



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.**

TEMA: PRESAS, BORDOS Y CANALES.

Materia: Mecánica de suelos y laboratorio de materiales

**Prof. Ing. Carlos Velázquez y Pérez
25 de Septiembre de 1981.**



III PRESAS, BORDOS Y CANALES

Asesor: M. en C. Enrique Tamez González ICA

Relator: Ing. Antonio Masqueda Tinoco SRH

Colaboradores:

Ing. Juan José Horal Campbell del Valle	SRH
Ing. Amós Francisco Díaz Barriga Casales	SRH
Ing. Oscar López Ramírez	SRH
Ing. Carlos García Avila	SRH
Ing. Eduardo de la Fuente Levalle	SRH
Ing. Manuel Chapa Gutiérrez	SRH
Ing. Carlos Valázquez Pérez	SRH

1. RESUMEN

La información que se presenta en este trabajo, describe los conceptos generales que involucran la exploración, el muestreo y las técnicas de laboratorio para determinar las características físicas y mecánicas de los materiales que constituyen la cimentación y los empleados en la construcción, así como los criterios de diseño para presas, bordos y canales existentes en el noroeste del país.

Se describe además, una serie de casos ilustrativos, de las obras hidráulicas que se han edificado en dicha zona y de los problemas de interés en ellas observados, así como las diferentes soluciones adoptadas.

Se incluyen casos de presas que durante su construcción o funcionamiento han presentado problemas de interés como son la Cuauhtémoc, Son., en la que se surgió un problema de asentamiento por el grado de compactación del corazón impermeable; la Miguel Hidalgo, Sin., que es la primera presa elevada en la República; la Guamúchil, Sin., de reciente construcción, y el proyecto de la Bacurata, también en Sinaloa, que consta de una cortina alta que se construyó en una zona donde hay escasez de material impermeable.

Los bordos que se describen son: el Santo Domingo, B. C., diseñado para trabajar como vertedor, cuyo finalidad es recargar los acuíferos; la Laguna de Estabilización, B. C., cimentada en suelos expansivos; el bordo Ortiz, Son., desplantado en suelos colapsables, y las Higuera cuyo cimentación está formada por acarreos de gran espesor y en la cual se construyó una pantalla impermeable.

En cuanto a los canales, estos son los del Distrito de Riego del río Colorado, B. C., construidos en suelos expansivos; el encauzamiento del río Tijuana que se realiza en arena y el canal principal Hueyoc, primer canal revestido en la República Mexicana sobre suelos expansivos y en el cual se presentaron fallas a lo largo de 10 km.

2. INTRODUCCION

En la zona noroeste del país, que comprende la península Baja California, Sonora y Sinaloa, se han realizado estudios de mecánica de suelos relacionados con la construcción de cortinas, bordos y canales, desde el punto de vista de los diferentes tipos de cimentaciones y materiales para estructuras hídr.

2.1 Baja California

Excepto una área localizada al noroeste del valle de Mexicali, dentro de la cual se encuentra el Distrito de Riego No. 14, con la presencia de arcillas expansivas y materiales arenosos de alta permeabilidad con niveles freáticos altos con sus respectivos problemas, la escasez de materiales arcillosos y el exceso de los de tipo permeable, obligan al diseño de estructuras en las que los primeros representan el mínimo volumen, para lograr los objetivos que implican los corazones impermeables de bordos y cortinas.

Se han construido en la península pequeños bordos para infiltración y recarga de acuíferos desplantados sobre materiales aluviales permeables, cuidando en todo caso que el corazón impermeable se profundice a fin de garantizar un gradiente inferior a 2. Los materiales de construcción son arcilla de la pantalla impermeable (que como se dijo representa el volumen mínimo) y respaldos con taludes muy tendidos de grava y arena, protegidos por rezaga y enrocamiento, a los que sigue una corona de rocas de mayor tamaño.

En este tipo de estructuras, la grava y arena requieren una producción tal que evite el paso de partículas de la arcilla que forma el corazón impermeable, y a la vez permite el flujo franco del agua que pasa por encima de dicho corazón cuando ocurren las avenidas máximas, lo que explica que los taludes de aguas abajo estén protegidos por enrocamientos de gran tamaño y con taludes tendidos a fin de evitar arrastre en los enrocamientos. Por las características de la península, así como

para controlar avenidas y recargar acuíferos, esta clase de bordos es característica en Baja California.

Valle de Mexicali. Se han construido bordos desplantados en arcillas expansivas o bien sobre limos, efectuando una limpieza de aproximadamente 75 cm para eliminar suelos contaminados por materia orgánica. Los bordos son de arcilla compactada al 95% del peso volumétrico óptimo y con humedades superiores a la óptima, protegiendo las taludes con chapas de grava y arena.

Distrito de Riago No. 14. Debido a la presencia de arcillas expansivas en algunas zonas de trazo de canales, para la construcción de estos se han usado dos procedimientos que contrarrestan su efecto en los revestimientos de concreto que se emplean en esas estructuras. En los canales construidos en corte, se sustituyen los materiales arcillosos expansivos por otros de tipo inerte en un ancho de 3 m en las taludes y 75 cm en el desplante. El otro estriba en saturar con agua, con contenidos de sales hasta de 46 000 partes por millón, los materiales expansivos cortados en la excavación una vez saturados, se procede al revestimiento.

