas en algunas de las dos secciones, la 1 si el cálculo es en la dirección del flujo o la 2 si es en dirección contraria.

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$

El procedimiento consiste en suponer un valor tentativo del tirante en la sección desconocida y ajustar dicho valor mediante la verificación a través de las ecs. anteriores. Sin embargo, es necesario que las características que se especifiquen para la sección desconocida no produzcan longitudes Δx muy grandes.

III.2.5 DISEÑO DE LA TRANSICION DE SALIDA.

Estas transiciones sirven para ligar la sección del conducto de la Obra de Toma con la estructura disipadora, además para que el cambio de régimen rápido a régimen tranquilo se produzca en ellas. El cambio de sección del túnel o conducto a la sección de salida puede hacerse por medio de una transición del tipo mostrado en la figura No. 2

La transición exterior se ha dividido en dos partes : Una parabólica en su plantilla a la salida del conducto y la otra recta en contrapendiente que liga con la entrada del canal. El cambio de talud se hace en una forma gradual proporcionalmente a su distancia al final de la sección de salida del conducto.

La parábola de la plantilla ha de ser igual o más tendida que la que forme el agua en su caída libre, con la velocidad más desfavorable, con objeto de que no se despegue el agua de ella ni se produzcan cavitaciones y vibraciones perjudiciales. Ver figura No. 2

Para ligar la sección de control con el plano inclinado de la rampa se utiliza generalmente una curva parabólica tangente a los dos planos.

Si V_c es la velocidad que lleva el agua al pasar de la sección de control a la caída libre, "t" el tiempo que emplea una partícula de agua para pasar de la sección de control a un punto de la curva parabólica de coordenadas "x" y "y", se tiene :

$$x = Vc * t \quad (1)$$

$$y = 9.81 * t^2 / 2 \quad (2)$$

$$t = x / Vc$$

$$y = 9.81 \frac{\frac{x^2}{Vc^2}}{2} = \frac{9.81 * x^2}{2 Vc^2} \quad (3)$$

En las ecuaciones no se ha tomado en cuenta el efecto de la fricción y el cambio de sección, por lo que la velocidad varía. Si la parábola se inclina demasiado en el terreno, se trazará otra más tendida.

No se ha establecido un criterio fijo para el proyecto de éstas estructuras. Los detalles se determinan por medio de modelos hidráulicos.

Teniendo fijada la forma de la transición, se calcula si en ella se produce el salto hidráulico.

En general este cálculo se efectúa como sigue:

1o.- Se aplica el teorema de Bernoulli con los datos de salida de la galería e iniciales de la transición, obteniendo el momentum a todo lo largo de la caída parabólica y la contrapendiente. Este cálculo es a Régimen Rápido.

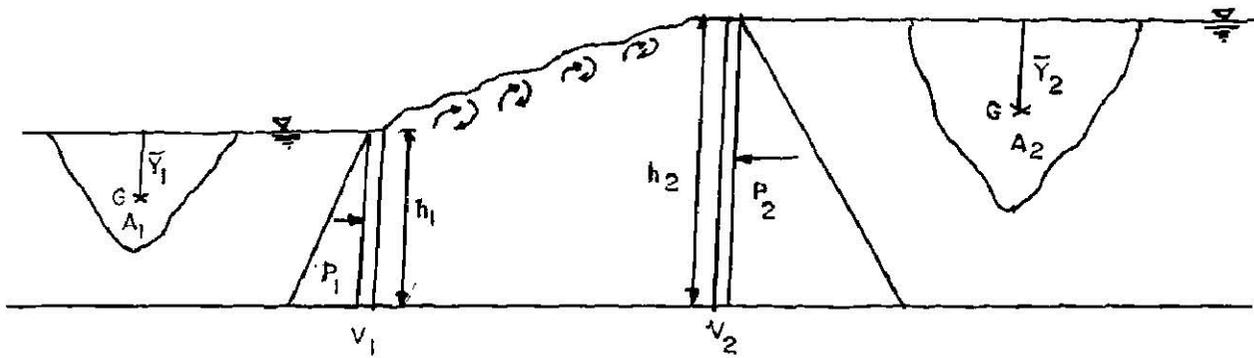
2o.- Se aplica el teorema de Bernoulli en sentido contrario al flujo del agua, iniciando el cálculo en el canal y a Régimen Lento.

3o.- En donde las curvas de momentum se intersectan, se produce el salto hidráulico.

El estudio se hará sólo para dos casos de los tres vistos en la galería, puesto que de los dos primeros, como se refieren al mismo gasto de extracción, se tomará solamente aquel que dé el tirante menor, que es el caso más desfavorable.

Se divide la longitud en partes iguales, teniendo en cuenta al calcular el área, la variabilidad de geometría en cada sección.

Después de haber calculado los datos hidráulicos y geométricos de cada una de las secciones, calculemos el lugar donde se produce el salto hidráulico que es el cambio brusco de régimen, esto es debido a la transformación de una parte de la energía cinética en energía potencial. Con esta transformación de la cantidad de disminución de movimiento a la cantidad de incremento de la presión, se calcula la ecuación del salto hidráulico.



$$M_1 - M_2 = P_2 - P_1$$

$$\frac{w Q}{9.81} V_1 - \frac{w Q}{9.81} V_2 = w \bar{Y}_2 A_2 - w \bar{Y}_1 A_1$$

$$A_1 \bar{Y}_1 + \frac{Q}{9.81} V_1 = A_2 \bar{Y}_2 + \frac{Q}{9.81} V_2$$

$$MD = \frac{Q}{9.81} V + A \bar{Y}$$

$$\bar{Y} = \frac{Y}{6} \left[\frac{(3*b + 3*Y*z)}{(b + z*Y)} \right]$$

Y = Tirante

b = Ancho de plantilla

z = Talud

A esta ecuación se le conoce como curva de momentos porque el primer término representa el momento estático del área de la sección, con respecto a la superficie libre del agua y es función del tirante.

Trazamos las curvas correspondientes a los tirantes de ida y de regreso para cada caso, el punto de intersección de ambas representa el lugar donde se produce el salto hidráulico y los tirantes de entrada y de salida en él son conjugados o sea que corresponden a la misma cantidad de energía específica. Si el salto se produce fuera de la transición habrá que modificarla.

III.3 OBRA DE TOMA CON LUMBRERA

III.3.1 DATOS DE PROYECTO :

El proyecto que analizaremos es el de "Pedro Jose Mendez", Municipio de Hidalgo, Tamaulipas.

- + Almacenamiento total del vaso = $30'000\ 000\ m^3$
- + Capacidad de azolves = $5'000\ 000\ m^3$
- + Elevación del agua correspondiente a la capacidad de azolves.
= 433.25 m.
- + Elevación del agua correspondiente a la capacidad mínima.
= 436.20 m.
- + Elevación del agua correspondiente al embalse normal (NAND).
= 447.25 m.
- + Elevación de las aguas máximas extraordinarias (NAME).
= 449.40 m.
- + Gasto normal de la obra de toma (Q_n).
= $17.125\ m^3/seg.$
- + Coeficiente de Rugosidad $n = 0.015$.
- + Pendiente del túnel S_{o1} y S_{o2} .
 $S_{o1} = 0.01$ $S_{o2} = 0.02$
- + Longitud del túnel L_1 y L_2 (m).
 $L_1 = 40\ m$ $L_2 = 150\ m$
- + Elev. de la plantilla en la lumbrera de control ELC = 415.75m.
- + Diámetro de la sección en la estructura de entrada D_1 y D_2 (m).
 $D_1 = 3.60\ m$ $D_2 = 2.40\ m$
- + Diámetro del túnel = 2.40 m.

Cálculo de las diferentes Capacidades :

$$\text{Capacidad Util} = \text{Almacenam. total del vaso} - \text{Capacidad de Azolves.} \\ = 30'000\ 000 - 5'000\ 000 = 25'000\ 000\ m^3$$

$$\text{Almacenam. Minimo del vaso} = \text{Capac. de Azolves} + 0.1 * \text{Capac. Util.} \\ = 5'000\ 000 + 0.1 * 25'000\ 000 = 7'500\ 000\ m^3$$

$$\text{Desnivel Minimo} = \text{Elev. corresp. a la Capac. Minima} - \text{Elev corresp.} \\ \text{a la Capac. de Azolves.} \\ = 436.2 - 433.25 = 2.95\ m.$$

$$\text{Desnivel Maximo} = \text{NAME} - \text{Elev. corresp. a la Capac. de azolves.} \\ = 449.40 - 433.25 = 16.15\ m.$$

OBRA DE TOMA CON LUMBRERA
 ("PEDRO JOSE MENDEZ", MUNICIPIO HIDALGO, TAMAULIPAS")

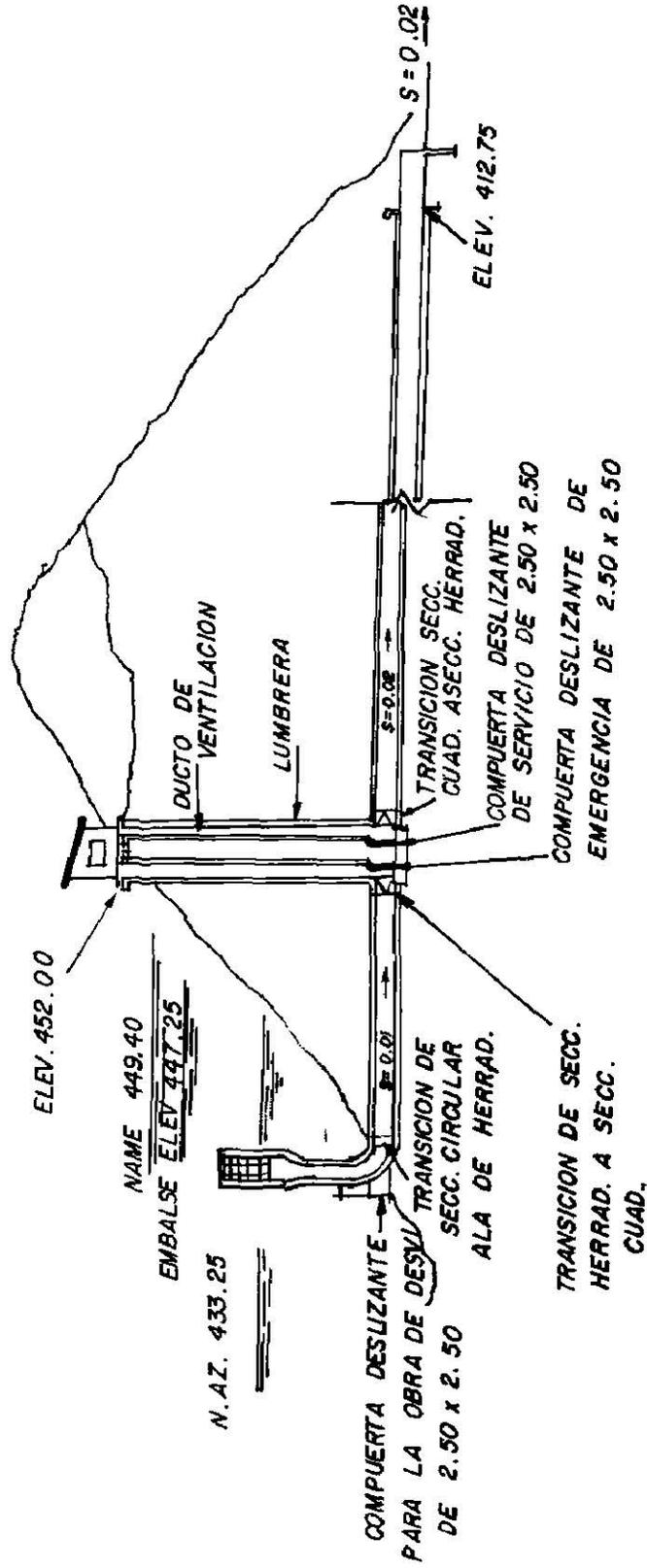


FIGURA No 10

La obra de toma consiste en un túnel de concreto reforzado, la cual se alojará a través de la margen izquierda de la boquilla para desligarla del cuerpo del terraplén y por medio de un codo liga con la estructura de entrada; el túnel en la parte aguas arriba de la lumbrera trabajará a presión, siguiendo una transición para cambiar de la sección del túnel a sección de compuertas, con el objeto de unir el túnel con la lumbrera donde se habrán de alojar las compuertas de emergencia y de servicio; posteriormente por medio de otra transición se hace el cambio de sección de compuertas a sección del túnel. El tramo de túnel después de la lumbrera hasta el río trabajará como canal.

Esta obra de toma primeramente funcionará como obra de desvío, para lo cual se colocará un acceso cuadrado, el que se taponará con concreto, una vez cumplida su función.

Las determinación de dimensiones ($\alpha \times b$) de las compuertas está en función de la obra de desvío y de la carga con que operen éstas. También el diámetro del túnel (D_3) está en función de la obra de desvío.

Después de hacer un análisis de la obra de desvío se determinaron las dimensiones de las compuertas de emergencia y de servicio, las cuales tienen las siguientes dimensiones : 2.50m Ancho x 2.50m Altura x 0.60m de Espesor.

también se determinó un túnel de diámetro $D_3 = 2.40m$.

I. - Cálculo del Gasto Máximo (Q_{max}) que pasa por la compuerta de control estando totalmente abierta con la carga máxima NAME.

Procedimiento :

- 1) Proponer un gasto y calculamos las pérdidas.
- 2) Comparamos la Pérdidas + ELC con el NAME.
- 3) Si son diferentes proponemos otro gasto.

III.3.2 CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

Suponemos un Gasto $Q = 60 \text{ m}^3/\text{seg.}$

* Pérdida por cambio de dirección de las rejillas al tubo (HR).

$$HR = 0.25 \frac{V_1^2}{19.62} = \frac{5.895^2}{19.62} = 0.443 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{3.1416 \times 3.6^2}{4} = 10.178 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{60}{10.178} = 5.895 \text{ m/Seg.}$$

* Pérdida por cambio de sección circular de un D_1 a D_2 .

$$HCC = 0.1 \frac{(V_2^2 - V_1^2)}{19.62} = \frac{(13.263^2 - 5.895^2)}{19.62} = 0.719 \text{ m.}$$

$$A_2 = \frac{\pi * D_2^2}{4} = \frac{3.1416 * 2.4^2}{4} = 4.524 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{60}{4.524} = 13.263 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por cambio de dirección, codo de 90 y Diámetro del túnel

$$HC = 0.25 \frac{V_2^2}{19.62} = 0.25 \frac{13.2629^2}{19.62} = 2.241 \text{ m.}$$

* Pérdida por cambio de sección circular a de herradura.

$$HCH = 0.2 \frac{(V_2^2 - V_3^2)}{19.62} = \frac{(13.263^2 - 12.560^2)}{19.62} = 0.185 \text{ m}$$

$$A_3 = 0.8293 * D_3^2 = 0.8293 * (2.4)^2 = 4.777 \text{ m}^2$$

$$V_3 = Q/A_3 = 60/4.777 = 12.560 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por Fricción.

$$HF = \left[\frac{V_3}{85.414 * R^{0.63}} \right]^{(1/0.54)} * L_1 = \left[\frac{12.560}{85.414 * (0.609)^{0.63}} \right]^{(1/0.54)} * 40 =$$

$$HF = 2.049 \text{ m.}$$

$$R = 0.2538 * D_3 = 0.2538 * 2.4 = 0.609$$

* Pérdida por cambio de sección de herradura a rectangular.

$$HHR = 0.2 \frac{(V_3^2 - V_4^2)}{19.62} = \frac{(12.560^2 - 9.60^2)}{19.62} = 0.669 \text{ m.}$$

$$A_4 = a \times b = 2.5 \times 2.5 = 6.25 \text{ m}^2$$

$$V_4 = Q/A_4 = 60/6.25 = 9.60 \text{ m}^2$$

* Pérdida en el orificio de la compuerta de control.

$$HOC = \frac{Q^2}{19.62 \times C_2^2 \times A_4^2} = \frac{60^2}{19.62 \times 0.599^2 \times 6.25^2} = 13.113 \text{ m.}$$

$$C_2 = C_c \times C_v = 0.63 \times 0.95 = 0.599$$

$$H_2 = 13.113 + 1.575 = 14.688 \text{ m.}$$

$$d = C_c \times a = 0.63 \times 2.5 = 1.575 \text{ m.}$$

H₂ = Carga hidrostática en la segunda lumbrera que se requiere para que pase un cierto gasto.

* Pérdida por el orificio de la compuerta de emergencia.

$$HOE = \frac{Q}{19.62 \times C_1^2 \times A_4^2} = \frac{60^2}{19.62 \times 0.65^2 \times 6.25^2} = 11.118 \text{ m.}$$

$$H_1 = 11.118 + 14.688 = 25.806 \text{ m.}$$

H₁ = Carga hidrostática en la primer lumbrera que se requiere para que pase un cierto gasto.

C₁ = Esta en función del espesor de la compuerta (L), perímetro de la compuerta (P), y de la forma de entrada. Con el valor de L/P nos vamos a la tabla 28 del Manual King.

$$\frac{L}{P} = \frac{0.60}{2 \times (2.5 + 2.5)} = 0.06$$

para contracciones suprimidas en el fondo solamente.

De la tabla 28 del Manual de King.

$$C_1 = 0.65$$

* Pérdida por súbito ensanchamiento.

$$HSE = 0.997 \frac{(V_4 - V)^{1.919}}{19.62} = \frac{(9.6 - 0.93)^{1.919}}{19.62} = 3.207 \text{ m.}$$

$$A = b \times H_1 = 2.5 \times 25.806 = 55.800 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 60/55.800 = 0.93 \text{ m/seg}$$

* Σ Pérdidas = HR + HCC + HC + HCH + HF + HHR + HOC + HOE + HSE

* Σ Pérdidas = 0.443 + 0.719 + 2.241 + 0.185 + 2.049 + 0.669 +
+ 13.113 + 11.118 + 3.207 = 33.744 m.

* Σ Pérdidas + ELC = 33.744 + 415.75 = 449.494 m.

Al comparar esta suma con el NAME es casi igual, por lo que el gasto supuesto de 60 m³/seg es el que cumple con la condición.

II.- Cálculo de la abertura de compuerta, para que pase el gasto normal (Qn) con la carga NAN.

Procedimiento :

- 1) Con el Gasto normal calculamos las pérdidas.
- 2) Efectuamos :

Σ Pérdidas = Considerada desde las rejillas hasta la compuerta de emergencia.

$$HSE = 0.997 \frac{(V_4 - V)^{1.919}}{19.62} \quad Y = NAN - \Sigma \text{Pérdidas} - ELC$$

$$A = b \times Y$$

$$V = Q/A$$

h = Altura hidrostática en la segunda torre.
h = NAN - Σ Pérdidas - ELC - HSE.

- 3) Utilizar el método de la bisección para encontrar la abertura (a).

$$d^3 - h \times a^2 + \frac{Qn^2}{19.62 \times Cv^2 \times b^2} = 0 \quad a = \frac{d}{Cc}$$

Cálculo de las pérdidas de carga.

* Pérdida por cambio de dirección de la rejillas al tubo (HR).

$$HR = 0.25 \frac{1.682^2}{19.62} = 0.036 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{3.1416 \times 3.6^2}{4} = 10.178 \text{ m}^2 \quad V_1 = \frac{17.125}{10.178} = 1.682 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por cambio de sección circular de un D_1 a D_2 .

$$HCC = 0.1 \frac{(3.785^2 - 1.682^2)}{19.62} = 0.059 \text{ m.}$$

$$A_2 = \frac{3.1416 \times 2.4^2}{4} = 4.524 \text{ m}^2 \quad V_2 = \frac{17.125}{4.524} = 3.785 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por cambio de dirección, codo de 90 y Diámetro del túnel

$$HC = 0.25 \frac{3.785^2}{19.62} = 0.183 \text{ m.}$$

* Pérdida por cambio de sección circular a de herradura.

$$HCH = 0.2 \frac{(3.785^2 - 3.585^2)}{19.62} = 0.015 \text{ m.}$$

$$A_3 = 0.8293 \times (2.4)^2 = 4.777 \text{ m}^2$$

$$V_3 = 60 / 4.777 = 3.585 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por Fricción.

$$HF = \left[\frac{3.585}{95.414 \times (0.609)^{0.69}} \right]^{(1/0.54)} \times 40 = 0.201 \text{ m.}$$

$$R = 0.2538 \times 2.4 = 0.609$$

* Pérdida por cambio de sección de herradura a rectangular.

$$\text{HHR} = 0.2 \frac{(3.585^2 - 2.74^2)}{19.62} = 0.054 \text{ m.}$$

$$A_4 = 2.5 \times 2.5 = 6.25 \text{ m}^2$$

$$V_4 = 17.125 / 6.25 = 2.74 \text{ m}^2$$

* Pérdida por el orificio de la compuerta de emergencia.

$$\text{HOE} = \frac{17.125^2}{19.62 \times 0.65^2 \times 6.25^2} = 0.906 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{P} = \frac{0.60}{2 \times (2.5 + 2.5)} = 0.06$$

para contracciones suprimidas en el fondo solamente.

De la tabla 28 del Manual de King.

$$C_1 = 0.65$$

* Pérdida por súbito ensanchamiento.

$$\begin{aligned} * \Sigma \text{Pérdidas} &= 0.036 + 0.059 + 0.183 + 0.015 + 0.201 + 0.054 + \\ &0.906 = 1.454 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{HSE} = 0.997 \frac{(2.74 - 0.228)^{1.919}}{19.62} = 0.298 \text{ m.}$$

$$Y = 447.25 - 1.454 - 415.75 = 30.046 \text{ m.}$$

$$A = 2.5 \times 30.046 = 75.115 \text{ m}^2$$

$$V = 17.125 / 75.115 = 0.228 \text{ m/seg.}$$

$$h = 447.25 - 1.454 - 415.75 - 0.298 = 29.748 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la ec. (4).

$$d^3 - 29.748 \times d^2 + \frac{17.125^2}{19.62 \times 0.95^2 \times 2.5^2} = 0$$

$$d^3 - 29.748*d^2 + 2.5174 = 0$$

Con el método de la bisección encontramos d

$$d = 0.2999$$

Sustituyendo en la ec. (5).

$$\alpha = \frac{0.2999}{0.63} = 0.4760 \text{ m.}$$

Por lo tanto con 0.4760 m de abertura de la compuerta de servicio y con la carga NAN, pasará un gasto de 17.125 m³/seg.

III.- Cálculo de la abertura (α) de la compuerta, para que pase el Gasto máximo (Q_{max}) con la carga NAN sin que llegue a ahogarse el túnel ya que con el gasto máximo obtenido en el apartado I seguirá trabajando a presión.

1) Calculemos el tirante máximo en el conducto. Consideremos un margen de seguridad del 20% del diámetro, $Y_{max} = 0.8 * D_s$ y con éste calculemos el gasto máximo y las pérdidas.