Para el caso de canales en terraplén, los materiales arcillosos expansivos se compactan agregando agua de iguales características de salinidad que los mencionadas y alcanzando porcentajes de compactación entre 85 y 90 %. En cuanto a suelos arenosos con niveles freáticos altos, se efectúan las excavaciones una vez que se abate el nivel freático 30 cm abajo de la rasante de la plantilla del canal, y se reviste de inmediato, quedando limitada la operación de los canales a mantener en ellos tirantes de agua que contrarresten los empujes hidrostáticos que tienden a mover las fosas del revestimiento hacia el canal.

2.2 Sonora

La entidad presenta suelos residuales o transportados con características propias de las arenas y limos, estos materiales han obligado a la construcción de corazones amplios desplantados hasta la roca basal, para evitar movimientos de la cimentación que puedan producir grietas en los suelos rígidos o bien problemas por flujo de agua a través de la cimentación. En cuanto a sus presas, la cimentación de las cortinas está constituida por diferente tipo de rocas, teniendo casos de pizarras, granitos, basaltos y conglomerados.

Para interceptar los materiales permeables existentes en el cauce de los ríos, los corazones impermeables de las presas se han llevado hasta la roca basal mediante una trinchera que se rellena con arcilla compactada y los respaldos se dejan sobre los acarreos del cauce, además se han efectuado en las fondas limpias de la roca alterada para desplantarlas sobre roca sana. En algunos casos, la limpieza para el desplante del corazón impermeable ha abarcado toda el área de su trazo cuando las espesores de los acarreos no excedían de 8 m en las presas Cundámac, Abelardo L. Rodríguez y Alvaro Obregón se construyeron sus corazones con taludes de 1.5:1 y prolongáloslos con trincheras excavadas en los materiales de acarreo.

Los bordos se han desplantado superficialmente haciendo limpios cámaras, la cual ha originado que en ocasiones sufran asentamientos diferenciales que implican reparaciones una vez que están en operación.

Por las características de los suelos de Sonora, los materiales integrantes del corazón han sido del tipo limoarcillosos, por lo que sus taludes son tendidos para evitar problemas de erosión interna por flujo de agua, los respaldos de las cortinas están constituidos por materiales permeables de grava, arena y chapa de roca, y los canales con materiales limoarenosos y recubiertos de concreto.

En la masa arenosa de San Luis Río Colorado, Son., los canales revestidos que conducen el agua de las plantas de bombeo han presentado el problema de azoamiento provocado por las arenas transportadas adictamente, al grado de llegar a cubrirlos completamente. En esta área se consideró la posibilidad de encontrar materiales del tipo catapable, pero estudios posteriores demostraron que no existían en el área.

2.3 Sinaloa

Las cortinas de las presas son de materiales graduados, con corazón impermeable de arcilla con taludes máximos de 0.5:1, desplantado en el cauce sobre la roca basal mediante trincheras que interceptan los acarreo, además de efectuar una limpieza que elimina los suelos que cubren la roca o la parte de éste que se encuentra alterada. Algunos respaldos son de materiales producto de la desintegración de los granitos de la región o bien de grava y arena, y rezago de roca; finalmente todas las cortinas han sido protegidas con enrocamiento producto de la explotación de bancos de préstamo.

Existe en la entidad gran número de bordos con sección homogénea de arcilla compactada o bien de sección de materiales graduados, que forman parte del sistema de canales que se ideó para salvar arroyos o talwegs en sustitución de puentes, canales o sifones, su ventaja es la de originar vasos de almacenamiento que permiten regularizar la operación de los canales.

El material de cimentación de los bordos ha sido variable, se tienen casos de desplante sobre arcillas, gravas arenas y limos.

El problema más frecuente en la construcción de canales en Sinaloa, es el que originan las arcillas de alta expansividad existentes en gran parte de las áreas que integran los distritos de riego, afectando a los canales laterales y en escalones o los principales. La construcción de canales en este tipo de material se realiza actualmente sustituyendo las arcillas expansivas por material inerte en un espesor de 3 m en las taludes y de 75 cm en la plantilla además de revestirlas, lo cual ha dado resultados aceptables.

Cuando se inició la construcción de canales en el estado no se tomaron medidas preventivas para contrarrestar los efectos de las arcillas expansivas, por lo que surgieron fallas de gran magnitud, las cuales fueron reparadas retirando los materiales arcillosos en contacto con el revestimiento a fin de sustituirlos con rezago o bien suelos inertes.

3. EXPLORACION Y MUESTREO

3.1 Cimentación de Presas

El estudio de la cimentación de una cortina se inicia con un levantamiento superficial geológico de la boquilla a partir del cual se fija el programa de exploraciones, las que generalmente se realizan con máquina rotatoria con barril doble o sencillo en diámetro NX, extrayendo coronas de roca de dicha boquilla. A partir de los resultados de las exploraciones, se forma el perfil geológico de esta, mostrando el porcentaje de recuperación de la roca y su clasificación en cuanto a calidad. Normalmente se utilizan las perforaciones de los sondeos para efectuar pruebas de permeabilidad. Una vez que la información se ha estudiado, se sabe si hay necesidad o no de tratar la roca de la boquilla y qué limpiezas se requerirán para el desplante de la cortina.

Después que se ha logrado el perfil geológico de la boquilla, se decide sobre la necesidad de extraer muestras cúbicas inalteradas de pozos a cielo abierto, con lo cual es posible determinar en laboratorio las propiedades mecánicas de los suelos. Estos pozos se llevan hasta detectar la roca basal independientemente de la presencia del nivel de aguas freáticas y las posibles requerimientos de ademe. Cuando en la cimentación existen materiales altamente intemperizables se emplean dispositivos especiales de muestreo (Fotos 1 y 2).

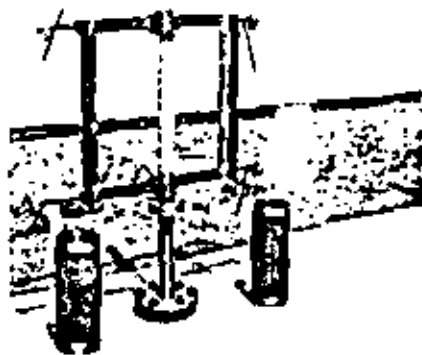


Foto 1. Dispositivo de muestreo para triaxial de 15 cm de diámetro



Foto 2. Obtención de muestra inalterada para triaxial de 15 cm de diámetro

Para definir el perfil estratigráfico de los suelos en la cimentación, deben tomarse además de las muestras inalteradas, otras que sean representativas en toda la profundidad de los pozos. Para el caso de materiales de acarreo fortificados por gravas y arenas, se hace un muestreo de tipo integral complementado con la realización de colas para la obtención de pesos volumétricos de los materiales de la zona del cauce, que permitan posteriormente reproducir en el laboratorio las características de estos. La localización de los pozos se hace de acuerdo con la topografía de la boquilla y la descripción de materiales acusada en el perfil geológico mencionado. Los estudios de los suelos existentes se enfocan generalmente a determinar si estos se retiran parcial o totalmente para efectuar el desplante de la cortina.

La geología del vaso se determina mediante reconocimientos superficiales y pozos a cielo abierto, localizando agudezas, fracturas, fallas y zonas permeables, determinando la capa superficial e impermeable que cubre la roca. Todo lo anterior se relaciona con la cota de embalse con objeto de estudiar su comportamiento bajo las presiones hidrostáticas propias del almacenamiento de la presa. La estabilidad de los laderas es muy importante, por lo que se verifica que no existan indicios de deslizamiento.

En cuanto al análisis de los datos y clasificación de la roca, resulta necesario aplicar el criterio RQD, determinar los módulos de deformabilidad de las distintas rocas que integran la cimentación de las cortinas y mejorar los equipos muestreadores.

3.2 Cimentación de bordos

En el caso de los bordos construídos por dependencias oficiales, es normal realizar exploraciones mediante pozos a cielo abierto para determinar el perfil estratigráfico de la cimentación a lo largo del eje, recuperando muestras inalteradas de los mismos, aún cuando en algunas ocasiones se efectúan exploraciones con máquina rotatoria a fin de definir las características de la roca basal.

3.3 Cimentación de canales

La exploración y muestra en canales se enfoca hacia la determinación de los tipos de suelos existentes a lo largo del trazo de los mismos. Los trabajos se inician con el análisis de los datos geológicos de la zona y fotointerpretación. Con base en esa información, se define tentativamente la separación entre sondeos (los cuales en general se efectúan con pozo a cielo abierto), para recuperar muestras representativas de los distintos suelos existentes, cuya clasificación permite fijar los sitios convenientes para los pozos a cielo abierto y recuperar muestras cúbicas inalteradas. La profundidad a la que se llevan los sondeos es de 3 m abajo de la plantilla del canal.

3.4 Materiales de construcción para cortinas y bordos

La exploración de materiales para construcción de cortinas y bordos se inicia con un recorrido de las tierras cercanas al eje de la boquilla, localizando los sitios donde se encuentran los materiales impermeables, permeables y enrocamiento.

3.4.1 Materiales impermeables

El área se cubre de sondeos mediante pala posteadora en los vértices de una cuadrícula de 100 m por lado, garantizando la existencia del volumen de material que se requiere en la cortina o bordo.

Con los materiales obtenidos se realizan ensayos de clasificación en el campo para definir número, localización y profundidad de los pozos a cielo abierto, que se ejecutan posteriormente para el muestreo definitivo. En dichos pozos se determina la estratigrafía del banco en forma más precisa muestreando en capas y de manera integral para estar en posibilidades de definir cómo atacar los bancos.