Con el Valor de Y_{max} encontramos el valor de A, P y R en las fórmulas de sección del túnel y lo sustituimos en :

$$Q_{max} = (A * R^{2/3} * S_{02}^{0.5}) / n$$

2) y 3) igual que el apartado anterior.

$$Y_{max} = 0.8 * 2.4 = 1.92 \text{ m.}$$

Calculemos el A y R para la sección herradura.

$$A = 4.134 \text{ m}^2$$

$$R = 0.736$$

$$Q_{max} = (4.134 * (0.736)^{2/3} * (0.02)^{0.5}) / 0.015$$

$$Q_{max} = 31.772 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo de las pérdidas de carga.

* Pérdida por cambio de dirección de la rejillas al tubo (HR).

$$HR = 0.25 \frac{3.122^2}{19.62} = 0.124 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{3.1416 * 3.6^2}{4} = 10.178 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \frac{31.772}{10.178} = 3.122 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por cambio de sección circular de un D_1 a D_2 .

$$HCC = 0.1 \frac{(7.023^2 - 3.122^2)}{19.62} = 0.20174 \text{ m.}$$

$$A_2 = \frac{3.1416 \times 2.4^2}{4} = 4.524 \text{ m}^2 \quad V_2 = \frac{31.772}{4.524} = 7.023 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por cambio de dirección, codo de 90 y Diámetro del túnel

$$HC = 0.25 \frac{7.023^2}{19.62} = 0.628 \text{ m.}$$

* Pérdida por cambio de sección circular a de herradura.

$$HCH = 0.2 \frac{(7.686^2 - 7.023^2)}{19.62} = 0.09939 \text{ m}$$

$$V_3 = 31.772 / 4.134 = 7.686 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por Fricción.

$$HF = \left[\frac{7.686^2}{85.414 \times (0.736)^{0.69}} \right]^{(1/0.54)} \times 40 = 0.662 \text{ m.}$$

* Pérdida por cambio de sección de herradura a rectangular.

$$HHR = 0.2 \frac{(7.686^2 - 5.084^2)}{19.62} = 0.33877 \text{ m.}$$

$$A_4 = 2.5 \times 2.5 = 6.25 \text{ m}^2$$

$$V_4 = 31.772 / 6.25 = 5.084 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por el orificio de la compuerta de emergencia.

$$HOE = \frac{31.772^2}{19.62 \times 0.65^2 \times 6.25^2} = 3.117 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{P} = \frac{0.60}{2 \times (2.5 + 2.5)} = 0.06$$

para contracciones suprimidas en el fondo solamente.

De la tabla 28 del Manual de King.

$$C_1 = 0.65$$

* Pérdida por súbito ensanchamiento.

$$* \Sigma \text{Pérdidas} = 0.124 + 0.202 + 0.628 + 0.099 + 0.662 + 0.339 + 3.117 = 5.171 \text{ m.}$$

$$HSE = 0.997 \frac{(5.084 - 0.483)^{1.919}}{19.62} = 0.951 \text{ m.}$$

$$Y = 447.25 - 5.171 - 415.75 = 26.329 \text{ m.}$$

$$A = 2.5 \times 26.329 = 65.822 \text{ m}^2$$

$$V = 31.772 / 65.822 = 0.483 \text{ m/seg.}$$

$$h = 447.25 - 5.171 - 415.75 - 0.951 = 25.378 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la ec. (4).

$$d^3 - 25.378 \times d^2 + \frac{31.772^2}{19.62 \times 0.95^2 \times 2.5^2} = 0$$

$$d^3 - 25.378 \times d^2 + 9.121 = 0$$

Con el método de la bisección encontramos d

$$d = 0.607$$

Sustituyendo en la ec. (5).

$$\alpha = \frac{0.607}{0.63} = 0.9635 \text{ m.}$$

Para que el túnel aguas abajo de la compuerta de control no trabaje ahogado, esta no debe abrirse a una altura mayor de 0.9632 m pudiendo desalojar un gasto máximo de 31.77224 m.

III.3.3 PENDIENTE HIDRAULICA DE LA GALERIA.

Es la pendiente que se le da al túnel y deberá ser mayor que la crítica para obtener un régimen rápido del flujo, para lo cual determinaremos la pendiente crítica para el gasto normal y máximo.

Obtengamos el tirante crítico para gasto normal y máximo y así encontraremos ambas pendientes críticas para la sección del túnel.

$$S_c = \left[\frac{n V_c}{r_c^{2/3}} \right]^2$$

Enseguida se comparan las tres pendientes y la mayor será la pendiente hidráulica del túnel S_{c1} , S_{c2} , S_{02} .

Para el cálculo del tirante crítico en la secc. de herradura corremos el programa llamado "YCH.BAS".

Nos pedirá los siguientes datos :

$Q(m^3/seg) = ? 17.125$

$n = 0.015$

$S_0 = ? 0.02$

$D(m) = ? 2.4$

Gravedad = 9.81

El programa nos calculará :

$Y_c = 1.823867 \text{ m}$

$A = 3.942696$

$T = 2.050162$

$V = 4.343475$

$R = 0.7323463$

$$S_c = \left[\frac{0.015 \times (4.343475)}{0.7323463^{2/3}} \right]^2 = 0.0064$$

$S_c(0.0064) < S(0.02)$ por lo tanto la pendiente hidráulica de la galería será $S = 0.02$.

III.4 OBRA DE TOMA CON TUBERIA TRABAJANDO A PRESION

III.4.1 DATOS DE PROYECTO

El proyecto que analizaremos será el de "Noche Buena", Mpio. de Ocampo, Coahuila.

- + Almacenamiento total del vaso = 40'000 000 m³.
- + Capacidad de azolves = 1'500 000 m³.
- + Elevación del agua correspondiente a la capacidad de azolves.
= 1204.20 m.
- + Elevación del agua correspondiente a la capacidad mínima.
= 1209.30 m.
- + Elevación del agua correspondiente al embalse normal (NAN).
= 1217.70 m.
- + Elevación de las aguas máximas extraordinarias (NAME).
= 1219.05 m.
- + Gasto normal de la obra de toma (m³/seg).
= 2.50 m³/seg.
- + Dimensiones de la rejilla = 1.5x1.5 m.
- + K₁ (Depende de la forma de entrada a la tubería).
Para entradas con aristas ligeramente redondeadas = 0.23
- + C (Depende de la rugosidad de la tubería).
Para tubería de acero = 100
- + K₂ Coeficiente de pérdida de carga por válvula = 0.1413
- + K₃ Coeficiente de pérdida de carga por codo de 90° = 0.5369
- + L Longitud de la tubería = 17 m.
- + B Ancho del canal = 2.5 m.
- + YY Tirante Supuesto en el tanque amortiguador = 2.5 m.
- + Número de orificios en la pantalla = 28
- + Ancho, Altura y espesor de cada orificio = 0.2x0.2x0.2 m.
- + Altura comprendida entre la parte inferior de la pantalla y el piso del tanque de reposo = 0.5 m.

Cálculo de las diferentes Capacidades :

$$\begin{aligned} \text{Capacidad Util} &= \text{Almacenam. total del vaso} + \text{Capacidad de Azolves.} \\ &= 40'000\ 000 + 1'500\ 000 = 38'500\ 000\ \text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Almacenam. Mínimo del vaso} &= \text{Capac. de Azolves} + 0.1 \times \text{Capac. Util.} \\ &= 1'500\ 000 + 0.1 \times 38'500\ 000 = 5'350\ 000\ \text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Desnivel Mínimo} &= \text{Elev. corresp. a la Capac. Mínima} - \text{Elev corresp.} \\ &\quad \text{a la Capac. de Azolves.} \\ &= 1209.3 - 1204.2 = 5.10\ \text{m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Desnivel Máximo} &= \text{NAME} - \text{Elev. corresp. a la Capac. de azolves.} \\ &= 1219.05 - 1204.2 = 14.85\ \text{m.} \end{aligned}$$

(" NOCHE BUENA," MUNICIPIO DE OCAMPO, COAHUILA.)

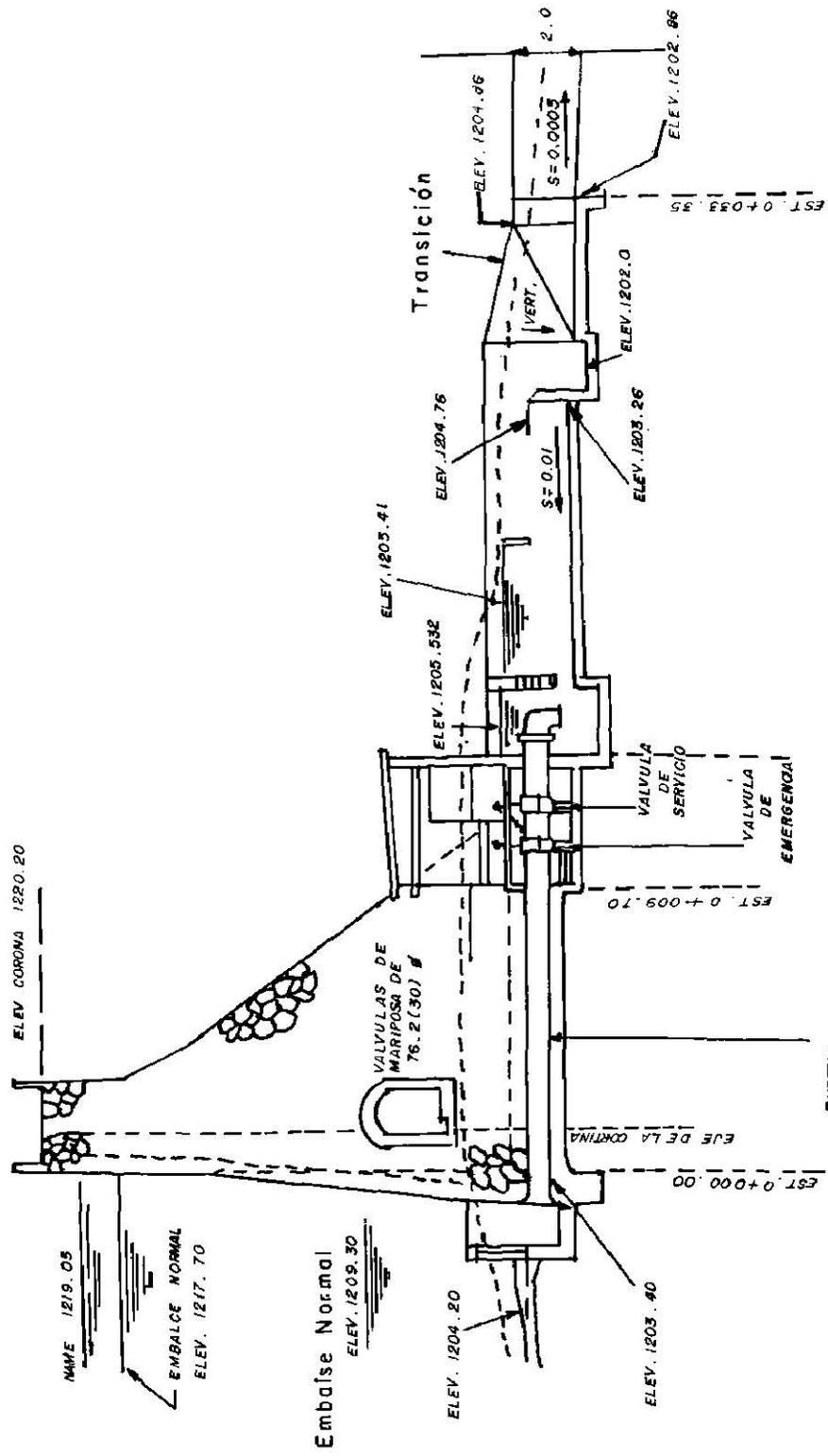


FIGURA No 11

- 1) Proponer un diámetro de tubería y se calculan las pérdidas de carga hasta la salida de la tubería con el gasto normal de extracción.

Si la sumatoria de pérdidas es menor a la carga mínima el diámetro propuesto es el correcto.

- 2) Elev. Agua tanque amortiguador = Elevación del agua corresp. a la capacidad mínima - Σ Pérdidas.
- 3) Elev. Agua tanque de reposo = Elevación agua en Tanque de reposo - Pérdida por pantalla.
- 4) Empleamos la fórmula para vertedores de cresta delgada para calcular la carga H sobre el vertedor que nos de un gasto normal.

$$Q = 1.78 B H^{1.47} \left[1 + 0.56 \left(\frac{H}{P + H} \right)^2 \right]$$

Suponiendo a $P = 1.5$ m.

- 5) Elev. Cresta Vertedora = Elev. Agua tanque de reposo - H
- 6) Elev. piso tanque de reposo = Elev. Cresta Vertedora - P

Para evitar que se formen subpresiones en el vertedor, a este se le acondiciona un ducto de ventilación. Además se deberá tener cuidado para que éste no trabaje ahogado.

III. 4.2 CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA

Suponemos un Diámetro de tubería de 76.2 cm.

- * Pérdida de Carga por rejilla. Consideramos un valor de 0.1 m.
- * Pérdida por cambio de dirección después de la rejilla

$$HCD = C \sqrt{\frac{\Delta}{90}} \frac{VFR^2}{19.62} = 0.25 \sqrt{\frac{26.565}{90}} \frac{0.977^2}{19.62} = 0.007 \text{ m.}$$

C = Coeficiente con un valor de 0.25 generalmente.
 Δ = Deflexión del cambio, en grados = 26.5651°
 VFR = Velocidad del flujo en (m/seg).
 Ar = Area de rejilla (m²).

$$VFR = Q/Ar = 2.5/2.56 = 0.977 \text{ m/seg.}$$

$$Ar = 1.6 \times 1.6 = 2.56 \text{ m}^2.$$

* Pérdida de carga por entrada a la tubería.

$$HE = K_1 \frac{V^2}{19.62} = 0.23 \frac{5.482^2}{19.62} = 0.352 \text{ m.}$$

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{3.1416 * 0.762^2}{4} = 0.456 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 2.5/0.456 = 5.482 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida de carga por fricción.

$$S = \left[\frac{V}{0.84918 * C * R^{0.63}} \right]^{1.85185} = \left[\frac{5.482}{0.84918 * 100 * 0.190^{0.63}} \right]^{1.85185} = 0.0434$$

$$R = D/4 = 0.762/4 = 0.190$$

$$HF = 0.0434 * 17 = 0.738 \text{ m.}$$

* Pérdida de carga por dos válvulas, de mariposa

$$HV = 2 * K_2 * \frac{V^2}{19.62} = 2 * 0.1413 * \frac{5.482^2}{19.62} = 0.433 \text{ m.}$$

* Pérdida de carga por codo de 90°.

$$HC = K_3 \frac{V^2}{19.62} = 0.5369 * \frac{5.482^2}{19.62} = 0.822 \text{ m.}$$

* Pérdida de carga por salida.

$$HS = \frac{(V - VT)^2}{19.62} = \frac{(5.482 - 0.40)^2}{19.62} = 1.316 \text{ m.}$$

$$VT = \frac{Q}{B * Y} = \frac{2.9}{2.5 * 2.5} = 0.40 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por pantalla.

$$HP = \frac{Q^2}{19.62 \cdot (C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2)^2} = \frac{2.5^2}{19.62 \cdot (0.755 \cdot 1.12 + 0.6167 \cdot 2.5)^2} = 0.122 \text{ m}$$

C_1 = Esta en función del espesor de la pantalla (L), perímetro del orificio (P) y de la forma de entrada de éstos.
Con el valor de L/P nos vamos a la Tabla 28 M. King

Calculo de C_1

$$\frac{L}{P} = \frac{0.20}{2 \cdot (0.2 + 0.2)} = 0.25$$

para contracciones suprimidas en el fondo solamente.

De la tabla 28 del Manual de King.

$$C_1 = 0.755$$

C_2 = Esta en función del espesor de la pantalla (L), perímetro del orificio formado debajo de pantalla (P) y de la forma de entrada de esta.
Con el valor de L/P nos vamos a la Tabla 28 M. King.

Calculo de C_2

$$\frac{L}{P} = \frac{0.20}{2 \cdot (2.5 + 0.5)} = 0.0333$$

Con todos los bordes a escuadra.

De la tabla 28 del Manual de King.

$$C_2 = 0.6167$$

A_1 = Número de orificios * Area de un orificio.

A_2 = Area del orificio formado debajo de la pantalla.

$$A_1 = 28 \cdot (0.02 \cdot 0.02) = 1.12 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.5 \cdot 2.5 = 2.5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma \text{Pérdidas} = 0.1 + 0.007 + 0.352 + 0.738 + 0.433 + 0.822 + 1.316 = 3.768 \text{ m.}$$

La sumatoria de pérdidas es menor a 5.10 m. por lo tanto el diámetro propuesto es correcto.

Elev. Agua tanque amortiguador = 1209.3 - 3.768 = 1205.532 m.

Elev. Agua tanque de reposo = 1205.532 - 0.122 = 1205.41 m.

Empleamos la fórmula para vertedores de cresta delgada para calcular la carga H sobre el vertedor que nos de un gasto normal.

$$2.5 = 1.78 \times 2.5 \times H^{1.47} \times \left[1 + 0.56 \left(\frac{H}{1.5+H} \right)^2 \right]$$

La H que cumple con la igualdad es $H = 0.65285$ m.

Elev. Cresta Vertedora = 1205.41 - 0.65285 = 1204.76 m.

Elev. piso tanque de reposo = 1204.76 - 1.5 = 1203.26 m.

Para evitar que se formen subpresiones en el vertedor, a éste se le acondiciona un ducto de ventilación. Además se deberá tener cuidado para que este no trabaje ahogado.

Cálculo del Gasto máximo Q_{max} que pasa por la obra de toma, con la Carga máxima H_{max} .

- 1) Proponer una carga H sobre el vertedor y calcular su gasto.
- 2) Con este gasto se calculan todas las pérdidas de carga existentes.
- 3) Comparamos Σ Pérdidas + H + Elev. cresta vertedor con el NAME. Si son iguales ese gasto será el máximo Q_{max} .

Suponemos una carga sobre el vertedor y calculamos su gasto.

$H = 0.88426$ m.

$$Q = 1.78 \times 2.5 \times 0.88426^{1.47} \times \left[1 + 0.56 \left(\frac{0.88426}{1.5+0.88426} \right)^2 \right]$$

$$Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

* Pérdidas de Carga.

* Pérdida de Carga por rejilla. Consideramos un valor de 0.1 m.

* Pérdida por cambio de dirección después de la rejilla

$$HCD = 0.25 \sqrt{\frac{26.565}{90} - \frac{1.563^2}{19.62}} = 0.017 \text{ m.}$$

$$VFR = 4.0/2.56 = 1.563 \text{ m/seg.}$$

$$Ar = 1.6 \times 1.6 = 2.56 \text{ m}^2.$$

* Pérdida de carga por entrada a la tubería.

$$HE = 0.23 \frac{8.771^2}{19.62} = 0.902 \text{ m.}$$

$$A = \frac{3.1416 \times 0.762^2}{4} = 0.456 \text{ m}^2$$

$$V = 4.0 / 0.456 = 8.771 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida de carga por fricción.

$$S = \left[\frac{8.771}{0.84918 \times 100 \times 0.1905^{0.63}} \right]^{1.85195} = 0.1033$$

$$R = 0.762 / 4 = 0.1905$$
$$HF = 0.10335 \times 17 = 1.756 \text{ m.}$$

* Pérdida de carga por dos válvulas, de mariposa

$$HV = 2 \times 0.1413 \times \frac{8.771^2}{19.62} = 1.108 \text{ m.}$$

* Pérdida de carga por codo de 90°.

$$HC = 0.5369 \times \frac{8.771^2}{19.62} = 2.105 \text{ m.}$$

* Pérdida de carga por salida.

$$HS = \frac{(8.771 - 0.64)^2}{19.62} = 3.370 \text{ m.}$$

$$VT = \frac{4.0}{2.5 \times 2.5} = 0.64 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por pantalla.

$$HP = \frac{4.0^2}{19.62 \times (0.755 \times 1.12 + 0.6187 \times 1.25)^2} = 0.312 \text{ m}$$

$$\Sigma \text{Pérdidas} + H = 0.1 + 0.017 + 0.907 + 1.756 + 1.108 + 2.105 + 3.370 + 0.312 + 0.88426 = 10.554 \text{ m.}$$

$$\Sigma \text{Pérdidas} + H + ECV = 10.554 + 1204.76 = 1215.314 \text{ m.}$$

Al comparar 1215.314 con el *NAME* se observa que los niveles son diferentes, por lo que aumentaremos la carga sobre el vertedor, para que pase mas gasto y existan mas pérdidas de carga.

Proponer otra *H*.

$$H = 0.9817 \text{ m.}$$

$$Q = 1.78 \times 2.5 \times 0.9817^{1.47} \times \left[1 + 0.56 \left(\frac{0.9817}{1.5 + 0.9817} \right)^2 \right]$$

$$Q = 4.71 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

* Pérdidas de carga.

* Pérdida de Carga por rejilla. Consideramos un valor de 0.1 m.

* Pérdida por cambio de dirección despues de la rejilla

$$HCD = 0.25 \sqrt{\frac{26.565}{90} \frac{1.8399^2}{19.62}} = 0.023 \text{ m.}$$

$$VFR = 4.71 / 2.56 = 1.8399 \text{ m/seg.}$$

$$Ar = 1.6 \times 1.6 = 2.56 \text{ m}^2.$$

* Pérdida de carga por entrada a la tubería.

$$HE = 0.23 \frac{10.329^2}{19.62} = 1.251 \text{ m.}$$

$$A = \frac{3.1416 \times 0.762^2}{4} = 0.456 \text{ m.}$$

$$V = 4.71 / 0.456 = 10.329 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida de carga por fricción.

$$S = \left[\frac{10.329}{0.84918 \times 100 \times 0.1905^{0.69}} \right]^{1.85185} = 0.1399$$

$$R = 0.762/4 = 0.1905$$

$$HF = 0.1399 \times 17 = 2.378 \text{ m.}$$

* Pérdida de carga por dos válvulas, de mariposa

$$HV = 2 \times 0.1413 \times \frac{10.329^2}{19.62} = 1.537 \text{ m.}$$

* Pérdida de carga por codo de 90°.

$$HC = 0.5369 \times \frac{10.329^2}{19.62} = 2.920 \text{ m.}$$

* Pérdida de carga por salida.

$$HS = \frac{(10.329 - 0.754)^2}{19.62} = 4.673 \text{ m.}$$

$$VT = \frac{4.71}{2.5 \times 2.5} = 0.754 \text{ m/seg.}$$

* Pérdida por pantalla.

$$HP = \frac{4.71^2}{19.62 \times (0.755 \times 1.12 + 0.6167 \times 1.25)^2} = 0.433 \text{ m}$$

$$\Sigma \text{Pérdidas} + H = 0.1 + 0.023 + 1.251 + 2.378 + 1.537 + 2.920 + 4.673 + 0.433 + 0.9817 = 14.297 \text{ m.}$$

$$\Sigma \text{Pérdidas} + H + ECV = 14.297 + 1204.76 = 1219.057 \text{ m.}$$

Al comparar 1219.057 con el NAME son iguales por lo tanto el Q calculado sera el gasto máximo.

$$Q_{\text{máx}} = 4.71 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

III.4.3 CALCULO DE LOS TIRANTES EN EL CANAL DE CONDUCCION Y EN EL CANAL DE TIERRA.

Canal de Sección Trapecial.

Hacemos uso del programa llamado "YNYC.BAS" para el cálculo de los tirantes normales.

CALCULO DE LOS TIRANTES EN EL CANAL DE CONDUCCION.

Cálculo del tirante para Gasto normal.

El programa nos pedirá los siguientes datos :

Q = ? 2.50
So = ? 0.0005
n = ? 0.04
b = ? 2.5
Talud z = ? 0.5

El programa nos calculará el Tirante Normal $Y_n = 1.53245$ m.

Calculemos ahora la velocidad para este tirante.

$$A = b*Y + z*Y^2 = 2.5*1.53245 + 0.5*1.53245^2 = 5.004521 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2*Y*SQR(1+z^2) = 2.5 + 2*1.53245*SQR(1+0.5^2) = 5.926215 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = (A/P)^{2/3} = 0.8934221$$

$$V = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2} = 1/0.04 * 0.8934221 * (0.0005)^{1/2} = 0.499438 \text{ m/s}$$

Ahora se calculará el tirante para el Gasto máximo $Q_{\text{máx}} = 4.71$.

El programa nos calculará $Y_n = 2.22328$ m

Calculemos ahora la velocidad para este tirante.

A = 8.029687
P = 7.471405
 $R^{2/3} = 1.049214$

$$V = 1/0.04 * 1.049214 * 0.0005^{1/2} = 0.5865286 \text{ m/s}$$

CALCULO DE LOS TIRANTES EN EL CANAL DE TIERRA.

Canal de Sección Trapecial.

Cálculo del tirante para Gasto normal.

El programa nos pedirá los siguientes datos :

Q = ? 2.5
b = ? 2.5
z = ? 1.5
n = ? 0.03
S = ? 0.0005

El programa nos calculará el Tirante Normal $Y_n = 1.056889$ m.

Calculemos ahora la velocidad para este tirante.

$$A = b \times Y + z \times Y^2 = 2.5 \times 1.056889 + 1.5 \times 1.056889^2 = 4.317745 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2 \times Y \times \text{SQRC}(1+z^2) = 2.5 + 2 \times 1.056889 \times \text{SQRC}(1+1.5^2) = 6.310668 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = (A/P)^{2/3} = 0.7764636$$

$$V = 1/n \times r^{2/3} \times S^{1/2} = 1/0.03 \times 0.7764636 \times (0.0005)^{1/2} = 0.578742 \text{ m/s}$$

Ahora se calculará el tirante para el Gasto máximo $Q_{\text{máx}} = 4.71$.

El programa nos calculará $Y_n = 1.462356$ m

Calculemos ahora la velocidad para este tirante.

A = 6.863618
P = 7.772599
 $R^{2/3} = 1.057593$

$$V = 1/0.03 \times 1.057593 \times 0.0005^{1/2} = 0.7882835 \text{ m/s}$$

C A P I T U L O I V
M A N U A L D E L U S U A R I O

MANUAL DEL USUARIO

OBRA DE TOMA CON TORRE Y GALERIA.

El proyecto que analizaremos es el de "Agua Puerca", Mpio. de Mapimi, Durango.

Para el cálculo de la Obra de Toma con torre y galería carguemos primeramente a la memoria de la computadora el programa llamado "TORRE.BAS" con LOAD "TORRE" y lo corremos con Run.

Accesar los datos de proyecto :

- 1.- Almacenamiento total del vaso (m^3) = ? 40'000,000
- 2.- Capacidad de Azolves (m^3) = ? 2'300,000
- 3.- Elev. corresp. a la capacidad de Azolves (m) = ? 1,416.90
- 4.- Elev. de la capacidad mínima (m) = ? 1421.0
- 5.- Elev. del embalse normal (m) = ? 1430.2
- 6.- Elev. del NAME (m) = ? 1434.2
- 7.- Gasto Normal de la obra de toma (m^3/seg) = ? 8.50
- 8.- Pendiente de la galería = ? 0.02
- 9.- Rugosidad de la galería = ? 0.015
- 10.- Ancho de la galería = ? 1.60

El programa nos dará los siguientes resultados junto con los datos del proyecto al pulsar cualquier tecla.

Capacidad Util (m^3) = 37'700,000
Capacidad mínima (m^3) = 6'070,000
Carga mínima (m) = 4.10
Carga máxima (m) = 17.20

Ahora diseñemos las dimensiones de las compuertas, para el gasto normal y la carga mínima con las compuertas totalmente abiertas.

Proponemos dimensión de compuertas :
Ancho (m) = ? 1.52
Altura (m) = ? 1.83
Espesor (m) = ? 0.75

El programa nos calculará :

L/P = 0.11194
C1 = 0.67597
C2 = 0.5985
A2 = 2.7816
d = 1.1529
h = 2.74886
Q = 9.3158

Dicho gasto será comparado con el gasto normal (Q_n); si no es aproximadamente igual proponemos otras compuertas.

Aparecerá la siguiente cuestión :

DESEA HACER OTRA ITERACION (S/N) = ?

OBRA DE TOMA CON TORRE Y GALERIA
 ("AGUA PUERCA", MUNICIPIO MAPIMI DURANGO).

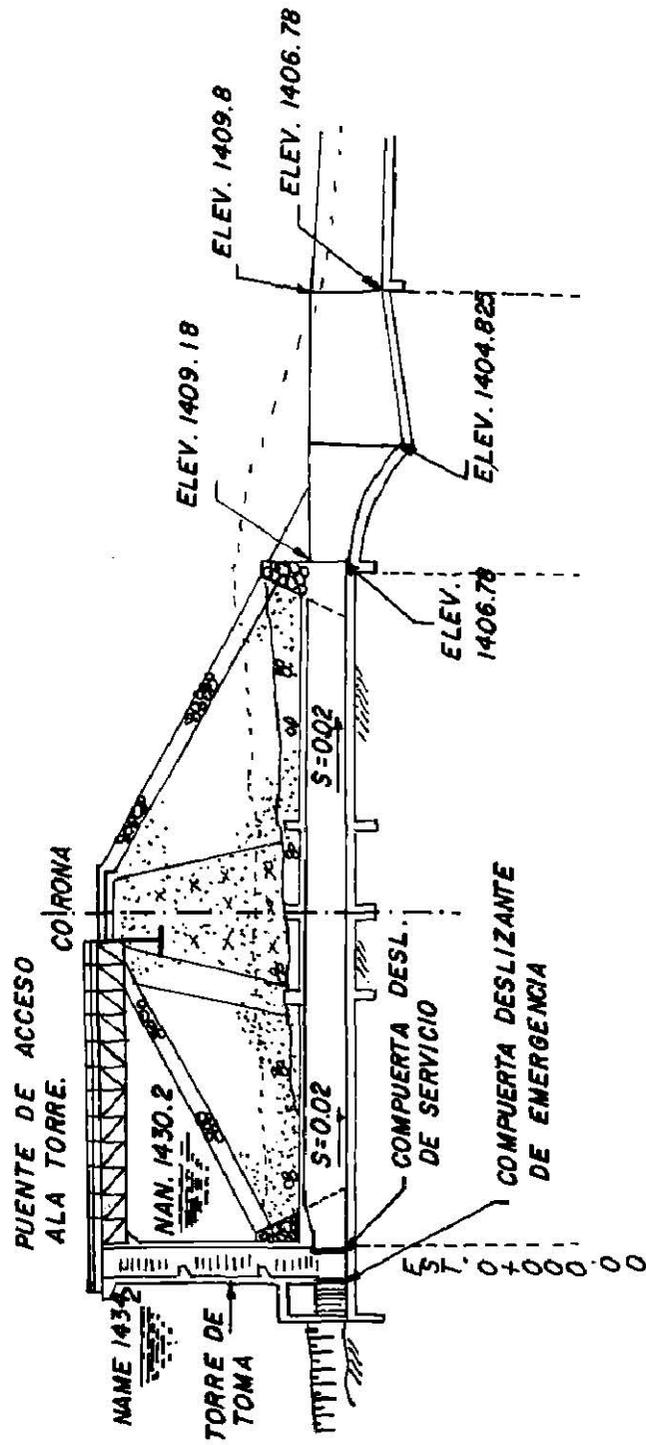


FIGURA No 6

Si los gastos son aprox. iguales poner una "N", y si los gastos son diferentes poner una "S". Si los gastos son diferentes proponemos otras compuertas.

Después de haber diseñado las compuertas el programa nos calculará el gasto máximo que pasa por estas compuertas, estando estas completamente abiertas.

$$Q_{\text{máx}} \text{ (m}^3\text{/seg)} = 22.048$$
$$H_{\text{máx}} \text{ (m)} = 17.199$$

Ahora pulse cualquier tecla para continuar.

El siguiente cálculo sera encontrar la abertura de la compuerta de servicio para que pase un gasto determinado con un nivel de embalse dado.

En la pantalla aparecerán las dimensiones de las compuertas; además los límites del gasto y de la carga H.

LAS DIMENSIONES DE LAS COMPUERTAS SON :

$$\text{ANCHO (m)} = 1.52$$

$$\text{ALTURA (m)} = 1.83$$

LIMITES :

$$\text{LA CARGA MAXIMA ES (m)} = 17.2$$

$$\text{LA CARGA MINIMA ES (m)} = 4.1$$

$$\text{EL GASTO MAXIMO ES (m}^3\text{/seg)} = 22.048$$

$$\text{EL GASTO MINIMO ES (m}^3\text{/seg)} = 0$$

$$\text{EL GASTO NORMAL ES (m}^3\text{/seg)} = 8.50$$

El programa nos calculará la abertura de compuerta para cualquier gasto y carga, dentro de los límites fijados.

EJEMPLO.

Cálculo de la abertura para el gasto normal con la carga máxima.

$$Q \text{ (m}^3\text{/seg)} = ? 8.50$$

$$H \text{ (m)} = ? 17.20$$

Nos pondrá lo siguiente :

La abertura de la compuerta de servicio para que pase un gasto de 8.50 m³/seg con una carga de 17.2 m debe ser a = 0.530 m

Veamos otro ejemplo cuando el gasto no corresponde a la carga.

$$Q \text{ (m}^3\text{/seg)} = ? 18$$

$$H \text{ (m)} = ? 8$$

Nos pondrá lo siguiente :

Para esta carga H = 8.0 m estando las compuertas totalmente abiertas no puede salir este gasto Q = 18.0 m³/seg.

El Gasto que se obtiene es de Q = 14.44687 con esta H de 8.0 m.

Para que salga el gasto de 18.0 m³/seg. se requiere una H de 11.78219 m. con las compuertas totalmente abiertas.

EJEMPLO :

Cálculo de la abertura para gasto normal con la carga mínima.

$$Q(\text{m}^3/\text{seg}) = ? 8.50$$

$$H(\text{m}) = ? 4.10$$

La abertura de la compuerta de servicio para que pase un gasto de 8.50 m³/seg con una carga de 4.10 m debe ser $a = 1.438 \text{ m}$

DESEA HACER OTRA ITERACION (S/N) = ?

Si su respuesta es "N" entonces procedamos al cálculo de la pendiente hidráulica de la galería.

El programa nos calculará el tirante crítico y la pendiente crítica para gasto normal y para gasto máximo. Comparará las pendientes críticas y la pendiente de la galería y la mayor será la pendiente hidráulica de la galería.

Aparecerán los siguientes resultados :

Tirante Crítico para gasto normal $Y_c = 1.422 \text{ m.}$

Pendiente crítica para gasto Normal $Sc = 0.7665 \times 10^{-3}$

Tirante crítico para gasto máximo $Y_c = 2.685$

Pendiente crítica para gasto máximo $Sc = 1.13 \times 10^{-2}$

La Pendiente Hidráulica de la Galería será $S = 0.020$

CALCULO DEL TIRANTE NORMAL EN EL CANAL DE SALIDA.

Para el cálculo de estos hagamos uso del programa "YNYC".

Al cargar el programa con LOAD "YNYC" y correrlo con RUN preguntará lo siguiente:

Para Gasto Normal.

SECCION : ? TRAPECIAL

GASTO (m³/seg) = ? 8.5

n = ? 0.017

So = ? 0.0005

Talud z = ? 1

Ancho b (m) = ? 4.0

EL tirante Normal es $Y_n (\text{m}) = 1.3057$

Para Gasto Máximo.

SECCION : ? TRAPECIAL

GASTO (m³/seg) = ? 22.048

n = ? 0.017

So = ? 0.0005

Talud z = ? 1

Ancho b (m) = ? 4.0

EL tirante Normal es $Y_n (\text{m}) = 2.2158$

CALCULO DE LOS TIRANTES EN LA GALERIA PARA LOS SIGUIENTES CASOS :

Para obtener el perfil en los tres casos hagamos uso del programa "IFINITOS".

1.- Cuando la obra de toma esta trabajando con el gasto normal y con la carga mínima.

Iniciamos el cálculo en la sección de control, tomándose esta como estación (0+000).

$$d_0 = C_c * a = 0.63 * 1.438 = 0.906 \text{ m}$$

Al cargar el programa con LOAD "IFINITOS" y correrlo con RUN nos preguntará lo siguiente :

SECCION :? RECTANGULAR
Q (m³/seg) = ? 8.5
b (m) = ? 1.6
z = ? 0
n = ? 0.015
So = ? 0.02
Tirante inicial d₀ (m) = ? 0.906
Numero de estaciones = ? 101

Solo pondremos los resultados a cada 5 metros.

ESTACION	z	n	S	b	d
0+000	0	0.015	0.02	1.52	0.906
0+005	0	0.015	0.02	1.6	0.913
0+010	0	0.015	0.02	1.6	0.920
0+015	0	0.015	0.02	1.6	0.926
0+020	0	0.015	0.02	1.6	0.931
0+025	0	0.015	0.02	1.6	0.935
0+030	0	0.015	0.02	1.6	0.940
0+035	0	0.015	0.02	1.6	0.944
0+040	0	0.015	0.02	1.6	0.947
0+045	0	0.015	0.02	1.6	0.950
0+050	0	0.015	0.02	1.6	0.953
0+055	0	0.015	0.02	1.6	0.955
0+060	0	0.015	0.02	1.6	0.958
0+065	0	0.015	0.02	1.6	0.960
0+070	0	0.015	0.02	1.6	0.961
0+075	0	0.015	0.02	1.6	0.963
0+080	0	0.015	0.02	1.6	0.964
0+085	0	0.015	0.02	1.6	0.966
0+090	0	0.015	0.02	1.6	0.967
0+095	0	0.015	0.02	1.6	0.968
0+101	0	0.015	0.02	1.6	0.969

2.- Cuando la obra de toma esta trabajando con el gasto normal y con la carga máxima.

Iniciamos el cálculo en la sección de control, tomándose esta como estación (0+000).

$$d_0 = C_c * a = 0.63 * 0.53 = 0.334 \text{ m}$$

Al cargar el programa con LOAD "IFINITOS" y correrlo con RUN nos preguntará lo siguiente :

SECCION :? RECTANGULAR
Q (m³/seg) = ? 8.5
b (m) = ? 1.6
z = ? 0
n = ? 0.015
So = ? 0.02
Tirante inicial d0 (m) = ? 0.334
Numero de estaciones = ? 101

Solo pondremos los resultados a cada 5 metros.

ESTACION	z	n	S	b	d
0+000	0	0.015	0.02	1.52	0.334
0+005	0	0.015	0.02	1.6	0.350
0+010	0	0.015	0.02	1.6	0.383
0+015	0	0.015	0.02	1.6	0.407
0+020	0	0.015	0.02	1.6	0.430
0+025	0	0.015	0.02	1.6	0.455
0+030	0	0.015	0.02	1.6	0.480
0+035	0	0.015	0.02	1.6	0.503
0+040	0	0.015	0.02	1.6	0.525
0+045	0	0.015	0.02	1.6	0.550
0+050	0	0.015	0.02	1.6	0.571
0+055	0	0.015	0.02	1.6	0.595
0+060	0	0.015	0.02	1.6	0.613
0+065	0	0.015	0.02	1.6	0.635
0+070	0	0.015	0.02	1.6	0.656
0+075	0	0.015	0.02	1.6	0.676
0+080	0	0.015	0.02	1.6	0.696
0+085	0	0.015	0.02	1.6	0.713
0+090	0	0.015	0.02	1.6	0.733
0+095	0	0.015	0.02	1.6	0.750
0+101	0	0.015	0.02	1.6	0.770

3.- Cuando la obra de toma esta trabajando con el gasto máximo y con la carga máxima.

Iniciamos el cálculo en la sección de control, tomándose esta como estación (0+000).

$$d_0 = C_c \times a = 0.63 \times 1.83 = 1.153 \text{ m}$$

Al cargar el programa con LOAD "IFINITOS" y correrlo con RUN nos preguntará lo siguiente :

SECCION :? RECTANGULAR
 Q (m³/seg) = ? 22.048
 b (m) = ? 1.6
 z = ? 0
 n = ? 0.015
 So = ? 0.02
 Tirante inicial do (m) = ? 1.153
 Numero de estaciones = ? 101

Solo pondremos los resultados a cada 5 metros.

ESTACION	z	n	S	b	d
0+000	0	0.015	0.02	1.52	1.153
0+005	0	0.015	0.02	1.6	1.180
0+010	0	0.015	0.02	1.6	1.210
0+015	0	0.015	0.02	1.6	1.240
0+020	0	0.015	0.02	1.6	1.270
0+025	0	0.015	0.02	1.6	1.298
0+030	0	0.015	0.02	1.6	1.325
0+035	0	0.015	0.02	1.6	1.352
0+040	0	0.015	0.02	1.6	1.380
0+045	0	0.015	0.02	1.6	1.410
0+050	0	0.015	0.02	1.6	1.435
0+055	0	0.015	0.02	1.6	1.462
0+060	0	0.015	0.02	1.6	1.490
0+065	0	0.015	0.02	1.6	1.517
0+070	0	0.015	0.02	1.6	1.543
0+075	0	0.015	0.02	1.6	1.570
0+080	0	0.015	0.02	1.6	1.595
0+085	0	0.015	0.02	1.6	1.620
0+090	0	0.015	0.02	1.6	1.644
0+095	0	0.015	0.02	1.6	1.670
0+101	0	0.015	0.02	1.6	1.695

CALCULO DE LA TRANSICION.

Para el cálculo de la curva parabólica se hará para el gasto que tenga la mayor velocidad a la salida de la galería ya que es el caso más crítico. Por lo tanto se calculará para gasto máximo.

$$V_c = 22.048 / (1.6 * 1.695) = 8.13 \text{ m/Seg.}$$

$$Y = 0.02 * X + \frac{9.81 * X^2}{2 * 8.13^2}$$

$$Y = 0.02 * X + 0.0742 * X^2$$

ESTACION	X	Y	S	Talud	b
0+101.0	0.0	0.000	0.020	0.000	1.80
0+101.5	0.5	0.029	0.029	0.000	1.80
0+102.0	1.0	0.094	0.066	0.000	1.80
0+102.5	1.5	0.197	0.103	0.000	1.80
0+103.0	2.0	0.337	0.140	0.000	1.80
0+103.5	2.5	0.514	0.177	0.000	1.80
0+104.0	3.0	0.728	0.214	0.000	1.80
0+104.5	3.5	0.979	0.251	0.000	1.80
0+105.0	4.0	1.267	0.288	0.000	1.80
0+105.5	4.5	1.593	0.325	0.000	1.80
0+106.0	5.0	1.955	0.362	0.000	1.80
0+106.5			-0.130	0.033	1.88
0+107.0			-0.130	0.066	1.76
0+107.5			-0.130	0.099	1.84
0+108.0			-0.130	0.132	1.92
0+108.5			-0.130	0.165	2.00
0+109.0			-0.130	0.198	2.08
0+109.5			-0.130	0.231	2.16
0+110.0			-0.130	0.264	2.24
0+110.5			-0.130	0.297	2.32
0+111.0			-0.130	0.330	2.40
0+111.5			-0.130	0.363	2.48
0+112.0			-0.130	0.396	2.56
0+112.5			-0.130	0.429	2.64
0+113.0			-0.130	0.462	2.72
0+113.5			-0.130	0.495	2.80
0+114.0			-0.130	0.528	2.88
0+114.5			-0.130	0.561	2.96
0+115.0			-0.130	0.594	3.04
0+115.5			-0.130	0.627	3.12
0+116.0			-0.130	0.660	3.20
0+116.5			-0.130	0.693	3.28
0+117.0			-0.130	0.726	3.36
0+117.5			-0.130	0.759	3.44
0+118.0			-0.130	0.792	3.52
0+118.5			-0.130	0.825	3.60
0+119.0			-0.130	0.858	3.68
0+119.5			-0.130	0.891	3.76
0+120.0			-0.130	0.924	3.84
0+120.5			-0.130	0.957	3.92
0+121.0			-0.130	1.000	4.00

Las siguientes cuatro tablas serán calculadas con el programa TRANSIC. BAS.

CASO I

$Q_{max} = 22.048 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$H_{max} = 17.200 \text{ m. (IDA)}$

Tirante Inicial = 1.695 m.