3.4.2 Materiales permeables

La exploración de estos materiales se realiza por trincheras abiertas, generalmente con tractor, en las vegas del río, en las que se determina el espesor de los acarreos cuya explotación es posible por la posición de los niveles freáticos existentes tomando muestras integrales de los mismos para su análisis en laboratorio.

3.4.3 Enrocamiento

Los bancos de roca se exploran en general mediante perforaciones con máquina rotatoria recuperando corizas; estas se llevan hasta una profundidad que garantice el volumen y calidad de la roca requerida.

3.5 Materiales de construcción para canales

En caso de canales en terraplén o que se requiere sustituir alguna capa de material expansivo, se exploran préstamo lateral y se realizan muestras aprovechando además la información obtenida a lo largo del eje del canal.

Cuando los materiales de préstamo lateral no son adecuados para formar los bordos, se localizan bancos cercanos a la obra, que se exploran y muestran en igual forma que la indicada para los bancos de préstamo de cortinas y bordos.

4. ENSAYES DE LABORATORIO

La obtención de las propiedades físicas de los suelos de la cimentación y de los materiales para construcción de cortinas, bordos y canales se enfoca a determinar las características de granulometría y plasticidad que permitan realizar un programa de ensayos de laboratorio para conocer las propiedades mecánicas de los suelos, las que generalmente son: los límites de consistencia, granulometría por vía seca y húmeda, densidad de sólidos y en el caso de los materiales de préstamo, pruebas Práctor. Los ensayos de laboratorio se realizan de acuerdo con los procedimientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

4.1 Propiedades mecánicas de los materiales de la cimentación

Las muestras procedentes de la cimentación de cortinas y bordos se someten a ensayos de laboratorio a fin de definir su resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad y permeabilidad.

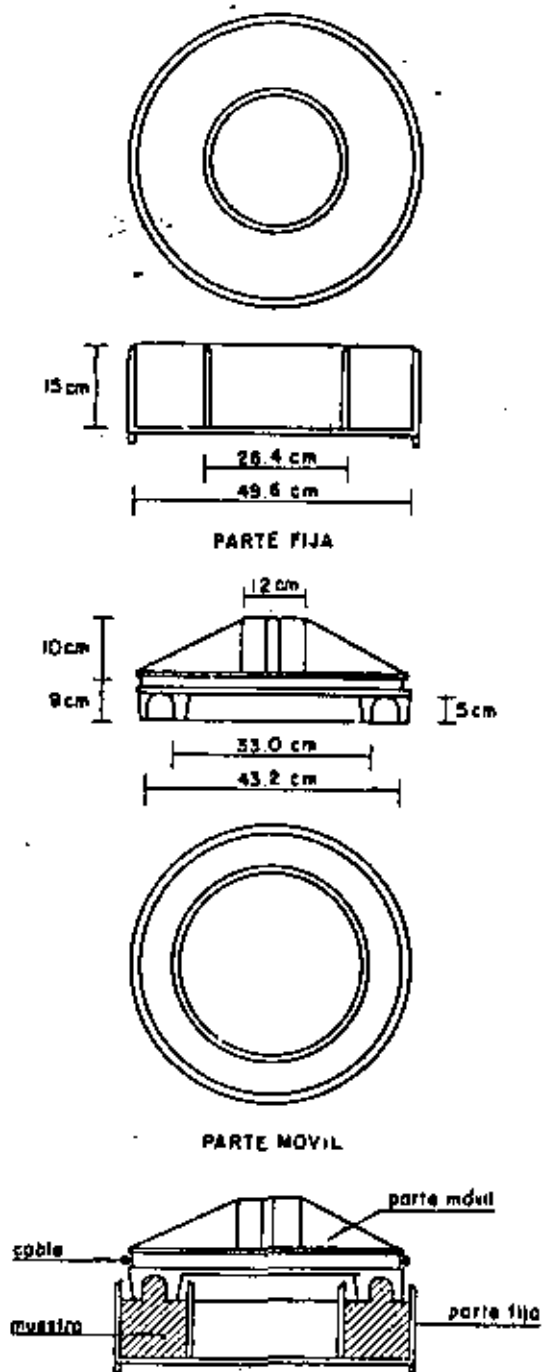
La resistencia al corte en suelos finos, se determina con pruebas de compresión triaxial del tipo rápida y rápida con saturación de tal manera que la diferencia sea en general, igual a 0.5 kg/cm². Las presiones de confinamiento para ensayos de compresión triaxial en probetas de 3.56 cm de diámetro, se fijan de acuerdo con la altura de la estructura, llegando a aplicar presiones de 8 kg/cm² como en el caso de la presa Miguel Alemán.

Cuando los suelos tienen un grado de saturación inferior a 100 % se saturan en laboratorio aplicando una contrapresión, simultáneamente con la presión de confinamiento, siendo ésta última de valor ligeramente superior, de tal manera que la diferencia sea en general, igual a 0.5 kg/cm². Las presiones de confinamiento para ensayos de compresión triaxial en probetas de 3.56 cm de diámetro, se fijan de acuerdo con la altura de la estructura, llegando a aplicar presiones de 8 kg/cm² como en el caso de la presa Miguel Alemán.