ESTACION	Talud	b	S	Tirante	M. D.
0+101.0	0.000	1.60	0.020	1.6950	20.570
0+101.5	0.000	1.60	0.029	1.6942	20.577
0+102.0	0.000	1.60	0.066	1.6887	20.621
0+102.5	0.000	1.60	0.103	1.6770	20.718
0+103.0	0.000	1.60	0.140	1.6610	20.853
0+103.5	0.000	1.60	0.177	1.6400	21.036
0+104.0	0.000	1.60	0.214	1.6150	21.263
0+104.5	0.000	1.60	0.251	1.5860	21.540
0+105.0	0.000	1.60	0.288	1.5550	21.851
0+105.5	0.000	1.60	0.325	1.5220	22.202
0+106.0	0.000	1.60	0.362	1.4900	22.562
0+106.5	0.033	1.68	-0.130	1.3780	22.465
0+107.0	0.066	1.76	-0.130	1.2885	22.352
0+107.5	0.099	1.84	-0.130	1.2147	22.227
0+108.0	0.132	1.92	-0.130	1.1524	22.094
0+108.5	0.165	2.00	-0.130	1.0989	21.953
0+109.0	0.198	2.08	-0.130	1.0520	21.812
0+109.5	0.231	2.16	-0.130	1.0110	21.661
0+110.0	0.264	2.24	-0.130	0.9745	21.507
0+110.5	0.297	2.32	-0.130	0.9420	21.346
0+111.0	0.330	2.40	-0.130	0.9127	21.183
0+111.5	0.363	2.48	-0.130	0.8862	21.016
0+112.0	0.396	2.56	-0.130	0.8620	20.849
0+112.5	0.429	2.64	-0.130	0.8400	20.678
0+113.0	0.462	2.72	-0.130	0.8200	20.500
0+113.5	0.495	2.80	-0.130	0.8017	20.319
0+114.0	0.528	2.88	-0.130	0.7850	20.133
0+114.5	0.561	2.96	-0.130	0.7695	19.948
0+115.0	0.594	3.04	-0.130	0.7552	19.761
0+115.5	0.627	3.12	-0.130	0.7420	19.571
0+116.0	0.660	3.20	-0.130	0.7300	19.375
0+116.5	0.693	3.28	-0.130	0.7190	19.175
0+117.0	0.726	3.36	-0.130	0.7087	18.976
0+117.5	0.759	3.44	-0.130	0.6993	18.773
0+118.0	0.792	3.52	-0.130	0.6906	18.569
0+118.5	0.825	3.60	-0.130	0.6825	18.366
0+119.0	0.858	3.68	-0.130	0.6752	18.157
0+119.5	0.891	3.76	-0.130	0.6685	17.947
0+120.0	0.924	3.84	-0.130	0.6625	17.732
0+120.5	0.957	3.92	-0.130	0.6570	17.518
0+121.0	1.000	4.00	-0.130	0.6520	17.280

CASO II

$Q_n = 8.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$H_{\text{máx}} = 17.20 \text{ m. (IDA)}$

Tirante Inicial = 0.77 m.

ESTACION	Talud	b	S	Tirante	M. D.
0+101.0	0.000	1.60	0.020	0.7700	6.452
0+101.5	0.000	1.60	0.029	0.7692	6.457
0+102.0	0.000	1.60	0.066	0.7665	6.475
0+102.5	0.000	1.60	0.103	0.7605	6.515
0+103.0	0.000	1.60	0.140	0.7515	6.577
0+103.5	0.000	1.60	0.177	0.7400	6.658
0+104.0	0.000	1.60	0.214	0.7264	6.759
0+104.5	0.000	1.60	0.251	0.7110	6.879
0+105.0	0.000	1.60	0.288	0.6945	7.014
0+105.5	0.000	1.60	0.325	0.6770	7.166
0+106.0	0.000	1.60	0.362	0.6590	7.332
0+106.5	0.033	1.68	-0.130	0.6255	7.255
0+107.0	0.066	1.76	-0.130	0.5970	7.174
0+107.5	0.099	1.84	-0.130	0.5725	7.090
0+108.0	0.132	1.92	-0.130	0.5510	7.006
0+108.5	0.165	2.00	-0.130	0.5321	6.921
0+109.0	0.198	2.08	-0.130	0.5155	6.833
0+109.5	0.231	2.16	-0.130	0.5008	6.743
0+110.0	0.264	2.24	-0.130	0.4877	6.652
0+110.5	0.297	2.32	-0.130	0.4760	6.560
0+111.0	0.330	2.40	-0.130	0.4655	6.467
0+111.5	0.363	2.48	-0.130	0.4564	6.369
0+112.0	0.396	2.56	-0.130	0.4480	6.274
0+112.5	0.429	2.64	-0.130	0.4408	6.174
0+113.0	0.462	2.72	-0.130	0.4344	6.074
0+113.5	0.495	2.80	-0.130	0.4288	5.972
0+114.0	0.528	2.88	-0.130	0.4240	5.868
0+114.5	0.561	2.96	-0.130	0.4198	5.765
0+115.0	0.594	3.04	-0.130	0.4162	5.661
0+115.5	0.627	3.12	-0.130	0.4135	5.552
0+116.0	0.660	3.20	-0.130	0.4112	5.445
0+116.5	0.693	3.28	-0.130	0.4097	5.335
0+117.0	0.726	3.36	-0.130	0.4090	5.222
0+117.5	0.759	3.44	-0.130	0.4082	5.115
0+118.0	0.792	3.52	-0.130	0.4095	4.992
0+118.5	0.825	3.60	-0.130	0.4107	4.875
0+119.0	0.858	3.68	-0.130	0.4130	4.754
0+119.5	0.891	3.76	-0.130	0.4160	4.633
0+120.0	0.924	3.84	-0.130	0.4200	4.509
0+120.5	0.957	3.92	-0.130	0.4250	4.384
0+121.0	1.000	4.00	-0.130	0.4310	4.258

CASO I

$Q_n = 8.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$H_{\text{máx}} = 17.20 \text{ m (REGRESO)}$

Tirante Inicial = 1.3057 m.

ESTACION	Talud	b	S	Tirante	M. D.
0+121.0	1.000	4.00	0.130	1.3057	5.215
0+120.5	0.957	3.92	0.130	1.377	5.570
0+120.0	0.924	3.84	0.130	1.448	5.943
0+119.5	0.891	3.76	0.130	1.517	6.313
0+119.0	0.858	3.68	0.130	1.585	6.683
0+118.5	0.825	3.60	0.130	1.654	7.065
0+118.0	0.792	3.52	0.130	1.722	7.442
0+117.5	0.759	3.44	0.130	0.790	7.819
0+117.0	0.726	3.36	0.130	1.857	8.185
0+116.5	0.693	3.28	0.130	1.923	8.537
0+116.0	0.660	3.20	0.130	1.990	8.890
0+115.5	0.627	3.12	0.130	2.055	9.214
0+115.0	0.594	3.04	0.130	2.120	9.526
0+114.5	0.561	2.96	0.130	2.185	9.822
0+114.0	0.528	2.88	0.130	2.250	10.099
0+113.5	0.495	2.80	0.130	2.315	10.356
0+113.0	0.462	2.72	0.130	2.380	10.589
0+112.5	0.429	2.64	0.130	2.445	10.797
0+112.0	0.396	2.56	0.130	2.508	10.960
0+111.5	0.363	2.48	0.130	2.570	11.083
0+111.0	0.330	2.40	0.130	2.632	11.175
0+110.5	0.297	2.32	0.130	2.695	11.239
0+110.0	0.264	2.24	0.130	2.755	11.242
0+109.5	0.231	2.16	0.130	2.815	11.207
0+109.0	0.198	2.08	0.130	2.875	11.132
0+108.5	0.165	2.00	0.130	2.936	11.021
0+108.0	0.132	1.92	0.130	2.994	10.849
0+107.5	0.099	1.84	0.130	3.050	10.622
0+107.0	0.066	1.76	0.130	3.102	10.333
0+106.5	0.033	1.68	0.130	3.150	9.989
0+106.0	0.000	1.60	-0.362	2.912	8.364
0+105.5	0.000	1.60	-0.325	2.725	7.629
0+105.0	0.000	1.60	-0.288	2.550	7.007
0+104.5	0.000	1.60	-0.251	2.392	6.502
0+104.0	0.000	1.60	-0.214	2.252	6.101
0+103.5	0.000	1.60	-0.177	2.128	5.786
0+103.0	0.000	1.60	-0.140	2.023	5.549
0+102.5	0.000	1.60	-0.103	1.939	5.382
0+102.0	0.000	1.60	-0.066	1.880	5.275
0+101.5	0.000	1.60	-0.029	1.850	5.226
0+101.0	0.000	1.60	-0.020	1.828	5.191

CASO II

Qmax = 22.048 m³/seg.

Hmax = 17.20 m. (REGRESO)

Tirante Inicial = 2.2158 m.

ESTACION	Talud	b	S	Tirante	M. D.
0+121.0	1.000	4.00	0.130	2.2158	17.044
0+120.5	0.957	3.92	0.130	2.285	17.590
0+120.0	0.924	3.84	0.130	2.354	18.156
0+119.5	0.891	3.76	0.130	2.423	18.717
0+119.0	0.858	3.68	0.130	2.490	19.245
0+118.5	0.825	3.68	0.130	2.557	19.760
0+118.0	0.792	3.52	0.130	2.624	20.261
0+117.5	0.759	3.44	0.130	2.690	20.731
0+117.0	0.726	3.36	0.130	2.755	21.167
0+116.5	0.693	3.28	0.130	2.820	21.579
0+116.0	0.660	3.20	0.130	2.885	21.965
0+115.5	0.627	3.12	0.130	2.948	22.295
0+115.0	0.594	3.04	0.130	3.010	22.580
0+114.5	0.561	2.96	0.130	3.073	22.845
0+114.0	0.528	2.88	0.130	3.135	23.060
0+113.5	0.495	2.80	0.130	3.195	23.212
0+113.0	0.462	2.72	0.130	3.253	23.299
0+112.5	0.429	2.64	0.130	3.312	23.359
0+112.0	0.396	2.56	0.130	3.369	23.353
0+111.5	0.363	2.48	0.130	3.426	23.304
0+111.0	0.330	2.40	0.130	3.480	23.181
0+110.5	0.297	2.32	0.130	3.532	22.997
0+110.0	0.264	2.24	0.130	3.582	22.757
0+109.5	0.231	2.16	0.130	3.628	22.448
0+109.0	0.198	2.08	0.130	3.669	22.072
0+108.5	0.165	2.00	0.130	3.702	21.622
0+108.0	0.132	1.92	0.130	3.725	21.110
0+107.5	0.099	1.84	0.130	3.732	20.538
0+107.0	0.066	1.76	0.130	3.715	19.925
0+106.5	0.033	1.68	0.130	3.652	19.275

VISTA EN PLANTA DE LA TRANSICION

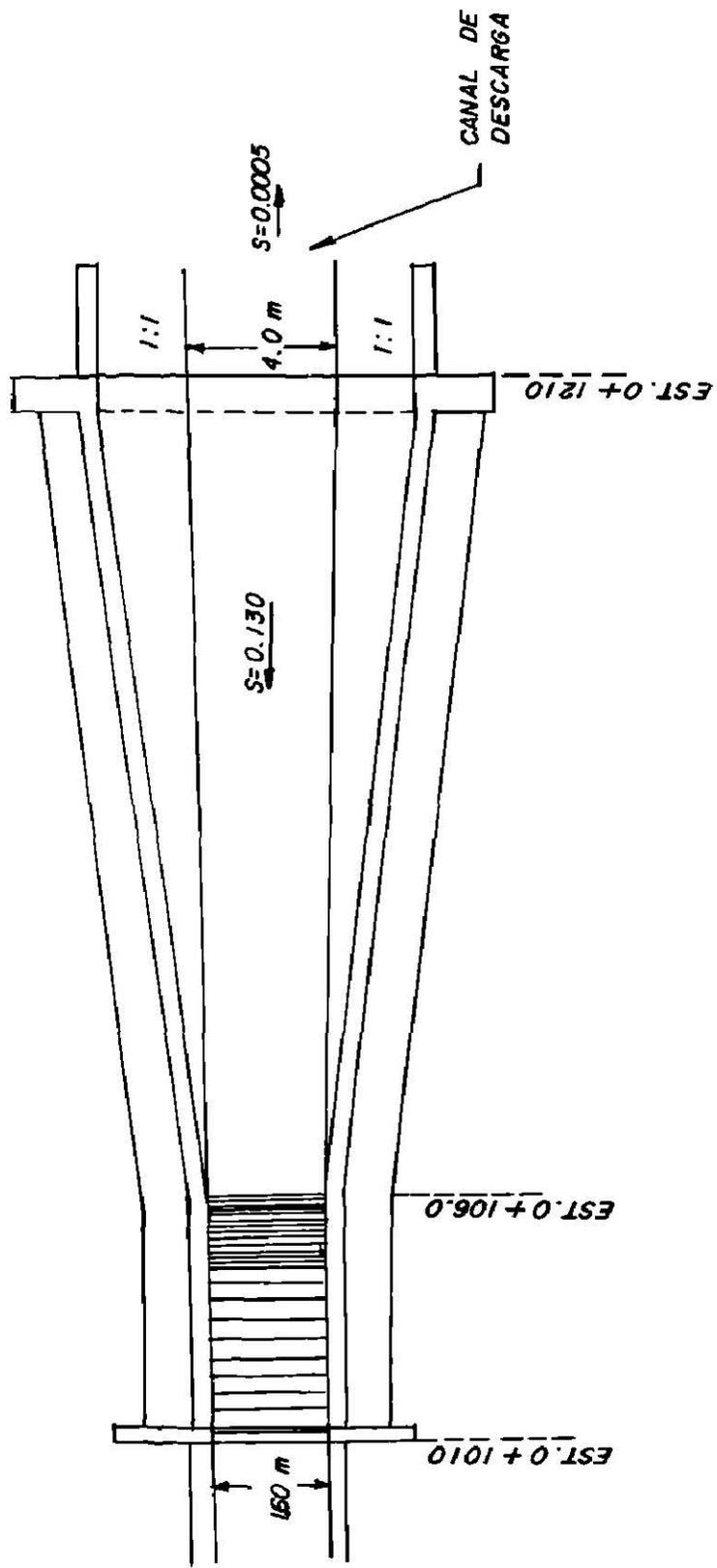
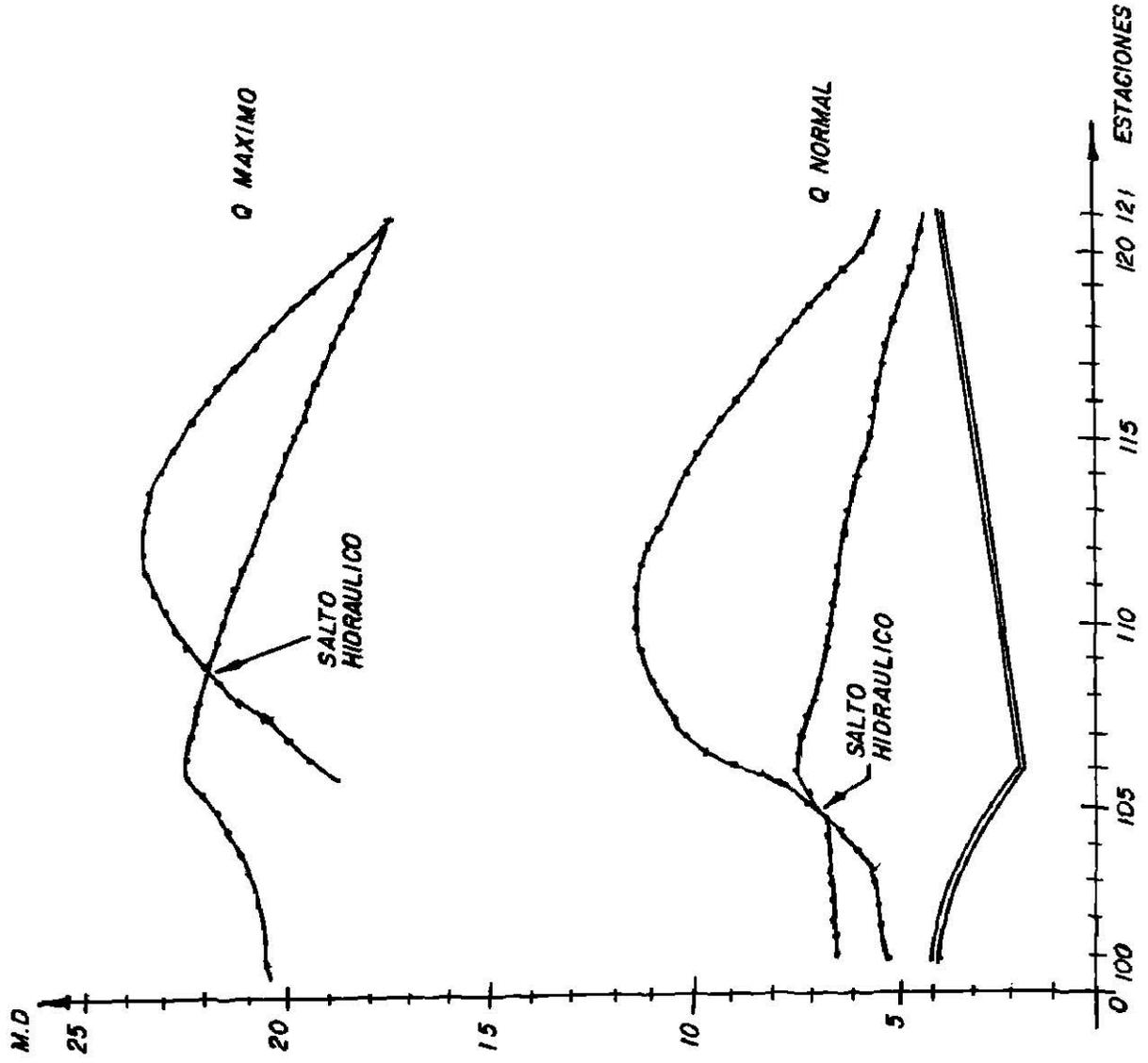


FIGURA No. 8

CURVAS DE MOMENTO



INTERSECCION DE CURVAS:

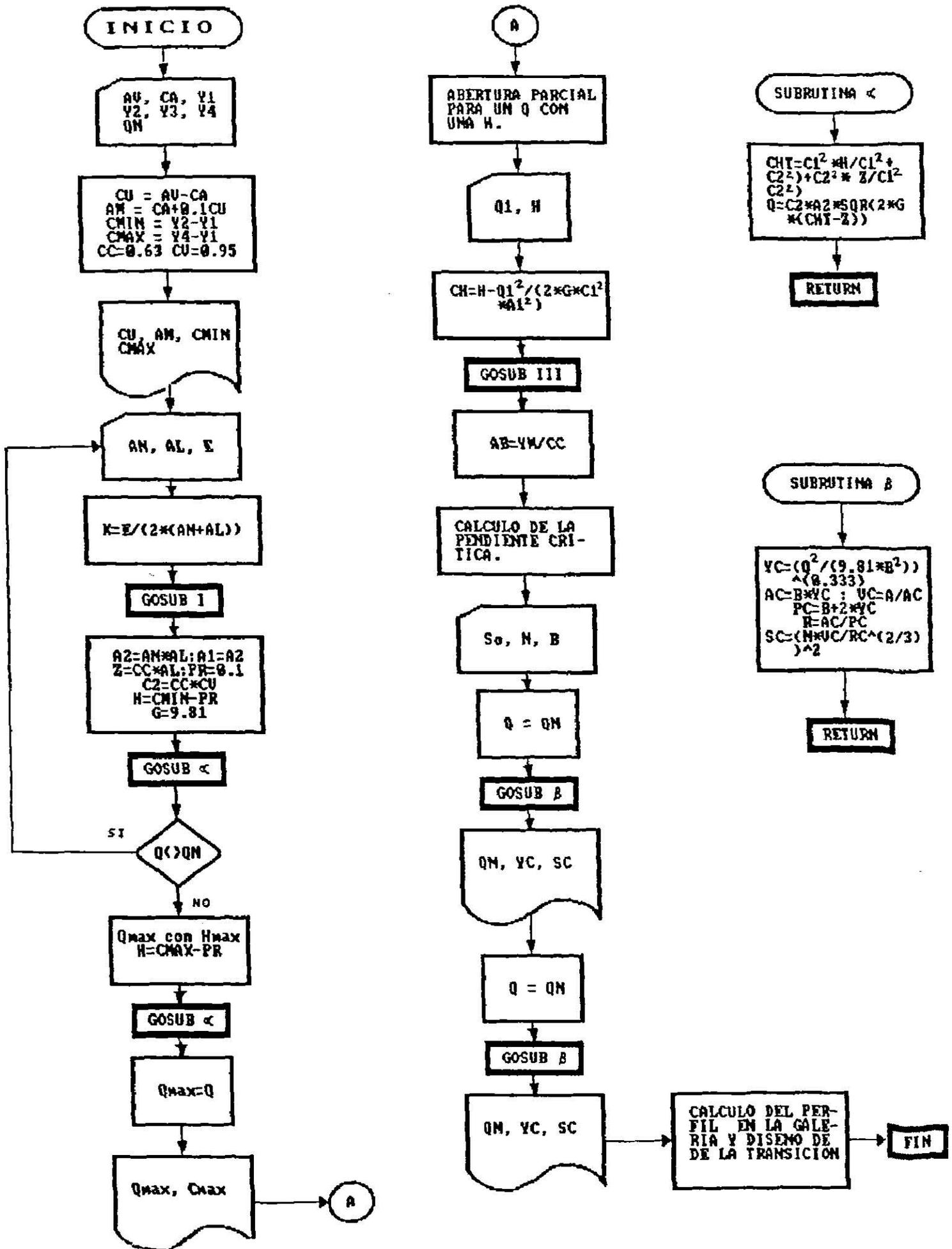
● PARA Q MAX LAS CURVAS SE INTERSECTAN EN LA EST. 0 + 108.0

● PARA Q NORMAL LAS CURVAS SE INTERSECTAN EN LA EST. 0 + 105.0

●● LA TRANSICION ES CORRECTA.

FIGURA No 9

DIAGRAMA DE FLUJO PARA TORRE Y GALERIA



OBRA DE TOMA CON TORRE Y GALERIA

NOMENCLATURA.

- AV = Almacenamiento total del vaso.
- CA = Capacidad de azolves.
- Y1 = Elevación de la capacidad de azolves.
- Y2 = Elevación de la capacidad mínima.
- Y3 = Elevación del embalse normal.
- Y4 = Elevación de las aguas máximas extraordinarias.
- QN = Gasto normal de la obra de toma.
- CU = Capacidad Util.
- AM = Almacenamiento mínimo del vaso.
- CMIN = Desnivel mínimo.
- CMAX = Desnivel máximo.
- CC = Coeficiente de contracción.
- CV = Coeficiente de velocidad.
- G = Aceleración de la gravedad.
- C2 = Coeficiente de gasto para orificios libres.
- C1 = Coeficiente de gasto en orificios sumergidos.
- A1 = A2 = Area de los orificios 1 y 2 respectivamente.
- Z = Altura de la vena contraída.
- PR = Pérdida por rejilla.
- H = Es el desnivel máximo o mínimo menos la pérdida por rejilla.
- CHT = Carga hidrostática en la torre (h).
- Q = Gasto que pasa por las compuertas propuestas.
- QMAX = Gasto máximo que pasa por las compuertas.
- K = Relación L/P para encontrar C1.
- AN = Ancho de compuerta.
- AL = Altura de compuerta.
- E = Espesor de compuerta.
- CH = Carga hidrostática.
- K(I) = Arreglo que contiene todos los valores de L/P para el cálculo de C1 de la tabla 28 del Manual de King.
- D(I) = Arreglo que contiene todos los valores que corresponden a L/P para el cálculo de C1 para la condición de contracciones suprimidas en el fondo solamente.
- AB = Abertura de la compuerta de servicio.
- Q1 = Gasto para el que se desea saber la abertura de compuerta.
- So = Pendiente de la galería.
- N = Rugosidad de la galería.
- B = Ancho de la galería.
- YC = Tirante crítico en la galería.
- SC = Pendiente crítica en la galería.

```

10 CLEAR
20 REM OBRA DE TOMA CON TORRE Y GALERIA
30 CLS : KEY OFF
40 DIM K(20),D(20)
50 COLOR 0,7: PRINT "O B R A   D E   T O M A   C O N   T O R R E
   Y   G A L E R I A"
60 COLOR 7,0: PRINT
70 INPUT "ALMACENAMIENTO TOTAL DEL VASO (m^3) = ";AV
80 INPUT "CAPACIDAD DE AZOLVEZ (m^3) = ";CA
90 INPUT "ELEV. DE LA CAPACIDAD DE AZOLVEZ (m) = ";Y1
100 INPUT "ELEV. DE LA CAPACIDAD MINIMA (m) = ";Y2
110 INPUT "ELEV. DEL EMBALSE NORMAL (m) = ";Y3
120 INPUT "ELEV. NAME (m) = ";Y4
130 INPUT "GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA (m^3/seg) = ";QN
140 CU = AV-CA : AM = CA+.1*CU : CMIN = Y2-Y1 : CMAX = Y4-Y1
150 LOCATE 20,15 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
160 IF INKEY$="" THEN 160
170 CLS
180 PRINT "   O B R A   D E   T O M A   C O N   T O R R E   Y
G A L E R I A"
190 PRINT
200 PRINT "ALMACENAMIENTO TOTAL DEL VASO (m^3) = ";AV
210 PRINT "CAPACIDAD DE AZOLVEZ (m^3) = ";CA
220 PRINT "CAPACIDAD UTIL = ";CU
230 PRINT "CAPACIDAD MINIMA = ";AM
240 PRINT "ELEV. DE LA CAPACIDAD DE AZOLVEZ (m) = ";Y1
250 PRINT "ELEV. DE LA CAPACIDAD MINIMA (m) = ";Y2
260 PRINT "ELEV. DEL EMBALSE NORMAL (m) = ";Y3
270 PRINT "ELEV. NAME (m) = ";Y4
280 PRINT "CARGA MINIMA = ";CMIN
290 PRINT "CARGA MAXIMA = ";CMAX
300 PRINT "GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA (m^3/seg) = ";QN
310 LOCATE 20,15 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
320 IF INKEY$="" THEN 320
330 CLS
340 PRINT "   O B R A   D E   T O M A   C O N   T O R R E   Y
G A L E R I A"
350 PRINT : PRINT "CALCULAR DIMENSION DE COMPUERTAS PARA GASTO
NORMAL DE ";QN;" m^3/seg";" CON LA CARGA MINIMA DE";CMIN;"m Y
COMPUERTAS TOTALMENTE ABIERTAS"
360 CC = .63 : CV = .95 : C2 = CC*CV : G = 9.810001
370 PRINT
380 GOSUB 1050
390 PRINT "C2 =";C2;"   Cc =";CC;"   Cv =";CV
400 A2 = AN*AL : A1 = A2 : PRINT "A2 =";A2
410 Z = CC*AL : PRINT "d =";Z
420 PR = .1
430 H = CMIN - PR
440 GOSUB 1250
450 PRINT "h =";CHT
460 PRINT : PRINT "   COMPARAR ESTE GASTO Q = ";Q;" m^3/seg
CON EL GASTO NORMAL QN = ";QN;" m^3/seg, SI NO ES IGUAL PROPONER
OTRAS COMPUERTAS"
470 LOCATE 25,10 : INPUT "DESEA HACER OTRA ITERACION = ",X$
480 IF X$ = "S" THEN 330

```

```

490 IF X$ = "N" THEN 510
500 IF X$ <> "S" OR X$ <> "N" THEN 500
510 CLS
520 PRINT "      O B R A      D E      T O M A      C O N      T O R R E      Y
G A L E R I A"
530 PRINT : PRINT "CALCULO DEL GASTO MAXIMO CON UNA CARGA MAXIMA
DE"; CMAX; "m"; " Y COMPUERTAS"; "TOTALMENTE ABIERTAS"
540 H = CMAX - PR
550 GOSUB 1250
560 QMAX = Q
570 PRINT : PRINT
580 PRINT "Qmax (m^3/seg) = "; QMAX
590 PRINT "CARGA MAXIMA (m) = "; CMAX
600 LOCATE 20,15 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
610 IF INKEY$="" THEN 610
620 CLS
630 PRINT "      O B R A      D E      T O M A      C O N      T O R R E      Y
G A L E R I A"
640 PRINT : PRINT "  CALCULO DE LA ABERTURA PARCIAL NECESARIA DE
LA COMPUERTA DE SERVICIO, PARA QUE PASE UN GASTO DETERMINADO CON
UN NIVEL DE EMBALSE DADO."
650 PRINT
660 PRINT "LAS DIMENSIONES DE LAS COMPUERTAS SON : "
670 PRINT "      ANCHO = "; AN; "m      ALTURA = "; AL; "m"
680 PRINT
690 PRINT "LA CARGA MAXIMA ES ="; CMAX; "m"
700 PRINT "LA CARGA MINIMA ES ="; CMIN; "m"
710 PRINT
720 PRINT "EL GASTO MAXIMO ES ="; QMAX; "m3/Seg"
730 PRINT "EL GASTO MINIMO ES = 0"
740 PRINT "EL GASTO NORMAL ES ="; QN; "m3/Seg"
750 PRINT
760 PRINT "LOS Q Y H QUE SE VAN A INTRODUCIR DEBEN ESTAR
COMPREDIDOS ENTRE DICHS VALORES"
770 PRINT
780 INPUT "Q (m^3/seg) = "; Q1
790 INPUT "H (m) = "; H
800 CH = H - Q1^2/((2*G*C1^2*A1^2))
810 YI = .01
820 YF = AL
830 Y = YI : GOSUB 1020
840 U = F
850 Y = YF : GOSUB 1020
860 V = F
870 X = U*V
880 IF X>0 THEN 1290
890 YM = (YI+YF)/2
900 Y = YM : GOSUB 1020
910 W = F
920 IF ABS(W)<.0001 THEN 960
930 IF W<0 THEN 950
940 YI = YM : GOTO 830
950 YF = YM : GOTO 830
960 AB = YM/CC

```

```

970 PRINT : PRINT "LA ABERTURA DE LA COMPUERTA DE SERVICIO PARA
QUE PASE UN GASTO DE",Q1;"m^3/seg CON UNA CARGA DE";H;"m DEBE SER
a =";AB;"m"
980 LOCATE 25,10 :INPUT "DESEA HACER OTRA ITERACION = ",X1$
990 IF X1$ = "S" THEN 620
1000 IF X1$ = "N" THEN 1350
1010 IF X1$ <> "S" OR X1$ <> "N" THEN 980
1020 REM ABERTURA DE COMPUERTA
1030 F = Y^3 - CH*Y^2 + Q1^2/(2*G*CV^2*AN^2)
1040 RETURN
1050 PRINT :PRINT "PROPONEMOS DIMENSION DE COMPUERTAS"
1060 INPUT "Ancho (m) = ",AN
1070 INPUT "Altura (m) = ",AL
1080 INPUT "Espesor (m) = ",E
1090 K = E/(2*(AN+AL))
1100 I=0
1110 OPEN "KING1.TXT" FOR INPUT AS 2
1120 I=I+1
1130 INPUT #2, K(I),D(I)
1140 A$ = INKEY$ : IF A$="" THEN 1140
1150 IF EOF(2) THEN GOTO 1170
1160 GOTO 1120
1170 PRINT "L/P =";K
1180 FOR I=1 TO 20
1190 IF K>K(I) THEN 1210
1200 C1=D(I-1)+((D(I)-D(I-1))/(K(I)-K(I-1)))*(K-K(I-1)):GOTO 1220
1210 NEXT I
1220 PRINT "C1 =";C1
1230 CLOSE #2
1240 RETURN
1250 REM SUBROUTINA PARA EL CALCULO DEL GASTO
1260 CHT = C1^2*H/(C1^2+C2^2) + C2^2*Z/(C1^2+C2^2)
1270 Q = C2*A2*SQR(2*G*(CHT-Z))
1280 RETURN
1290 PRINT "Para ésta carga H =";H;"m estando las compuertas
totalmente abiertas";"no puede salir éste Gasto Q =";Q1;"m^3/Seg."
1300 GOSUB 1250
1310 PRINT "El Gasto que se obtiene es de Q =";Q;"m^3/Seg con
esta H de";H;"m."
1320 H1=(Q1^2/(C2*A2)^2/19.62-C2^2*Z/(C1^2+C2^2)+Z)*(C1^2+C2^2)/C1^2
1330 PRINT "Para que salga el Gasto de";Q1;"m^3/Seg se requiere
una H de";H1;"m";"con las compuertas totalmente abiertas."
1340 GOTO 980
1350 LOCATE 25,10 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
1360 IF INKEY$="" THEN 1360
1370 CLS
1380 PRINT : PRINT "          CALCULO DE PENDIENTE HIDRAULICA DE
LA GALERIA"
1390 PRINT : INPUT "So =";SO : INPUT "n =";N : INPUT "Ancho de la
Galeria B =";B
1400 PRINT
1410 Q = QN
1420 GOSUB 1560
1430 PRINT "Tirante Crítico para Gasto Normal YC =";YC
1440 SC1=SC : PRINT "Pendiente Crítica para Gasto Normal Sc =";SC1

```

```

1450 Q = QMAX
1460 GOSUB 1560
1470 PRINT "Tirante Crítico para Gasto Máximo YC =";YC
1480 SC2=SC : PRINT "Pendiente Crítica para Gasto Máximo Sc =";SC2
1490 PRINT
1500 IF SO>SC1 THEN 1530
1510 IF SC1>SC2 THEN PRINT "La Pendiente Hidraulica de la Galeria
sera S =";SC1 : GOTO 1550
1520 PRINT "La Pendiente Hidraulica de la Galeria sera S =";SC2 :
GOTO 1550
1530 IF SO>SC2 THEN PRINT "La Pendiente Hidraulica de la Galeria
sera S =";SO : GOTO 1550
1540 GOTO 1510
1550 END
1560 REM SUBROUTINA PARA CALCULAR LA PENDIENTE CRITICA
1570 YC = (Q^2/(9.810001*B^2))^(.3333)
1580 AC = B*YC : VC = Q/AC
1590 PC = B+2*YC : RC = AC/PC
1600 SC = (N*VC/RC^(2/3))^2
1610 RETURN

```

```

M TIRANTE NORMAL Y TIRANTE CRITICO
S : KEY OFF
INPUT "SECCION 1)TRA 2)REC 3)TRI 4)CIR 5)MP OPCION => ",W%
CLS
PRINT "GASTO Q(m^3/seg) = "; : INPUT Q
PRINT "PENDIENTE So = "; : INPUT SO
PRINT "RUGOSIDAD n = "; : INPUT N
PRINT "GRAVEDAD g(m^2/seg) = "; : INPUT G
N W% GOTO 80,120,160,310,500
PRINT
PRINT "SECCION TRAPEZIAL"
PRINT "ANCHO b(m) = "; : INPUT B
PRINT "TALUD z = "; : INPUT Z
X = 5*B
GOSUB 1000 : GOSUB 200
PRINT "SECCION RECTANGULAR"
PRINT "ANCHO b(m) = "; : INPUT B
Z = 0
X = 5*B
GOSUB 1000 : GOSUB 200
PRINT "SECCION TRIANGULAR"
PRINT "TALUD z = "; : INPUT Z
B = 0
X = Q
GOSUB 1000 : GOSUB 200
REM CALCULO DEL Yn SECCION TRA, REC, TRI
IF ABS(X-I) < .001 THEN 240
IF (E-U) < 0 THEN 230
I=Y : GOSUB 1020 : GOTO 200
K=Y : GOSUB 1000 : GOTO 200
PRINT "EL TIRANTE NORMAL ES ... "; "Yn = ";Y;"m"
GOSUB 1000
IF ABS(X-I) < .001 THEN 300
IF (K-L) < 0 THEN 290
I=Y : GOSUB 1020 : GOTO 260
K=Y : GOSUB 1000 : GOTO 260
PRINT "EL TIRANTE CRITICO ES ... "; "Yc = ";Y;"m"
PRINT :GOTO 10
PRINT "SECCION CIRCULAR"
PRINT "DIAMETRO D = "; : INPUT D
=D
PRINT
GOSUB 2000
REM CALCULO DEL Yn SECC. CIRCULAR
IF ABS(X-I) < .001 THEN 400
IF (E-U) < 0 THEN 390
I=Y : GOSUB 2020 : GOTO 360
K=Y : GOSUB 2000 : GOTO 360
PRINT "EL TIRANTE NORMAL ES ..."; "Yn = ";Y;" m"
GOSUB 2000
REM CALCULO DEL Yc SECC. CIRCULAR
IF ABS(X-I) < .001 THEN 460
IF (K-L) < 0 THEN 450
I=Y : GOSUB 2020 : GOTO 420
K=Y : GOSUB 2000 : GOTO 420
PRINT "EL TIRANTE CRITICO ES ..."; "Yc = ";Y;" m"
PRINT :GOTO 10
PRINT "SECCION MEDIO PUNTO"
PRINT "DIAMETRO D = "; : INPUT D
=D
PRINT

```

```

GOSUB 3000
REM CALCULO DEL Yn SECC. MEDIO PUNTO
IF ABS(X-I) < .001 THEN 600
IF (E-U) < 0 THEN 590
I=Y : GOSUB 3020 : GOTO 580
K=Y : GOSUB 3000 : GOTO 580
PRINT "EL TIRANTE NORMAL ES ..."; "Yn = "; Y; " m"
GOSUB 3000
REM CALCULO DEL Ye SECC. MEDIO PUNTO
IF ABS(X-I) < .001 THEN 660
IF (K-L) < 0 THEN 650
I=Y : GOSUB 3020 : GOTO 620
K=Y : GOSUB 3000 : GOTO 620
PRINT "EL TIRANTE CRITICO ES ..."; "Ye = "; Y; " m"
PRINT : GOTO 10
REM SUBROUTINA PARA Yn Y Ye SECCION TRA, REC, TRI
I = .05
Y = (X+I)/2
A = (B + Z*Y)*Y
P = B + 2*Y*SQR(1+Z^2)
R = A/P
T = B + 2*Z*Y
U = A*R^(2/3)
E = Q*N/SO^.5
K = Q^2/G
L = A^3/T
RETURN
REM SUBROUTINA PARA Yn Y Ye SECCION CIRCULAR
I = .05
Y = (X+I)/2
PI = 3.141592654#
C = 1-2*Y/D
ANG = 2*(180-(ATN(C/SQR(-C*C+1))+PI/2)*180/PI)
RAD = ANG*PI/180
A = (1/8) * (RAD-SIN(RAD))*D^2
P = .5*D*RAD
R = A/P
T = D * SIN(.5*RAD)
U = A*R^(2/3)
E = Q*N/SO^.5
K = Q^2/G
L = A^3/T
RETURN
REM SUBROUTINA PARA Yn Y Ye SECCION MEDIO PUNTO
I = .05
Y = (X+I)/2
PI = 3.141592654#
C = 1-2*Y/D
ANG = 2*(180-(ATN(C/SQR(-C*C+1))+PI/2)*180/PI)
RAD = ANG*PI/180
A = (D^2)/8 + (1/8)*(RAD-SIN(RAD))*D^2-PI*D^2/8
P = 2*D + .5*D*RAD - PI*D/2
T = D
U = A*R^(2/3)
E = Q*N/SO^.5
K = Q^2/G
L = A^3/T
RETURN

```

```

M CALCULO DEL TIRANTE CRITICO PARA SECCION HERRADURA
S : CLEAR
PRINT "SECCION HERRADURA"
PRINT
INPUT "GASTO Q(m^3/seg) = ",Q
INPUT "RUGOSIDAD n = ",N
INPUT "PENDIENTE So = ",S0
INPUT "DIAMETRO D (m) = ",D
INPUT "GRAVEDAD g(m^2/seg) = ",G
K = D
CLS
PRINT "SECCION HERRADURA"
GOSUB 1000
REM CALCULO DEL Yc SECC. HERRADURA
IF ABS(X-1) < .00001 THEN 300
IF (K-L) < 0 THEN 290
L=Y : GOSUB 1020 : GOTO 260
K=Y : GOSUB 1000 : GOTO 260
PRINT : PRINT "EL TIRANTE CRITICO ES ...";" Yc = ";Y;"m"
PRINT : PRINT "Q^2/G = ";K, "A^3/T = ";L
Y = Q/A : S = (V*N/R^(2/3))^2
PRINT "A = ";A, "T = ";T, "V = ";V, "R = ";R, "S = ";S
END
REM SUBROUTINA PARA Yc SECCION HERRADURA
I = .05
Y = (X+I)/2
IF (Y/D)>=.0885 GOTO 1055
C1 = 1-Y/D
ANG1 = (-ATN(C1/SQR(-C1*C1+1))+1.5707633#)
T = 2*SQR(Y*(2*D-Y)) : P = 2*D*ANG1
A = D*D*(ANG1-((D-Y)*T/(2*D*D)))
GOTO 1200
REM
IF (Y/D)>.5 GOTO 1095
C2 = .5-Y/D
ANG2 = ATN(C2/SQR(-C2*C2+1))
T = D*(1-4*(SIN(ANG2/2))^2)
A = D*D*(.436777-ANG2-T*(SIN(ANG2))/D+.5*SIN(2*ANG2))
P = D*(1.69644-2*ANG2)
GOTO 1200
REM
C3 = 2*Y/D-1
ANG3 = (-ATN(C3/SQR(-C3*C3+1))+1.5707633#)
T = 2*SQR(Y*(D-Y)) : P = D*(3.26723-ANG3)
A = D*D*(.829476-(2*ANG3-SIN(2*ANG3))/8)
R = A/P
K = Q^2/G
L = A^3/T
RETURN

```

```

10 REM METODO DE INCREMENTOS FINITOS
20 CLEAR
30 CLS : KEY OFF
40 PRINT "      METODO DE INCREMENTOS FINITOS" :PRINT :PRINT :PRINT
50 PRINT "          1) SECCION TRAPECIAL"
60 PRINT "          2) SECCION RECTANGULAR"
70 PRINT "          3) SECCION TRIANGULAR"
80 PRINT "          4) SECCION CIRCULAR"
90 PRINT "          5) SECCION MEDIO PUNTO"
100 PRINT "          6) SECCION HERRADURA"
110 PRINT :PRINT :PRINT :PRINT "          SELECCIONE UNA
OPCION ==>";:INPUT X%
120 CLS
130 PRINT "      METODO DE INCREMENTOS FINITOS" :PRINT
140 INPUT "GASTO Q (m^3/seg) = ",Q
150 INPUT "RUGOSIDAD n = ",N
160 INPUT "PENDIENTE So = ",S0
170 G = 9.810001
180 ON X% GOTO 190, 220, 240, 260, 260, 260
190 INPUT "Base (m) =";B
200 INPUT "TALUD z = ",Z
210 GOTO 270
220 INPUT "Base (m) =";B : Z = 0
230 GOTO 270
240 INPUT "TALUD z = ",Z : B = 0
250 GOTO 270
260 INPUT "Diametro (m) =";D
270 PRINT
280 INPUT "CUANTAS ITERACIONES DESEA = ",NI
290 DIM E(NI), SF(NI), DX(NI)
300 PRINT
310 FOR I=1 TO NI
320 PRINT " Y (";I;" ) m = ";;:INPUT Y
330 ON X% GOSUB 480, 480, 480, 530, 600,740
340 R = A/P : PRINT "R = ";R
350 V = Q/A : PRINT "V = ";V
360 KV = V^2/(2*G) : PRINT "V2/2G = ";KV
370 E(I) = Y + KV : PRINT "E = ";E(I)
380 SF(I) = (V*N/R^(2/3))^2 : PRINT "SF = ";SF(I)
390 IF I=1 THEN 460
400 SFM = (SF(I) + SF(I-1))/2 : PRINT "SFM = ";SFM
410 SE = E(I) - E(I-1) : PRINT "E2-E1 = ";SE
420 SS = S0-SFM : PRINT "S0-SFM = ";SS
430 DX(I) = SE/SS : PRINT "DELTA X = ";DX(I)
440 DX(1) = 0
450 S = S + ABS(DX(I)) : PRINT "X = ";S
460 NEXT I
470 END
480 REM SECCION TRAPECIAL, RECTANGULAR, TRIANGULAR
490 A = B*Y + Z*Y^2
500 P = B + 2*Y*SQR(1+Z^2)
510 T = B + 2*Z*Y
520 RETURN
530 REM SECCION CIRCULAR
540 C = 1-2*Y/D

```

```

550 ANG = 2*(-ATN(C/SQR(-C*C+1))+1.5707633#)
560 A = D*D*(ANG-SIN(ANG))/8
570 P = .5*D*(ANG)
580 T = D*SIN(.5*ANG)
590 RETURN
600 REM SECCION MEDIO PUNTO
610 REM SECCION 1
620 REM IF Y>(D/2) THEN 3020
630 A = D*Y
640 P = D + 2*Y
650 T = D
660 GOTO 730
670 REM SECCION 2
680 C = 1-2*Y/D
690 ANG = 2*(-ATN(C/SQR(-C*C+1))+1.5707633#)
700 A = D*D*(4-3.1416+(ANG-SIN(ANG)))/8
710 P = .5*D*(4-3.1416+ANG)
720 T = D*SIN(.5*ANG)
730 RETURN
740 REM SUBROUTINA PARA SECCION HERRADURA
750 REM SECCION 1
760 IF (Y/D)>=.0885 GOTO 830
770 C1 = 1-Y/D
780 ANG1 = (-ATN(C1/SQR(-C1*C1+1))+1.5707633#)
790 T = 2*SQR(Y*(2*D-Y)) : P = 2*D*ANG1
800 A = D*D*(ANG1-((D-Y)*T/(2*D*D)))
810 GOTO 950
820 REM SECCION 2
830 IF (Y/D)>.5 GOTO 910
840 C2 = .5-Y/D
850 ANG2 = ATN(C2/SQR(-C2*C2+1))
860 T = D*(1-4*(SIN(ANG2/2))^2)
870 A = D*D*(.436777-ANG2-T*(SIN(ANG2))/D+.5*SIN(2*ANG2))
880 P = D*(1.69644-2*ANG2)
890 GOTO 950
900 REM SECCION 3
910 C3 = 2*Y/D-1
920 ANG3 = (-ATN(C3/SQR(-C3*C3+1))+1.5707633#)
930 T = 2*SQR(Y*(D-Y)) : P = D*(3.26723-ANG3)
940 A = D*D*(.829476-(2*ANG3-SIN(2*ANG3))/8)
950 RETURN

```

OBRA DE TOMA CON LUMBRERA.

El proyecto que analizaremos es el de "Pedro Jose Mendez", Mpio. de Hidalgo Tamaulipas.

Para hacer este cálculo hagamos uso del programa "LUMBRERA. BAS", lo cargamos a la memoria de la computadora con LOAD "LUMBRERA" y lo corremos con RUN.