Además de los ensayos de compresión triaxial se realizan los de corte directo en especímenes de 10 cm de diámetro.

y las de corte directo por torsión en probetas anulares con diámetro de 49.6 cm; en la fig 1 y fotos 3 a 5 se presentan detalles del equipo de prueba.

La máxima presión de confinamiento que soporta el equipo es de 16 kg/cm², o sea el equivalente a un corazón de aproximadamente 80 m de altura gravitando sobre la cimentación donde se obtuvo la muestra ensayada.



CAJA DE CORTE DIRECTO POR TORSION

Fig 1

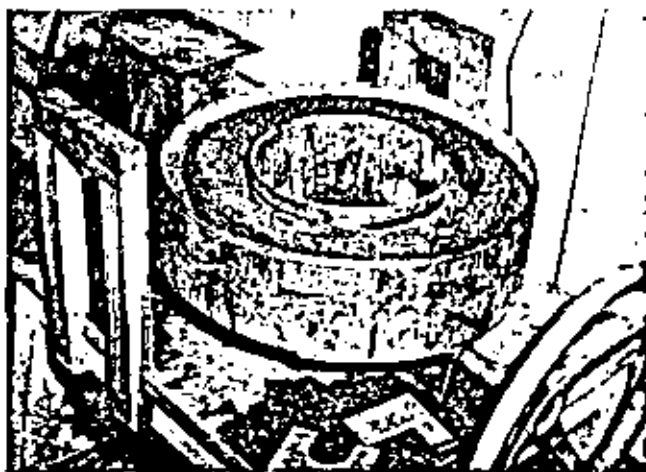


Foto 3. Muestra terminada de labor y lista para ensayarse en corte por torsión

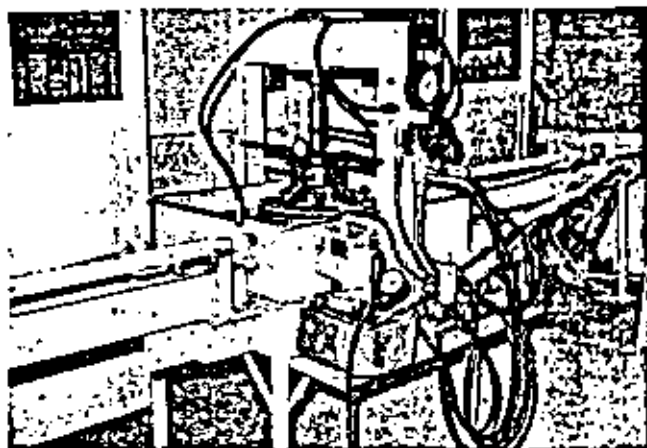


Foto 4. Dispositiva de ensaye de corte por torsión

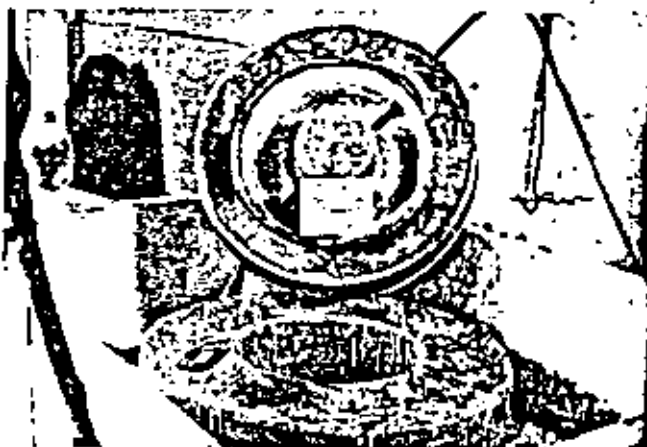


Foto 5. Muestra ensayada en corte por torsión

Para el caso de los materiales permeables existentes en la cimentación, se reproducen en el laboratorio las características obtenidas en el sitio y se realizan pruebas de compresión triaxial drenada en especímenes saturados de 10, 15 y 38

cm de diámetro, de acuerdo al tamaño máximo de partículas que integran los materiales permeables. Las presiones de confinamiento dependen de los esfuerzos que transmitirá la estructura.

Conviene señalar que los ensayos en especímenes de 38 cm de diámetro se realizan aproximadamente desde 1958, aplicándose por primera vez en el noroeste en el estudio de materiales para el respaldo de la sobreelevación de la cortina de la presa Miguel Hidalgo. Para determinar la deformabilidad de los suelos arcillosos, se realizan pruebas de consolidación unidimensional. La permeabilidad se determina en ensayos de carga constante o variable de acuerdo al tipo de material.

4.2 Ensayos para determinar las propiedades mecánicas de los materiales de construcción

Una vez que se ha determinado, con base en las pruebas índice, que el material de los bancos de préstamo es adecuado para el uso que se le pretenda dar, se procede a determinar, en las muestras procedentes de los mismos, la resistencia al corte, permeabilidad y deformabilidad.

La determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en materiales arcillosos se efectúa de manera totalmente similar a la empleada en especímenes inalterados procedentes de la cimentación; solo que en este caso, las probetas se elaboran dándoles un peso volumétrico seco igual a 93 % del óptimo obtenido en la prueba de compactación Próctor. Además, no es necesario saturar las probetas por contrapresión, ya que se forman adicionándoles una cantidad de agua tal que el grado de saturación obtenido sea igual a 100 %; lo que se hace a fin de reproducir la saturación originada, durante la construcción, por la presión confinante a que es sometido el material conforme la obra avanza, lo cual hace que el agua de los huecos se diluya en el agua y también durante la vida útil de la presa por el flujo de agua que inevitablemente se origina.

Las presiones de confinamiento a que se someten los especímenes varían mucho, siendo comunes para bordos presiones de 0.125 kg/cm² hasta 2 kg/cm², y para presas la máxima que puede soportar el equipo de ensayo.

En el caso de materiales permeables, se determina inicialmente el máximo peso volumétrico que estos pueden alcanzar en la prueba de densidad relativa, y posteriormente se ensayan especímenes con un peso volumétrico igual al 100% del máximo obtenido en dicha prueba. El alto porcentaje de densidad relativa para la formación de los especímenes se debe a que este tipo de ensayé conforme se realiza hasta ahora, no representa la compactación que es posible dar con los modernos equipos de que se dispone.

El espécimen formado se satura a 100 %, empleando una contrapresión de 0.5 kg/cm² y se ensaya aplicando presiones confinantes variables que para presas son generalmente de 8 kg/cm², aunque pudieran llegar hasta 25 kg/cm². En general, la prueba se realiza permitiendo el libre drenaje tanto en la aplicación de la presión confinante como durante la falla, aunque depende de la permeabilidad del material ensayado.

La resistencia al esfuerzo cortante de los materiales que forman los filtros, se determina en pruebas de compresión triaxial de 15 cm de diámetro, saturando el material y dejando los drenes oblatos durante el ensayo; generalmente se ha considerado para este tipo de materiales un ángulo de fricción interna de 35° y 0 de cohesión.

La permeabilidad se determina, para material impermeable, con un permeámetro de carga variable sobre probetas elaboradas con un 95 % del peso volumétrico óptimo obtenido en la prueba de compactación Próctor. Para los permeables no se acostumbra hacer esta determinación, ya que en general drenan libremente, aunque para materiales contaminados con finos se puede realizar la determinación con el permeámetro de carga constante (Krimline). En este caso, los especímenes elaborados tienen el peso volumétrico máximo determinado en la prueba de densidad relativa.

La deformabilidad de los materiales impermeables se determina mediante pruebas de consolidación unidimensional sobre probetas, en las cuales se ha reproducido 95 % del peso volumétrico óptimo (Próctor), siendo común saturar las muestras al inicio del ensayo o fin de observar su comportamiento sin carga, o bien cuando la muestra se encuentra con la carga máxima a que se la sujetará. Los rangos de presiones aplicadas van de 0.125 kg/cm² a 8 kg/cm².

4.3 Expansividad

Del análisis de la información obtenida con las pruebas índice que se realizan en los materiales, y basándose principalmente en la actividad de los suelos, se programan pruebas de expansión en el consolidómetro convencional o en el expansómetro unidimensional para bordos y canales; estas ensayos se describen a continuación.

4.3.1 Prueba de expansión en consolidómetro

Las pruebas de expansión en el consolidómetro se realizan en muestras inalteradas o compactadas, según se trate de estudiar materiales de la cimentación o de préstamos para construir bordos o canales. En este último caso se preparan en laboratorio con diferentes grados de compactación y contenido de agua con relación a los óptimos, según la prueba Próctor, con objeto de determinar la variación de la expansividad al variar estos conceptos.

Las probetas, inalteradas o compactadas, se someten a diferentes condiciones de saturación en la siguiente forma:

- Se coloca la probeta en el consolidómetro con el contenido de agua indicado anteriormente.
- Se somete la probeta a un secado al aire; para acelerar este proceso normalmente se emplean lámparas, cuidando únicamente que la temperatura en el consolidómetro no exceda de 36°.
- Se satura la muestra, permitiendo que se presenten los movimientos hasta que estos se estabilicen.

Con la secuencia de prueba anterior se pretende re -

producir la condición inicial del material en la obra, su posterior secado al estar expuesto a la temperatura del ambiente y finalmente la saturación provocada por la filtración de agua a través del bordo o revestimiento del canal.