Accesar los datos de proyecto :

- 1.- Almacenamiento total del vaso (m^3) = ? 30'000,000
- 2.- Capacidad de azolves (m^3) = ? 5'000,000
- 3.- Elev. corresp. a la capacidad de azolves (m) = ? 433.25 m.
- 4.- Elev. de la capacidad mínima (m) = ? 436.20 m.
- 5.- Elev. del embalse normal (m) = ? 447.25 m.
- 6.- Elev. del NAME (m) = ? 449.40
- 7.- Gasto normal de la obra de toma (m^3/seg) = ? 17.125
- 8.- Diametro del túnel D (m) = ? 2.4
- 9.- Rugosidad de la Galería n = ? 0.015
- 10.- Pendiente en el tramo 1 del túnel. S1 = ? 0.01
- 11.- Pendiente en el tramo 2 del túnel. S2 = ? 0.02
- 12.- Longitud del túnel tramo 1 L1 (m) = ? 40

El programa nos dará los siguientes resultados junto con los datos del proyecto (1 al 7) al pulsar cualquier tecla.

Capacidad útil (m^3) = 25'000,000
Capacidad mínima (m^3) = 7'500,000
Carga mínima (m) = 2.95
Carga máxima (m) = 16.15

Dimensión de compuertas :

Ancho (m) = ? 2.5
Altura (m) = ? 2.5
Espesor (m) = ? 0.6

El programa nos calculará :

L/P = 0.06
C1 = 0.65

PULSE CUALQUIER TECLA PARA CONTINUAR

En la siguiente pantalla nos aparece el procedimiento para calcular el gasto máximo con la carga máxima con las compuertas totalmente abiertas.

Como primer paso es el cálculo de las pérdidas de carga, para esto necesitamos los siguientes datos :

En la entrada por la rejilla tenemos una sección circular que tiene un cambio de diámetro.

Diámetro mayor (m) = ? 3.60
 Diámetro menor (m) = ? 2.40
 Elev. de plantilla en la lumbrera de control (m) = ? 415.75
 Gasto Supuesto (m³/seg) = ? 60

El programa nos calculará :

PERDIDA POR :

CAMBIO DE DIRECCIO DE LAS REJILLAS AL TUBO	HR = 0.443
CAMBIO DE SECCION CIRCULAR DE UN D1 A UN D2	HCC = 0.719
CAMBIO DE DIRECCION, CODO DE 90 Y EL TUNEL	HC = 2.241
CAMBIO DE SECC. CIRCULAR A SECC. HERRAD.	HCH = 0.185
FRICCION	HF = 2.049
CAMBIO DE SECC. HERRAD. A SECC. RECTANGULAR	HHR = 0.669
ORIFICIO DE LA COMPUERTA DE CONTROL	HOC = 13.113
ORIFICIO DE LA COMPUERTA DE EMERGENCIA	HOE = 11.118
SUBITO ENSANCHAMIENTO	HSE = 3.207

ΣPERDIDAS = 33.744

NAME = 449.400
 NAME CALCULADO = 449.494

Si desea hacer otra iteración proponga otro gasto.

DESEA HACER OTRA ITERACION (S/N) = ?

Si no es así en la siguiente pantalla aparecerá el procedimiento para calcular la abertura de la compuerta para que pase el gasto normal con la carga del nivel de embalse normal.

PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR

El programa nos calculará las pérdidas y la abertura de la compuerta.

PERDIDA POR :

CAMBIO DE DIRECCION DE LAS REJILLAS AL TUBO	HR = 0.036
CAMBIO DE SECCION CIRCULAR DE UN D1 A UN D2	HCC = 0.059
CAMBIO DE DIRECCION, CODO DE 90 Y EL TUNEL	HC = 0.183
CAMBIO DE SECC. CIRCULAR A SECC. HERRAD.	HCH = 0.015
FRICCION	HF = 0.201
CAMBIO DE SECC. HERRAD. A SECC. RECTANGULAR	HHR = 0.054
ORIFICIO DE LA COMPUERTA DE EMERGENCIA	HOE = 0.906

ΣPERDIDAS = 1.454

PERDIDA POR SUBITO ENSANCHAMIENTO HSE = 0.298
 ALTURA HIDROSTATICA EN LA 2a. TORRE h = 29.748

LA ABERTURA DE COMPUERTA SERA a (m) = 0.4760

PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR

Acontinuación aparecerá en la siguiente pantalla el procedimiento para calcular la abertura de compuerta, para que pase el gasto máximo con la carga del embalse normal, sin que llegue a ahogarse el túnel ya que con el obtenido anteriormente seguirá trabajando a presión.

TIRANTE MAXIMO EN EL TUNEL $Y = 1.92$

GASTO $Q = 31.772$

AREA $A = 4.134$

RADIO H. $R = 0.736$

PERDIDA POR :

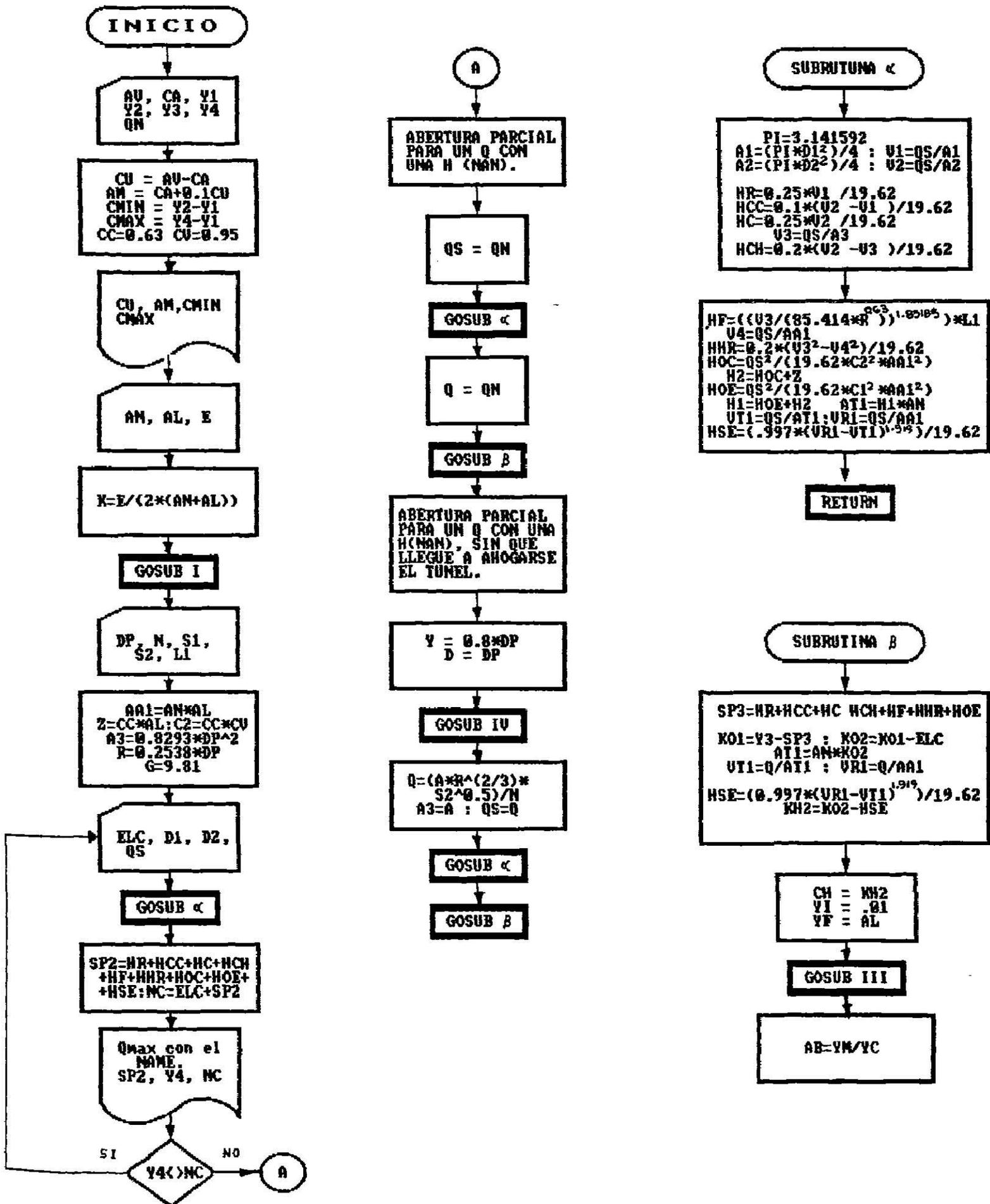
CAMBIO DE DIRECCION DE LAS REJILLAS AL TUBO	HR = 0.124
CAMBIO DE SECCION CIRCULAR DE UN D1 A UN D2	HCC = 0.202
CAMBIO DE DIRECCION, CODO DE 90 Y EL TUNEL	HC = 0.628
CAMBIO DE SECC. CIRCULAR A SECC. HERRAD.	HCH = 0.099
FRICCION	HF = 0.662
CAMBIO DE SECC. HERRAD. A SECC. RECTANGULAR	HHR = 0.339
ORIFICIO DE LA COMPUERTA DE EMERGENCIA	HOE = 3.117

ΣPERDIDAS = 5.171

PERDIDA POR SUBITO ENSANCHAMIENTO	HSE = 0.951
ALTURA HIDROSTATICA EN LA 2a. TORRE	h = 25.378
LA ABERTURA DE COMPUERTA SERA	a (m) = 0.9635

PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR

DIAGRAMA DE FLUJO PARA LUMBRERA



OBRA DE TOMA CON LUMBRERA

NOMENCLATURA.

- AV = Almacenamiento total del vaso.
- CA = Capacidad de azolves.
- Y1 = Elevación de la capacidad de azolves.
- Y2 = Elevación de la capacidad mínima.
- Y3 = Elevación del embalse normal.
- Y4 = Elevación de las aguas máximas extraordinarias.
- QN = Gasto normal de la obra de toma.
- CU = Capacidad Util.
- AM = Almacenamiento mínimo del vaso.
- CMIN = Desnivel mínimo.
- CMAX = Desnivel máximo.
- N = Coeficiente de rugosidad.
- S1 = Pendiente del túnel en el tramo 1.
- S2 = Pendiente del túnel en el tramo 2.
- L1 = Longitud del túnel tramo 1.
- L2 = Longitud del túnel tramo 2.
- DP = Diámetro del túnel.
- AN = Ancho de compuerta.
- AL = Altura de compuerta.
- E = Espesor de compuerta.
- CC = Coeficiente de contracción.
- CV = Coeficiente de velocidad.
- G = Aceleración de la gravedad.
- C2 = Coeficiente de gasto para orificios libres.
- C1 = Coeficiente de gasto en orificios sumergidos.
- Z = Altura de la vena contraída.
- K = Relación L/P para encontrar C1.
- K(I) = Arreglo que contiene todos los valores de L/P para el cálculo de C1 en la tabla 28 del Manual de King.
- D(I) = Arreglo que contiene todos los valores que corresponden a L/P para el cálculo de C1 para la condición de contracciones suprimidas en el fondo solamente.
- AA1 = Area de la compuerta.
- A3 = Area de la sección herradura.
- R = Radio hidráulico de la sección herradura.
- ELC = Elevación de la plantilla en la lumbrera de control.
- D1 = Diámetro mayor en la secc. circular a la entrada de la torre
- D2 = Diámetro menor en la secc. circular a la entrada de la torre
- QS = Gasto supuesto para el análisis de la obra de toma.
- PI = 3.141592
- A1 = Area de la secc. circular mayor.
- V1 = Velocidad en la secc. circular mayor.

- A2 = Area de la secc. circular menor.
- V2 = Velocidad en la secc. menor.
- HR = Pérdida por cambio de dirección de las rejillas al tubo.
- HCC = Pérdida por cambio de sección circular de una mayor a menor
- HC = Pérdida por cambio de dirección, codo de 90 y el diámetro del túnel.
- V3 = Velocidad en la sección herradura.
- HCH = Pérdida por cambio de secc. circular a secc. herradura.
- HF = Pérdida por fricción.
- V4 = Velocidad en la sección rectangular.
- HHR = Pérdida por cambio de secc. herradura a secc. rectangular.
- HOC = Pérdida por orificio de la compuerta de control.
- H2 = Carga hidrostática en la segunda lumbrera.
- HOE = Pérdida por orificio de compuerta de emergencia.
- H1 = Carga hidrostática en la primer lumbrera.
- AT1 = Area transversal del volumen de agua en la primer lumbrera.
- VT1 = Velocidad en la lumbrera uno.
- VR1 = Velocidad en la secc. rectangular de la primer lumbrera.
- HSE = Pérdida por súbito ensanchamiento.
- SP3 = Sumatoria de pérdidas en la obra de toma.
- K01 = Elevación del embalse normal menos la sumatoria de pérdidas
- KH2 = Altura hidrostática en la segunda torre.
- AB = Abertura de la compuerta de servicio.

```

10 CLEAR
20 CLS : KEY OFF
30 REM OBRA DE TOMA CON LUMBRERA
40 DIM K(20),D(20)
50 PRINT
60 PRINT "      O B R A   D E   T O M A   C O N   L U M B R E R A"
70 PRINT
80 INPUT "ALMACENAMIENTO TOTAL DEL VASO (m^3) = ";AV
90 INPUT "CAPACIDAD DE AZOLVEZ (m^3) = ";CA
100 INPUT "ELEV. DE LA CAPACIDAD DE AZOLVES (m) = ";Y1
110 INPUT "ELEV. DE LA CAPACIDAD MINIMA (m) = ";Y2
120 INPUT "ELEV. DEL EMBALSE NORMAL (m) = ";Y3
130 INPUT "ELEV. NAME (m) = ";Y4
140 INPUT "GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA (m^3/seg) = ";QN
150 LOCATE 24,20 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
160 IF INKEY$="" THEN 160
170 CU = AV - CA : AM = CA + .1*CU:CMIN = Y2 - Y1:CMAX = Y4 -Y1
180 CLS
190 PRINT "      O B R A   D E   T O M A   C O N   L U M B R E R A"
200 PRINT
210 PRINT "ALMACENAMIENTO TOTAL DEL VASO (m^3) = ";AV
220 PRINT "CAPACIDAD DE AZOLVEZ (m^3) = ";CA
230 PRINT "CAPACIDAD UTIL (m^3) = ";CU
240 PRINT "ALMACENAMIENTO MINIMO DEL VASO (m^3) = ";AM
250 PRINT "ELEV. DE LA CAPACIDAD MINIMA (m) = ";Y2
260 PRINT "ELEV. DE LA CAPACIDAD DE AZOLVES (m) = ";Y1
270 PRINT "ELEV. DEL EMBALSE NORMAL (m) = ";Y3
280 PRINT "ELEV. NAME (m) = ";Y4
290 PRINT "CARGA MINIMA (m^3) = ";CMIN
300 PRINT "CARGA MAXIMA (m^3) = ";CMAX
310 PRINT "GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA (m^3/seg) = ";QN
320 PRINT
330 INPUT "Diámetro Propuesto =";DP
340 INPUT "n =";N
350 INPUT "S1 (PENDIENTE EN TRAMO 1) =";S1
360 INPUT "S2 (PENDIENTE EN TRAMO 2) =";S2
370 G = 9.810001 : CC = .63 : CV = .95
380 PRINT "Dimensión de Compuertas propuestas"
390 INPUT "Ancho (m) =";AN : INPUT "Altura (m) =";AL : INPUT
"Espesor (m)= ";E
400 INPUT "Longitud del Tunel Tramo 1 (m) =";L1
410 AA1 = AN*AL
420 A3 = .8293*DP^2
430 R = .2538*DP
440 C2 = CC*CV
450 Z = CC*AL
460 K = E/(2*(AN+AL))
470 GOSUB 2370
480 LOCATE 24,40 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
490 IF INKEY$="" THEN 490
500 CLS
510 PRINT : PRINT
520 PRINT "  A N A L I S I S   D E   L A   O B R A   D E   T O M A"
530 PRINT : PRINT

```

```

540 PRINT : PRINT "I.- CALCULAR EL GASTO MAXIMO QUE PASA POR LA
COMPUERTA DE CONTROL ESTANDO";" TOTALMENTE ABIERTA CON LA
CARGA MAXIMA DE ";Y4;"m";" (NAME)"
550 PRINT
560 PRINT "P R O C E D I M I E N T O"
570 PRINT : PRINT "1) Proponer un Gasto y Calculamos las pérdidas"
580 PRINT : PRINT "2) Comparamos la Sumatoria de Pérdidas + Elev.
plantilla en la lumbrera de";" control con el NAME"
590 PRINT : PRINT "3) Si el NAME Calculado es diferente al NAME
proponemos otro Gasto"
600 LOCATE 23,23 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
610 IF INKEY$="" THEN 610
620 CLS
630 PRINT " ANALISIS DE LA OBRA DE TOMA"
640 PRINT
650 PRINT "DATOS PARA EL CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA"
660 PRINT
670 INPUT "Elev. de la plantilla en la lumbrera de control (m)
=";ELC
680 PRINT "SECC. CIRCULAR DIAMETRO MAYOR Y MENOR"
690 INPUT "D1 (m) = ";D1 : INPUT "D2 (m) = ";D2
700 INPUT "Qsup (m3/seg) = ";QS
710 IF INKEY$="" THEN 710
720 CLS
730 PRINT " ANALISIS DE LA OBRA DE TOMA"
740 PRINT
750 PRINT "DATOS PARA EL CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA"
760 PRINT
770 PRINT "Elev. de la plantilla en la lumbrera de control (m)
=";ELC
780 PRINT "D1 (m) = ";D1;" D2 (m) = ";D2
790 PRINT "Qsup (m3/seg) = ";QS
800 PRINT
810 GOSUB 1600
820 REM SUMATORIA DE PERDIDAS EN LA OBRA DE TOMA
830 SP2 = HR+HCC+HC+HCH+HF+HHR+HOC+HOE+HSE
840 PRINT "HOC =";HOC
850 PRINT "HSE =";HSE
860 PRINT CHR$(228);:PRINT "PERDIDAS =";SP2;" m"
870 NC = ELC+SP2
880 PRINT
890 PRINT "NAME = ";Y4
900 PRINT "NAME Calculado = ";NC
910 PRINT : INPUT "DESEA HACER OTRA ITERACION =";X1$
920 IF X1$ = "S" THEN 700
930 IF X1$ = "N" THEN 950
940 IF X1$ <> "S" OR X1$ <> "N" THEN 620
950 CLS
960 PRINT "A N A L I S I S D E L A O B R A D E T O M A"
970 PRINT
980 PRINT : PRINT "II.- CALCULAR LA ABERTURA DE LA COMPUERTA,
PARA QUE PASE EL GASTO NORMAL DE";QN;"m3/seg CON LA CARGA DEL
NIVEL DE EMBALSE DE";Y3;"m"
990 PRINT
1000 PRINT "P R O C E D I M I E N T O"

```

```

1010 PRINT : PRINT "1) Con el Gasto Normal calculamos las pérdidas"
1020 PRINT : PRINT "2) Efectuamos : Carga Hidrost. en la 2a.
Torre h = Elev. Embalse Normal - ";CHR$(228);" Pérdidas ( hasta
la compuerta de emergencia ) - Elev. Plantilla lumbrera de
control - Pérdida por Súbito Ensanchamiento"
1030 PRINT : PRINT "3) Utilizar el Método de la Bisección para
encontrar la abertura (a). Ecuación :  $Y^3 - h*Y^2 + Q^2/(2*9.81*Cv^2*b^2)$ . b = ";AN;" a = Y/Cc"
1040 LOCATE 23,23 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
1050 IF INKEY$="" THEN 1050
1060 CLS
1070 PRINT "A N A L I S I S   D E   L A   O B R A   D E   T O M A"
1080 PRINT
1090 PRINT : PRINT "II.- ABERTURA DE LA COMPUERTA, PARA QUE PASE
EL GASTO NORMAL DE ";QN;" m^3/seg CON LA CARGA DEL NIVEL DE
EMBALSE ";Y3;" m"
1100 PRINT
1110 QS = QN
1120 GOSUB 1600
1130 REM SUMATORIA DE PERDIDAS EN LA OBRA DE TOMA
1140 SP3 = HR+HCC+HC+HCH+HF+HHR+HOE
1150 PRINT CHR$(228);: PRINT "Perdidas = ";SP3
1160 KO1 = Y3 - SP3
1170 KO2 = KO1 - ELC
1180 AT1 = AN*KO2 : VT1 = QN/AT1
1190 VR1 = QN/AA1 :PRINT "KO1=";KO1;"KO2=";KO2;"AT1=";AT1;"VT1=";VT1
1200 HSE = (.997*(VR1-VT1)^1.919)/(2*G) : PRINT :PRINT "HSE=";HSE
1210 KH2=KO2 - HSE:PRINT "Altura Hidostatica en la 2a. Torre h=";KH2
1220 Q = QN
1230 GOSUB 1910
1240 PRINT : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
1250 IF INKEY$="" THEN 1250
1260 CLS
1270 PRINT "A N A L I S I S   D E   L A   O B R A   D E   T O M A"
1280 PRINT : PRINT "III.- CALCULAR LA ABERTURA DE LA COMPUERTA,
PARA QUE PASE EL GASTO MAXIMO CON LA CARGA DEL NIVEL DE
EMBALSE";Y3;"m SIN QUE LLEGUE A AHOGARSE EL TUNEL YA QUE";"CON EL
GASTO MAXIMO OBTENIDO EN EL APARTADO I SEGUIRA TRABAJANDO A
PRESION"
1290 PRINT
1300 PRINT "P R O C E D I M I E N T O"
1310 PRINT : PRINT "1) Consideramos un margen de seguridad del
20% del Diametro,o sea que el tirante máximo que se presente en
el conducto sera :  $Y = .8*D$  y con este calculamos el Gasto y las
pérdidas"
1320 PRINT : PRINT "2) Efectuamos : Carga Hidrost. en la 2a.
Torre h = Elev. Embalse Normal - ";CHR$(228);" Pérdidas(No
incluir la de Subito Ensanchamiento) - Elev. Plantilla lumbrera
de control - Pérdida por Súbito Ensanchamiento"
1330 PRINT : PRINT "3) Utilizar el Método de la Bisección para
encontrar la abertura (a). Ecuación :  $Y^3 - h*Y^2 + Q^2/(2*9.81*Cv^2*b^2)$ . b = ";AN;" a = Y/Cc"
1340 LOCATE 22,25 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
1350 IF INKEY$="" THEN 1350
1360 CLS