Se determinan el contenido de agua y relación de vacíos al inicio de la prueba: Después del secado se calcula la relación de vacíos y por último se determina el contenido de agua y relación de vacíos una vez que concluyó la saturación. Con estos resultados se calcula el porcentaje de deformación unitaria y volumétrica que sufren los suelos al variar su contenido de agua. En cuanto a la presión de expansión que es capaz de desarrollar el material, se obtiene continuando el proceso de consolidación incrementando presiones hasta llegar a la relación de vacíos mínima lograda al secar la muestra ensayada. En la fig 2 se muestra la gráfica de un ensayo de expansión, en la que se aprecia que la relación de vacíos inicial se reduce de 0.68 a 0.60 al secarse y, posteriormente al saturarse aumenta a 0.92. La deformación unitaria correspondiente a una variación del contenido de agua entre el inicial y el de saturación, es de 14.2%, y para una variación de seco a saturado se tiene 33.2% de deformación unitaria. Las presiones de expansión para cuando el suelo tenga contenidos de agua correspondientes al inicial y seco, son de 2.6 y 4.6 kg/cm², respectivamente.

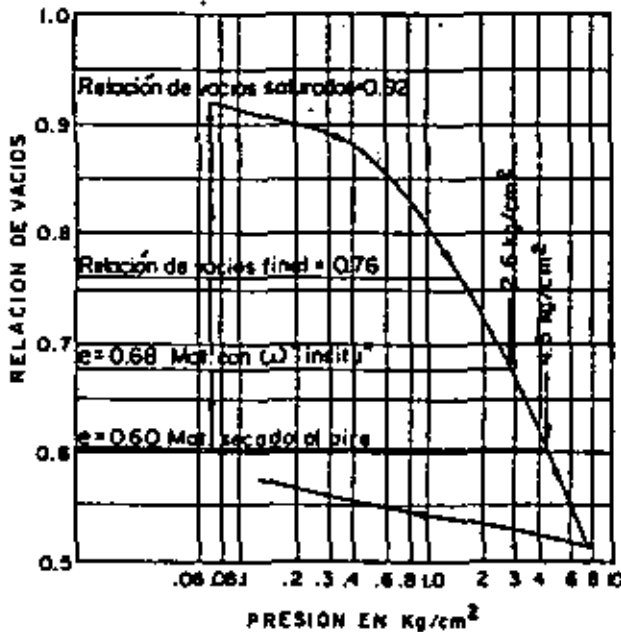


Fig 2

4.3.2 Prueba de expansión en expansómetro unidimensional

Este expansómetro permite determinar la variación lineal y volumétrica del suelo para diferentes

grados de saturación. Consta de un anillo flotante para alojar

el espécimen por ensayar, dos piedras porosas, la superior con diámetro menor que el interior del anillo flotante y la inferior con diámetro mayor que el diámetro exterior del mismo anillo, una placa para distribuir la presión sobre la muestra, un vástago para transmitir los movimientos a un micrómetro y una pesa para producir una presión de 0.07 kg/cm² (fig 3). En las fotos 6 a 9 se muestra el equipo de prueba.