```

```

1370 PRINT "ANALISIS DE LA OBRA DE TOMA"
1380 PRINT : PRINT "III.- CALCULAR LA ABERTURA DE LA COMPUERTA,
PARA QUE PASE EL GASTO MAXIMO CON LA CARGA DEL NIVEL DE
EMBALSE";Y3;"m SIN QUE LLEGUE A AHOGARSE EL TUNEL YA QUE";"CON EL
GASTO MAXIMO OBTENIDO EN EL APARTADO I SEGUIRA TRABAJANDO A
PRESION"
1390 PRINT
1400 Y = .8*DP : D = DP : PRINT "TIRANTE MAXIMO EN EL TUNEL = ";Y
1410 GOSUB 2120
1420 Q = (A*R^(2/3)*S2^.5)/N
1430 PRINT "Q =";Q;"A =";A;"R =";R
1440 A3 = A
1450 QS = Q
1460 GOSUB 1600
1470 REM SUMATORIA DE PERDIDAS EN LA OBRA DE TOMA
1480 SP3 = HR+HCC+HC+HCH+HF+HHR+HOE
1490 PRINT CHR$(228);: PRINT "Perdidas = ";SP3
1500 KO1 = Y3 - SP3
1510 KO2 = KO1 - ELC
1520 AT1 = AN*KO2 : VT1 = Q/AT1
1530          VR1          =          Q/AA1          :PRINT
"KO1=";KO1;"KO2=";KO2;"AT1=";AT1;"VT1=";VT1;"VR1=";VR1
1540 HSE = (.997*(VR1-VT1)^1.919)/(2*G) : PRINT "HSE=";HSE
1550 KH2 = KO2 - HSE : PRINT "Altura Hidr3statica en la 2a. Torre
h=";KH2
1560 GOSUB 1910
1570 PRINT : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
1580 IF INKEY$="" THEN 1580
1590 GOTO 2350
1600 REM SUBROUTINA PARA EL CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA EN LA
OBRA DE TOMA
1610 PRINT "CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA"
1620 PI = 3.14161592#
1630 A1 = (PI*D1^2)/4 : V1 = QS/A1 : PRINT "A1=";A1;"V1=";V1
1640 A2 = (PI*D2^2)/4 : V2 = QS/A2 : PRINT "A2=";A2;"V2=";V2
1650 REM CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA
1660 REM PERDIDA POR CAMBIO DE DIRECCION DE LAS REJILLAS AL TUBO
1670 HR = .25*V1^2/(2*G) : PRINT "HR = ";HR
1680 REM PERDIDA POR CAMBIO DE SECCION CIRCULAR DE UN D1 A D2
1690 HCC = .1*(V2^2-V1^2)/(2*G) : PRINT "HCC = ";HCC
1700 REM PERDIDA POR CAMBIO DE DIRECCION , CODO DE 90 Y EL
DIAMETRO DEL TUNEL
1710 HC = .25*V2^2/(2*G) : PRINT "HC = ";HC
1720 REM PERDIDA POR CAMBIO DE SECC. CIRCULAR A SECC. HERRADURA
1730 V3 = QS/A3
1740 HCH = ABS(.2*(V2^2-V3^2)/(2*G)) : PRINT "HCH = ";HCH
1750 REM PERDIDA POR FRICCION
1760 HF = ((V3/(85.414*R^.63))^(1.85185))*L1 : PRINT "HF = ";HF
1770 REM PERDIDA POR CAMBIO DE SECC. HERRADURA A SECC. RECTANGULAR
1780 V4 = QS/AA1 : HHR = .2*(V3^2-V4^2)/(2*G) : PRINT "HHR = ";HHR
1790 REM PERDIDA POR ORIFICIO DE LA COMPUERTA DE CONTROL
1800 HOC = QS^2/(2*G*C2^2*AA1^2)
1810 H2 = HOC+Z
1820 REM PERDIDA POR ORIFICIO DE LA COMPUERTA DE EMERGENCIA
1830 HOE = QS^2/(2*G*C1^2*AA1^2) : PRINT "HOE = ";HOE

```

```

1840 H1 = HOE+H2
1850 REM PERDIDA POR SUBITO ENSANCHAMIENTO
1860 AT1 = H1*AN
1870 VT1 = QS/AT1
1880 VR1 = QS/AA1
1890 HSE = (.997*(VR1-VT1)^1.919)/(2*G)
1900 RETURN
1910 REM SUBROUTINA PARA CALCULAR LA ABERTURA DE COMPUERTA
1920 CH = KH2
1930 YI = .01
1940 YF = AL
1950 Y = YI : GOSUB 2090
1960 U = F
1970 Y = YF : GOSUB 2090
1980 V = F
1990 X = U*V
2000 IF X>0 THEN PRINT "X ES POSITIVO, PROPONER OTRO YI Y
YF":GOTO 950
2010 YM = (YI+YF)/2
2020 Y = YM : GOSUB 2090
2030 W = F
2040 IF ABS(W)<.0001 THEN 2080
2050 IF W<0 THEN 2070
2060 YI = YM : GOTO 1950
2070 YF = YM : GOTO 1950
2080 AB = YM/CC : PRINT "LA ABERTURA DE COMPUERTA SERA a(m) =";AB
2090 REM ABERTURA DE COMPUERTA
2100 F = Y^3 - CH*Y^2 + Q^2/(2*G*CV^2*AN^2)
2110 RETURN
2120 REM SUBROUTINA SECCION HERRADURA
2130 REM SECCION 1
2140 IF (Y/D)>=.0885 GOTO 2210
2150 U1 = 1-Y/D
2160 ANG1 = (-ATN(U1/SQR(-U1*U1+1))+1.5707633#)
2170 T = 2*SQR(Y*(2*D-Y)) : P = 2*D*ANG1
2180 A = D*D*(ANG1-((D-Y)*T/(2*D*D)))
2190 GOTO 2330
2200 REM SECCION 2
2210 IF (Y/D)>.5 GOTO 2290
2220 U2 = .5-Y/D
2230 ANG2 = ATN(U2/SQR(-U2*U2+1))
2240 T = D*(1-4*(SIN(ANG2/2))^2)
2250 A = D*D*(.436777-ANG2-T*(SIN(ANG2))/D+.5*SIN(2*ANG2))
2260 P = D*(1.69644-2*ANG2)
2270 GOTO 2330
2280 REM SECCION 3
2290 U3 = 2*Y/D-1
2300 ANG3 = (-ATN(U3/SQR(-U3*U3+1))+1.5707633#)
2310 T = 2*SQR(Y*(D-Y)) : P = D*(3.26723-ANG3)
2320 A = D*D*(.829476-(2*ANG3-SIN(2*ANG3))/8)
2330 R = A/P
2340 RETURN
2350 END
2360 GOTO 2530
2370 REM SUBROUTINA PARA EL CALCULO DEL C1

```

```
2380 I=0
2390 OPEN "KING1.TXT" FOR INPUT AS 2
2400 I=I+1
2410 INPUT #2, K(I),D(I)
2420 A$ = INKEY$ : IF A$=" " THEN 2420
2430 IF EOF(2) THEN GOTO 2450
2440 GOTO 2400
2450 PRINT "L/P =";K
2460 FOR I=1 TO 20
2470 IF K>K(I) THEN 2490
2480 C1=D(I-1)+((D(I)-D(I-1))/(K(I)-K(I-1)))*(K-K(I-1)):GOTO 2500
2490 NEXT I
2500 PRINT "C1 =";C1
2510 CLOSE #2
2520 RETURN
2530 END
```

DIAGRAMA DE FLUJO PARA CALCULAR C1 Y C2

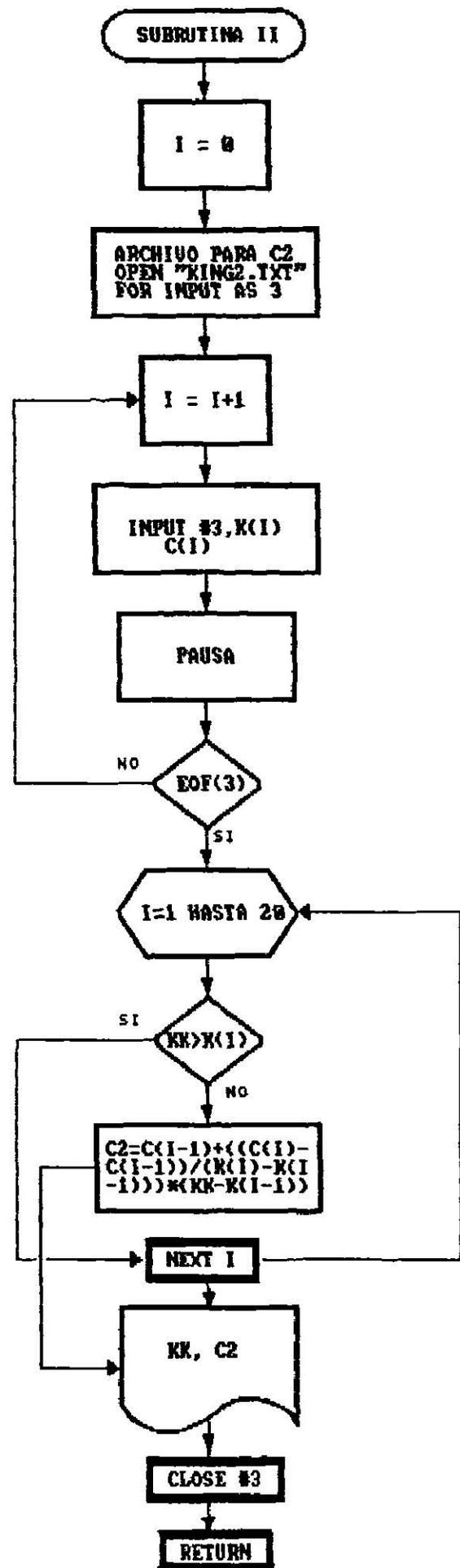
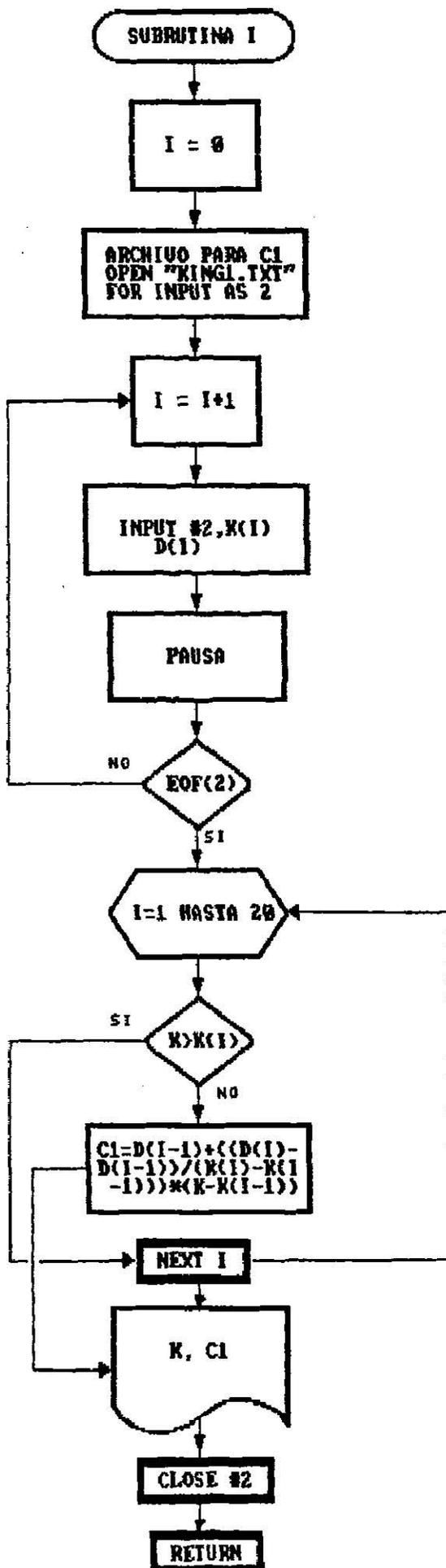


DIAGRAMA DE FLUJO PARA METODO DE LA BISECCION

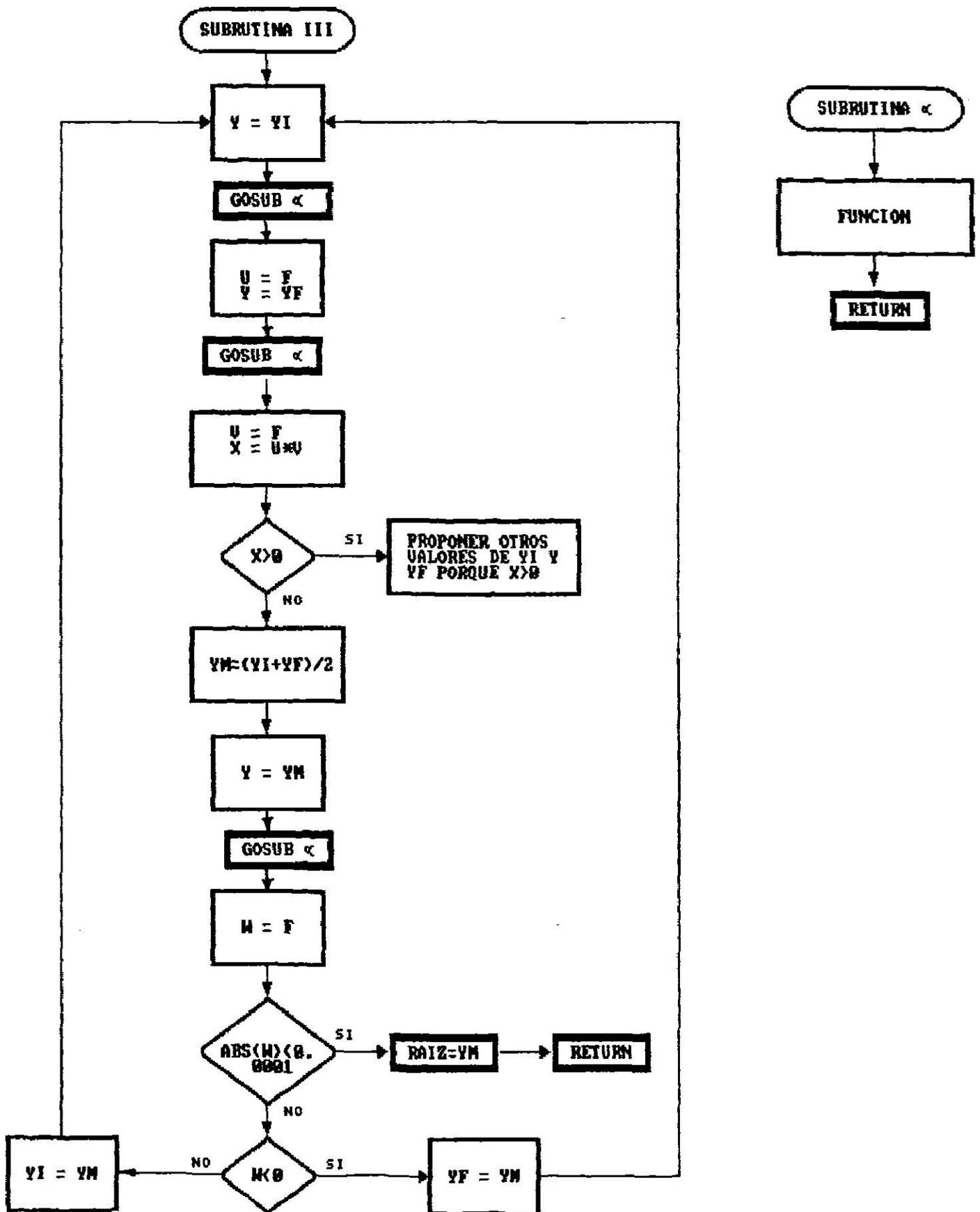
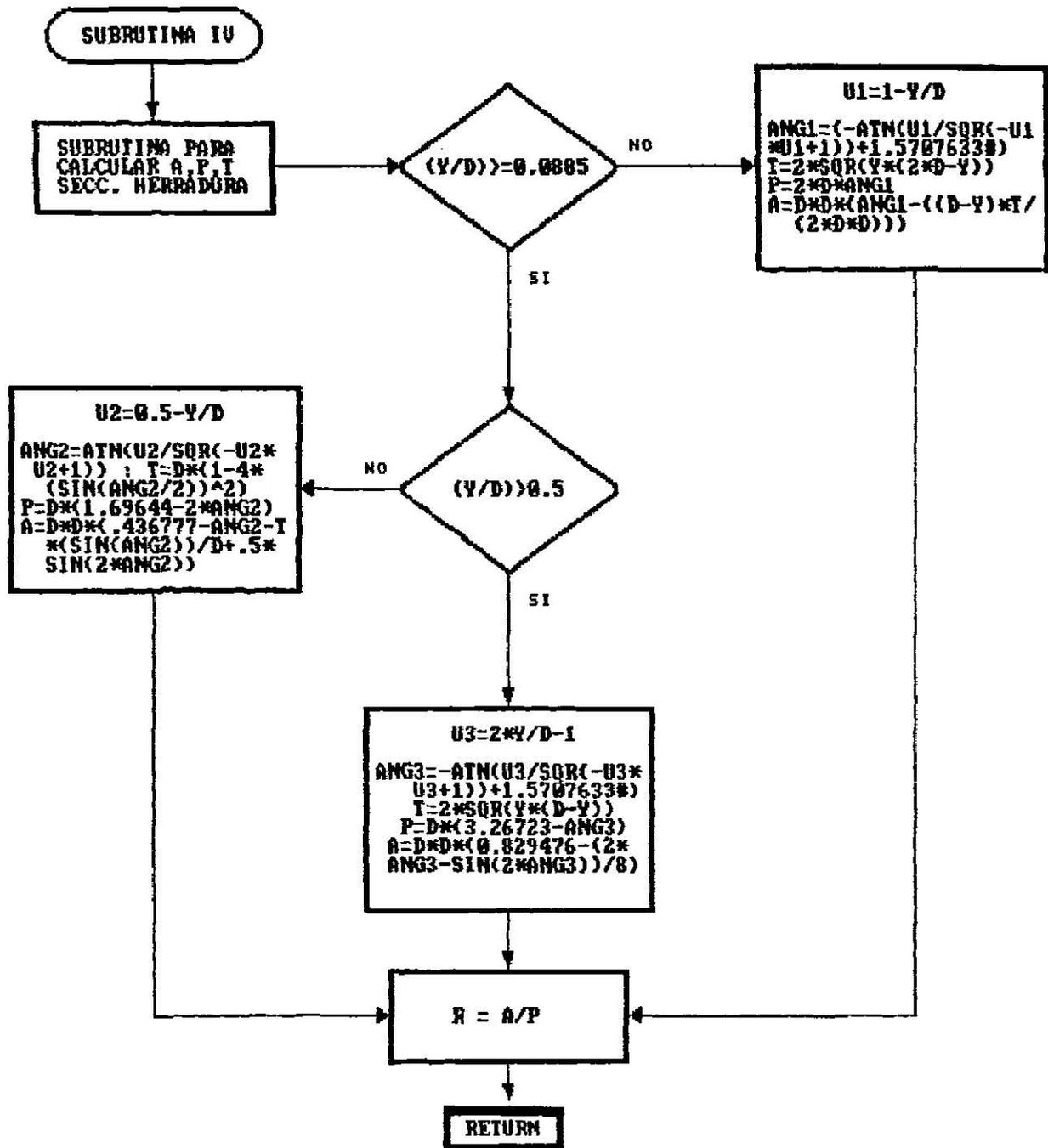


DIAGRAMA DE FLUJO PARA FORMULAS DE SECC. HERRADURA



OBRA DE TOMA CON TUBERIA A PRESION.

El proyecto que analizaremos es el de "Noche Buena", Municipio de Ocampo, Coahuila.

Para efectuar este proyecto hagamos uso del programa "PRESION.BAS" el cual lo cargamos a la memoria de la computadora con LOAD "PRESION" y lo corremos con Run.

Accesar los datos de proyecto :

1. - Almacenamiento total del vaso (m^3) = ? 40'000,000
2. - Capacidad de azolves (m^3) = ? 1'500,000
3. - Elev. corresp. a la capacidad de azolves (m) = ? 1204.2
4. - Elev. de la capacidad mínima (m) = ? 1209.3
5. - Elev. del embalse normal (m) = ? 1217.70
6. - Elev. del NAME (m) = ? 1219.05
7. - Gasto normal de la obra de toma (m^3/seg) = ? 2.50

El programa nos dará los siguientes resultados junto con los datos de proyecto al pulsar cualquier tecla.

Capacidad util (m^3) = 38'500,000
Capacidad mínima (m^3) = 5'350,000
Carga mínima (m) = 5.10
Carga máxima (m) = 14.85

Además aparecerá el procedimiento de cálculo.

Acontinuación se nos pide accesar los datos para el cálculo de las pérdidas de carga.

8. - Pérdida por rejilla (PR) = ? 0.1
9. - Cuanto tiene de lado la rejilla (LR) = ? 1.6
10. - DELTA = ? 26.565
11. - K1 = ? 0.23
12. - C = ? 100
13. - K2 = ? 0.1413
14. - K3 = ? 0.5369
15. - L = ? 17
16. - B = ? 2.5
17. - YY (Tirante supuesto en el canal) = ? 2.5
18. - No. de orificios en la pantalla (NO) = ? 28
19. - Ancho de cada orificio (AO) = ? 0.2
20. - Altura de cada orificio (ALO) = ? 0.2
21. - Espesor de cada orificio (EO) = ? 0.2
22. - Altura comprendida entre la parte inferior de la pantalla y el piso del tanque de reposo (m) = ? 0.5

Enseguida se nos pide accesar un diámetro de tubería comercial.

Proponer Diámetro de tubería = ?

El programa nos dará los siguientes resultados :

PERDIDA POR :

REJILLA	HR = 0.100
CAMBIO DE DIRECCION	HCD = 0.007
ENTRADA A LA TUBERIA	HE = 0.352
FRICCION	HF = 0.738
DOS VALVULAS	HV = 0.433
CODO DE 90	HC = 0.822
SALIDA DE LA TUBERIA	HS = 1.326

ΣPERDIDAS = 3.768

Al comparar esta sumatoria con la carga minima de 5.10 es menor por lo tanto el diámetro propuesto de 0.762 m. es correcto.

También nos dará las siguientes elevaciones :

ELEVACION DEL TANQUE AMORTIGUADOR = 1205.53 m.

HP = 0.122 m.

ELEVACION DEL TANQUE DE REPOSO = 1205.41

LA CARGA SOBRE EL VERTEDOR QUE NOS DA UN GASTO DE = 2.50 ES
H = 0.65285 m.

ELEVACION CRESTA DEL VERTEDOR = 1204.76 m.

ELEVACION PISO TANQUE DE REPOSO = 1203.26 m.

En la siguiente pantalla nos aparecé el procedimiento para el cálculo del gasto máximo con la carga máxima.

El procedimiento consiste en proponer una carga sobre el vertedor y con ésta calculamos el gasto. Con este calculamos todas las pérdidas.

H = ? 0.88426

El programa nos calculará :

Q = 4.0 m³/seg.

PERDIDA POR :

REJILLA	HR = 0.100
CAMBIO DE DIRECCION	HCD = 0.017
ENTRADA A LA TUBERIA	HE = 0.902
FRICCION	HF = 1.756
DOS VALVULAS	HV = 1.108
CODO DE 90	HC = 2.105
SALIDA DE LA TUBERA	HS = 3.370
PERDIDA POR PANTALLA	HP = 0.311
CARGA SOBRE EL VERTEDOR	H = 0.88426

ΣPERDIDAS = 10.554

El NAME CALCULADO será el que se obtiene de sumar la sumatoria de pérdidas mas la elevación de la cresta vertedora.

NAME CALCULADO = 1215.314
NAME = 1219.05
QCALCULADO = 4.0

Comparar si el NAME es igual al NAME CALCULADO y si lo es entonces el QCALCULADO será el Gasto máximo Q_{\max} .

Ya que no son iguales propongamos otra carga sobre el vertedor H.

$$H = ? 0.9817$$

El programa nos calculará :

$$Q = 4.71 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

PERDIDA POR :

REJILLA	HR = 0.100
CAMBIO DE DIRECCION	HCD = 0.023
ENTRADA A LA TUBERIA	HE = 1.251
FRICCION	HF = 2.378
DOS VALVULAS	HV = 1.537
CODO DE 90	HC = 2.920
SALIDA DE LA TUBERIA	HS = 4.673
CARGA SOBRE EL VERTEDEDOR	H = 0.9817
PERDIDA POR PANTALLA	HP = 0.433

$$\Sigma \text{PERDIDAS} = 14.297$$

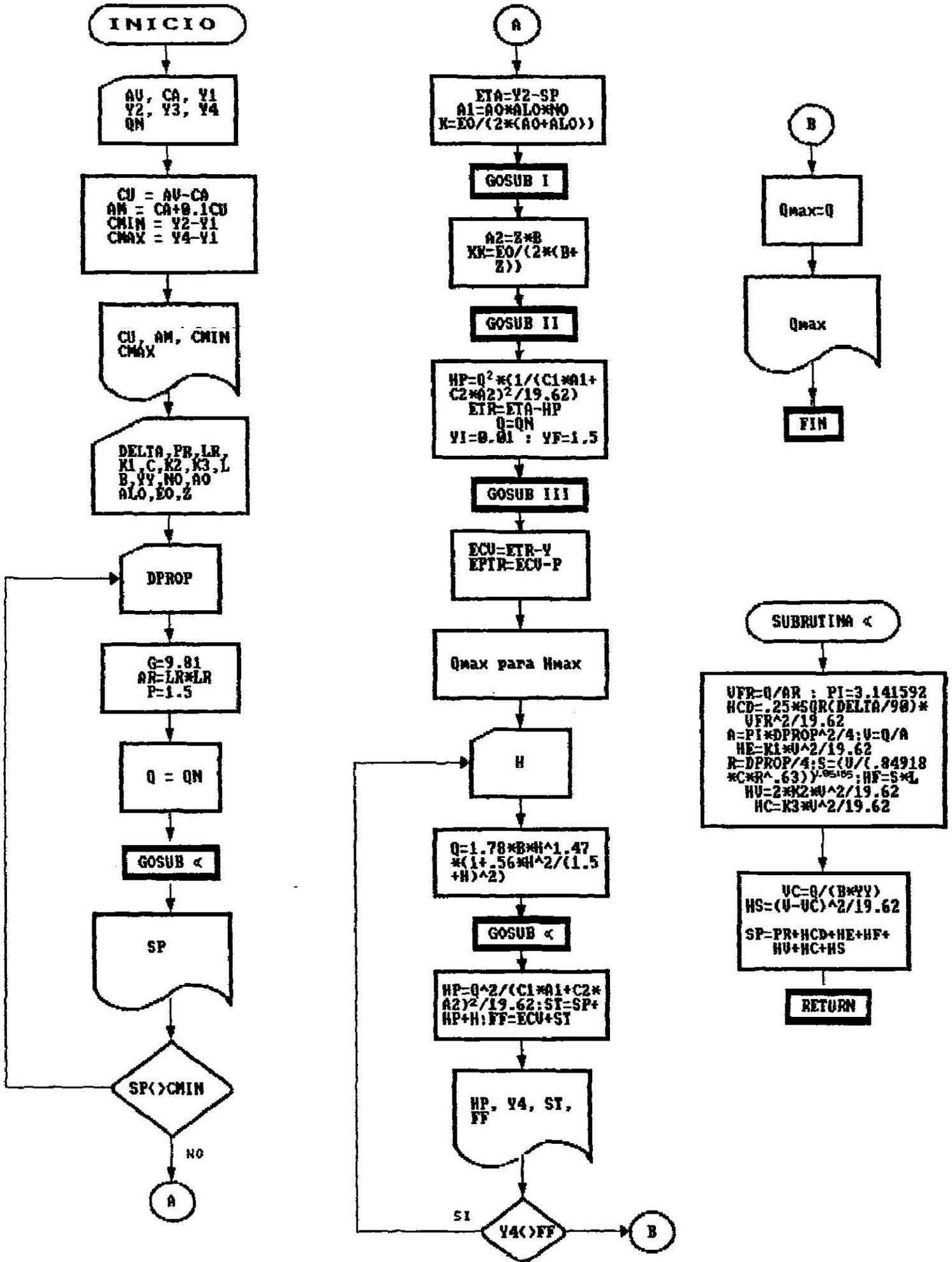
El NAME CALCULADO será el que se obtiene de sumar la Sumatoria de Pérdidas mas la elevación de la cresta vertedora.

NAME CALCULADO = 1215.057
NAME = 1219.05
QCALCULADO = 4.0

$$Q_{\max} = 4.71 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Comparar si el NAME es igual al NAME CALCULADO y si lo es entonces el QCALCULADO será el Gasto máximo Q_{\max} .

DIAGRAMA DE FLUJO PARA TUBERIA A PRESION



OBRA DE TOMA CON TUBERIA A PRESION

NOMENCLATURA.

- AV = Almacenamiento total del vaso.
- CA = Capacidad de azolves.
- Y1 = Elevación de la capacidad de azolves.
- Y2 = Elevación de la capacidad mínima.
- Y3 = Elevación del embalse normal.
- Y4 = Elevación de las aguas máximas extraordinarias.
- QN = Gasto normal de la obra de toma.
- CU = Capacidad Util.
- AM = Almacenamiento mínimo del vaso.
- CMIN = Desnivel mínimo.
- CMAX = Desnivel máximo.
- G = Aceleración de la gravedad.
- PR = Pérdida por rejilla.
- LR = Dimensión de un lado de la rejilla.
- AR = Area de la rejilla.
- DELTA = Angulo de deflexión del codo en grados.
- K1 = Coeficiente de pérdida de carga por entrada a la tubería.
Depende de la forma de entrada, (tabla 59 Manual de King).
- C = Coeficiente que esta en función de la rugosidad de la tubería
(Tabla # 8.4 del Sotelo I).
- K2 = Coeficiente de pérdida de carga por válvula.
- K3 = coeficiente de pérdida de carga por codo de 90.
- L = Longitud de la tubería.
- B = Ancho del canal.
- YY = Tirante supuesto en el tanque amortiguador.
- NO = Número de orificios en la pantalla.
- AO = Ancho de cada orificio.
- ALO = Altura de cada orificio.
- EO = Espesor de cada orificio.
- Z = Altura entre la parte inferior de la pantalla y el piso del tanque de reposo.
- DPROP = Diámetro propuesto.
- P = Altura del vertedor.
- SP = Sumatoria de pérdidas hasta la salida de la tubería.
- ETA = Elevación del tanque amortiguador.
- HP = Pérdida de carga por pantalla.
- ETR = Elevación del tanque de reposo.
- ECV = Elevación de la cresta vertedora.
- H = Carga sobre el vertedor.
- EPTR = Elevación del piso del tanque de reposo.
- ST = Sumatoria de todas las pérdidas incluyendo la de la pantalla y la carga sobre el vertedor.
- FF = Name Calculado.
- VFR = Velocidad del flujo a la entrada de la tubería.
- HCD = Pérdida por cambio de dirección.

- A = Area de la tubería.
- V = Velocidad del flujo en la tubería.
- HE = Pérdida de carga por entrada a la tubería.
- R = Radio hidráulico.
- S = Pérdida de carga por unidad de longitud de tubería.
- HV = Pérdida de carga por válvula.
- HC = Pérdida de carga por codo de 90.
- VC = Velocidad del flujo en el tanque amortiguador.
- HS = Pérdida por salida.
- A1 = Suma de áreas de los orificios.
- K = Relación L/P para encontrar C1.
- A2 = Área de orificio debajo de la pantalla.
- KK = Relación L/P para encontrar C2.
- K(I) = Arreglo que contiene todos los valores de L/P para el cálculo de C1 y C2 en la tabla 28 del Manual de King.
- D(I) = Arreglo que contiene todos los valores que corresponden a L/P para el cálculo de C1 para la condición de contracciones suprimidas en el fondo solamente.
- C(I) = Arreglo que contiene todos los valores que corresponden a L/P para el cálculo de C2 para la condición de Todos los bordes a escuadra.

```

10 CLEAR
20 CLS : KEY OFF
30 REM OBRA DE TOMA CON TUBERIA A PRESION
40 DIM K(20),D(20),C(20)
50 PRINT "          OBRA DE TOMA CON TUBERIA TRABAJANDO A PRESION"
60 PRINT
70 INPUT "ALMACENAMIENTO TOTAL DEL VASO (m^3) = ";AV
80 INPUT "CAPACIDAD DE AZOLVEZ (m^3) = " ;CA
90 INPUT "ELEV. DE LA CAPACIDAD MINIMA (m) = ";Y2
100 INPUT "ELEV. DE LA CAPACIDAD DE AZOLVES (m) = ";Y1
110 INPUT "ELEV. EMBALSE NORMAL (m) = ";Y3
120 INPUT "ELEV. NAME (m) = ";Y4
130 INPUT "GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA (m^3/seg) = ";QN
140 CU = AV - CA:AM = CA + .1*CU:CMIN = Y2 - Y1:CMAX = Y4 -Y1
150 LOCATE 23,23 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
160 IF INKEY$="" THEN 160
170 CLS
180 PRINT "          OBRA DE TOMA CON TUBERIA TRABAJANDO A PRESION"
190 PRINT
200 PRINT "ALMACENAMIENTO TOTAL DEL VASO (m^3) = ";AV
210 PRINT "CAPACIDAD DE AZOLVEZ (m^3) = " ;CA
220 PRINT "CAPACIDAD UTIL (m^3) = " ;CU
230 PRINT "ALMACENAMIENTO MINIMO DEL VASO (m^3) = " ;AM
240 PRINT "ELEV. DE LA CAPACIDAD MINIMA (m) = " ;Y2
250 PRINT "ELEV. DE LA CAPACIDAD DE AZOLVES (m) = " ;Y1
260 PRINT "ELEV. DEL EMBALSE NORMAL (m) = " ;Y3
270 PRINT "ELEV. NAME (m) = " ;Y4
280 PRINT "CARGA MINIMA (m^3) = " ;CMIN
290 PRINT "CARGA MAXIMA (m^3) = " ;CMAX
300 PRINT "GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA (m^3/seg) = " ;QN
310 PRINT
320 PRINT "P R O C E D I M I E N T O"
330 PRINT : PRINT "1) Proponer un Diámetro DPROP y calcular todas
las pérdidas de carga con el Gasto Normal QN"
340 PRINT "2) Elev. Tanque de Reposo = Elev. Cap. Min.
";CHR$(228);"Pérdidas"
350 PRINT "3) Apartir de la cota del canal de descarga se obtiene
el nivel en el embalse y se compara con el mínimo"
360 LOCATE 23,23 : PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
370 IF INKEY$="" THEN 370
380 CLS
390 PRINT "          OBRA DE TOMA CON TUBERIA TRABAJANDO A PRESION"
400 PRINT : PRINT "1) Proponer un Diámetro DPROP y calcular todas
las pérdidas de carga con el Gasto Normal QN"
410 PRINT "GASTO NORMAL =";QN
420 PRINT "Elev. de la Cap. Mín. (m) = " ;Y2
430 PRINT
440 PRINT "PERDIDAS DE CARGA"
450 G = 9.810001
460 INPUT "Perdida por rejilla = " ;PR
470 INPUT "Cuanto tiene de lado la rejilla (m) =";LR
480 AR = LR*LR
490 INPUT "Delta =";DELTA
500 INPUT "K1 Depende de la forma de entrada a la Tubería (TABLA
59 M.KING)=" ;K1

```

```

510 INPUT "C Depende de la rugosidad de la Tubería (TABLA 8.4
SOTELO I) =";C
520 INPUT "K2 Coef. de pérdida de carga por válvula =";K2
530 INPUT "K3 Coef. de pérdida de carga por Codo de 90 =";K3
540 INPUT "L Longitud de la Tubería (m) =";L
550 INPUT "b Ancho del canal (m) =";B
560 INPUT "YY Tirante en el Tanque Amortiguador (m) =";YY
570 PRINT "DATOS DE LA PANTALLA"
580 INPUT "# de Orificios =";NO
590 INPUT "Ancho de cada Orificio =";AO
600 INPUT "Altura de cada Orificio =";ALO
610 INPUT "Espesor de Orificio =";EO
620 INPUT "Altura entre la parte inf. de la pantalla y el piso
del Tanque de Reposo=";Z
630 P = 1.5
640 INPUT "Proponer Diámetro de Tubería =",DPROP
650 Q = QN
660 GOSUB 1150
670 REM SUMATORIA DE PERDIDAS
680 PRINT CHR$(228);:PRINT "PERDIDAS =";SP
690 IF SP>CMIN THEN 640
700 REM ELEVACION DEL TANQUE AMORTIGUADOR
710 ETA = Y2 - SP : PRINT "Elev. Tanque Amortiguador =";ETA
720 A1 = AO*ALO*NO
730 K = EO/(2*(AO+ALO))
740 GOSUB 1370
750 A2 = Z*B
760 KK = EO/(2*B+2*Z)
770 GOSUB 1530
780 REM PERDIDA DE CARGA POR PANTALLA
790 HP = Q^2*(1/(C1*A1+C2*A2)^2/19.62) : PRINT "HP =";HP
800 REM ELEVACION DEL TANQUE DE REPOSO
810 ETR = ETA - HP : PRINT "Elev. Tanque de Reposo =";ETR
820 Q = QN
830 GOSUB 1690
840 REM ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA
850 ECV = ETR - Y : PRINT "Elev. Cresta Vertedora =";ECV
860 REM ELEVACION DEL PISO DEL TANQUE DE REPOSO
870 EPTR=ECV - P:PRINT "Elev. Piso del Tanque de Reposo = ";EPTR
880 PRINT : PRINT "          PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
890 IF INKEY$="" THEN 890
900 CLS
910 REM RUTINA PARA CALCULAR EL GASTO MAXIMO PARA UNA CARGA MAXIMA
920 PRINT :PRINT "CALCULO DEL GASTO MAXIMO CON LA CARGA MAXIMA
DE";CMAX;"m"
930 PRINT : PRINT "P R O C E D I M I E N T O"
940 PRINT : PRINT "1) Se supone una Carga sobre el Vertedor y se
calcula su Gasto."
950 PRINT "2) Con ese Gasto se calculan todas las pérdidas
existentes; comparar la suma de éstas con la Carga Máxima."
960 PRINT "3) Comparar el NAME Calculado con el NAME Original."
970 PRINT : PRINT
980 PRINT "          PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
990 IF INKEY$="" THEN 990

```

```

1000 CLS
1010 INPUT "H =";H
1020 Q = 1.78*B*H^1.47*(1+.56*H^2/(1.5+H)^2)
1030 GOSUB 1150
1040 HP = Q^2/(C1*A1+C2*A2)^2/19.62 : PRINT "HP=";HP
1050 ST = SP + HP + H
1060 PRINT
1080 PRINT "CARGA MAXIMA =";CMAX;"          NAME =";Y4
1090 PRINT CHR$(228);:PRINT "De Pérdidas + H =";ST,"NAME
CALCULADO =";FF,"Q calculado =";Q
1100 PRINT "Comparar si el NAME = NAME CALCULADO, y si lo es
entonces Qcalculado = Qmax"
1110 PRINT
1120 F = ECV + ST - Y4
1130 IF ABS(F)<.01 THEN PRINT "Qmax =";Q : GOTO 1890
1140 GOTO 1010
1150 REM SUBROUTINA DE PERDIDAS DE CARGA
1160 REM PERDIDA DE CARGA POR CAMBIO DE DIRECCION DESPUES DE LA
REJILLA
1170 VFR = Q/AR :PRINT "VFR=";VFR
1180 HCD = .25*SQR (DELTA/90)*VFR^2/19.62 : PRINT "HCD =";HCD
1190 REM PERDIDA DE CARGA POR ENTRADA A LA TUBERIA
1200 PI = 3.141592654#
1210 A = PI*DPROP^2/4
1220 V = Q/A :PRINT "A=";A;"V=";V
1230 HE = K1*V^2/19.62 : PRINT "HE =";HE
1240 REM PERDIDA POR FRICCION
1250 R = DPROP/4
1260 S = (V/(.84918*C*R^.63))^1.85185:PRINT "S=";S
1270 HF = S*L : PRINT "HF = ";HF
1280 REM PERDIDA POR DOS VALVULAS Y CODO DE 90
1290 HV = 2*K2*V^2/(2*G) : PRINT "HV=";HV;"K2=";K2
1300 HC = K3*V^2/19.62 : PRINT "HC =";HC;"K3=";K3
1310 REM PERDIDA POR SALIDA
1320 VC = Q/(B*YY)
1330 HS = (V-VC)^2/19.62 : PRINT "HS =";HS
1340 REM SUMATORIA DE PERDIDAS
1350 SP = PR+HCD+HE+HF+HV+HC+HS
1360 RETURN
1370 REM CALCULO DEL COEFICIENTE C1
1380 I=0
1390 OPEN "KING1.TXT" FOR INPUT AS 2
1400 I=I+1
1410 INPUT #2, K(I),D(I)
1420 A$ = INKEY$ : IF A$=" " THEN 1420
1430 IF EOF(2) THEN GOTO 1450
1440 GOTO 1400
1450 PRINT "L/P =";K
1460 FOR I=1 TO 20
1470 IF K>K(I) THEN 1490
1480 C1=D(I-1)+((D(I)-D(I-1))/(K(I)-K(I-1)))*(K-K(I-1)):GOTO 1500
1490 NEXT I
1500 PRINT "C1 =";C1
1510 CLOSE #2
1520 RETURN

```

```

1530 REM SUBROUTINA PARA PERDIDA POR ORIFICIO DEBAJO DE LA PANTALLA
1540 I=0
1550 OPEN "KING2.TXT" FOR INPUT AS 3
1560 I=I+1
1570 INPUT #3, K(I),C(I)
1580 A$ = INKEY$ : IF A$=" " THEN 1580
1590 IF EOF(3) THEN GOTO 1610
1600 GOTO 1560
1610 PRINT "L/P =";KK
1620 FOR I=1 TO 20
1630 IF KK>K(I) THEN 1650
1640 C2=C(I-1)+((C(I)-C(I-1))/(K(I)-K(I-1)))*(KK-K(I-1)):GOTO 1660
1650 NEXT I
1660 PRINT "C2 =";C2
1670 CLOSE #3
1680 RETURN
1690 YI = .01
1700 YF = 1.5
1710 Y = YI : GOSUB 1850
1720 U = F
1730 Y = YF : GOSUB 1850
1740 V = F
1750 X = U*V
1760 IF X>0 THEN PRINT "X ES POSITIVO, PROPONER OTRO YI Y
YF":GOTO 1880
1770 YM = (YI+YF)/2
1780 Y = YM : GOSUB 1850
1790 W = F
1800 IF ABS(W)<.0001 THEN 1840
1810 IF W<0 THEN 1830
1820 YI = YM : GOTO 1710
1830 YF = YM : GOTO 1710
1840 PRINT : PRINT "LA CARGA SOBRE EL VERTEDEDOR QUE NOS DA UN
GASTO DE";Q;"m3/Seg ES H =";Y;"m" :RETURN
1850 REM CARGA SOBRE EL VERTEDEDOR
1860 F = Q/(1.78*B*Y^1.47)-.56*Y^2/(1.5+Y)^2-1
1870 RETURN
1880 PRINT "NO TIENE SOLUCION"
1890 END

```

CATITULO V CONCLUSIONES

En la actualidad es indispensable que el Ingeniero Civil aprenda a manejar las computadoras, ya que como en otras áreas como en la nuestra es una herramienta muy útil, ya que nos ahorra mucho tiempo en la elaboración de nuestros cálculos y disminuyen nuestras posibilidades de error. Además desempeña un papel muy importante en la toma de desiciones, ya que con su velocidad de proceso es posible en unos pocos instantes obtener varios resultados a un problema específico, y así poder escoger la solución más viable.

El presente trabajo nos da las nociones necesarias de lo que son las obras de toma, las partes que las constituyen y la disposición de éstas en los diferentes tipos de cortinas.

En nuestro país la ex-Secretaría de Recursos Hidráulicos ha construído numerosas clases de presas con variados tipos de obras de toma, pero los tres tipos descritos en este trabajo son los que con modificaciones y adaptaciones se han tenido como base. Además se analizaron los factores que influyen en la elección del tipo de obra de toma.

Fué de gran ayuda el uso de la computadora en el presente trabajo ya que con ésta obtenemos rápidamente los tirantes, perfiles, raíces de ecuaciones, y el cálculo de las pérdidas de carga en un tiempo muy corto. De no ser así al análisis de las obras de toma sería muy tardado ya que sólo hay que estar proponiendo dimensiones de compuertas, diámetro de conducto y de tuberías. Se anexa Diagrama de Flujo y listado de cada programa.

En este trabajo se analizaron los tres tipos de obra de toma siguiendo un procedimiento paso a paso para la mejor comprensión del mismo, y que su consulta resulte mas fácil.

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

- I. - Obras de toma en presas de almacenamiento
Subsecretaria de Infraestructura Hidráulica
Dirección general de obras Hidráulicas y de
Ingeniería para el desarrollo rural.
- II. - Diseño de presas pequeñas
Editorial CECSA.
- III. - Apuntes de Hidráulica
Ing. Gilberto Sotelo
- IV. - Apuntes de Hidráulica II
Ing. Dufourt Candelaria
- V. - Apuntes de Obras Hidráulicas
Ing. Jorge A. Rdz. Robledo.
- VI. - Proyecto de la obra de toma de la presa
"La Muñeca" Estado de San Luis Potosi
Trabajo Recepcional
Everardo Arredondo Olivares
- VII. - Proyecto de la obra de toma de la presa
"Agua Puerca" Municipio Mapimi, Durango.
Trabajo Recepcional
Carlos Sandoval Rodriguez.
- VIII. - Manual de King.