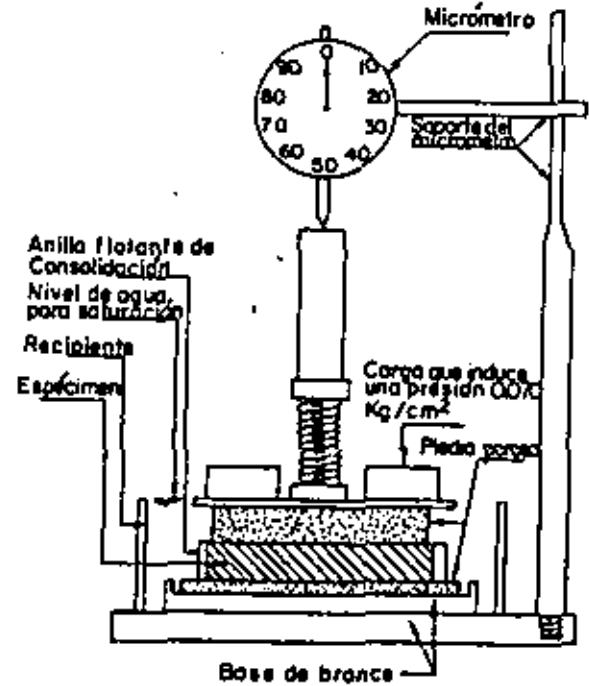


Fig 3

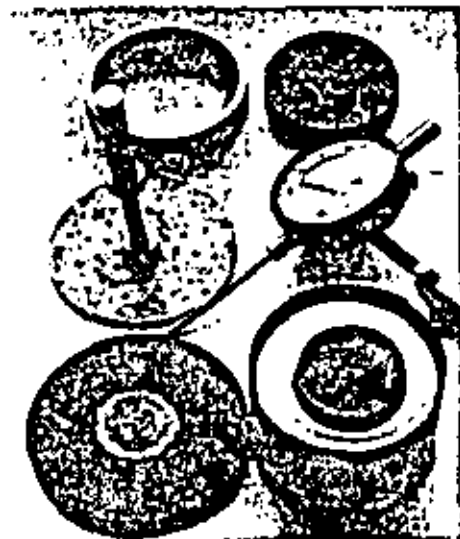


Foto 6

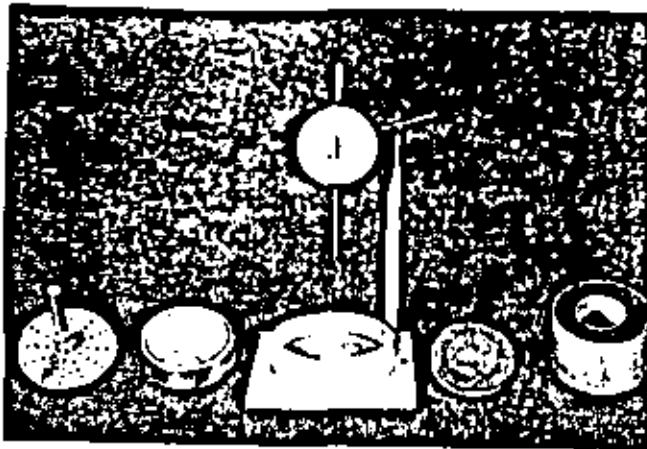


Foto 7

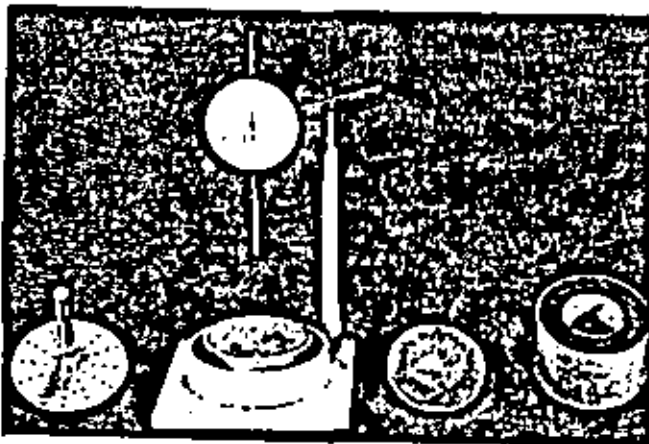


Foto 8

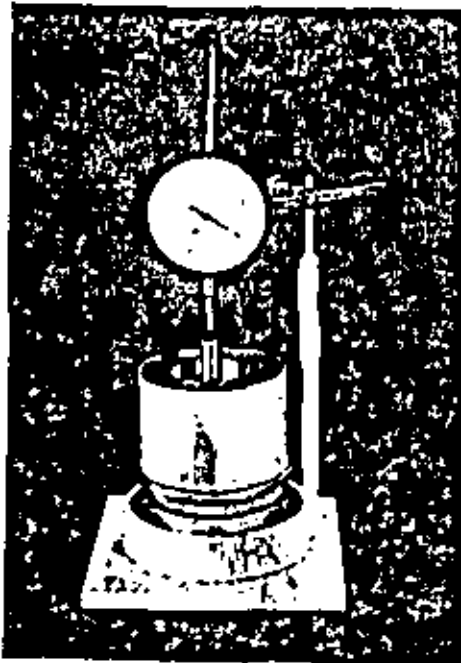


Foto 9

Una vez colocada en el expansómetro la probeta por ensayar se toma la lectura inicial del micrómetro y a continuación se aplica una carga de 0.07 kg/cm^2 . Se toman lecturas de tiempo contra deformación por segundo de la muestra y cuando el material no sufre incremento de deformaciones por deshidratación, se desmonta la probeta y se determina el volumen de la misma; se monta nuevamente y se sella para conocer la deformación que experimenta el espécimen al alcanzar 100% de saturación.

Con los datos obtenidos se determina la relación de vacíos grado de saturación para condiciones iniciales y finales, así como la deformación lineal y volumétrica porcentual.

5. DISEÑO

En el diseño de las cortinas, bordos y canales que se han construido en el noroeste del país se distinguen perfectamente dos períodos: en el primero se consideran los casos de cortinas diseñados exclusivamente siguiendo el criterio de similitud de problemas y la experiencia en obras anteriores. Posteriormente, alrededor de 1959 se inicia el segundo período, en el cual el diseño de cortinas y canales se realiza aplicando los conocimientos actualizados de mecánica de suelos; a este corresponden, entre otras, las presas El Hunsayo, Miguel Hidalgo y Josefa Ortiz de Domínguez y los bordos Los Becos, las lagunas de estabilización de Mexicaltl y el de infiltración de Santa Domingo.

Factores importantes en el diseño son las condiciones geológicas de la boquilla y del vaso, la disponibilidad de materiales para la construcción y el objetivo de la obra.

En función de los conceptos citados, se determina el tipo de cortina o bordo, que puede ser de sección homogénea o de materiales graduados, se selecciona una geometría y disposición de los materiales en el cuerpo de la cortina, considerando las condiciones que imponga la cimentación en cuanto a deformabilidad, permeabilidad y topografía; y finalmente, la potencia de los diferentes bancos de préstamo que se hayan estudiado para la estructura, buscando, en general, el aprovechamiento óptimo de las propiedades mecánicas de los materiales disponibles.

Una vez que se tiene la distribución de los materiales dentro de la cortina o bordo y se conocen las elevaciones de la obra de toma, cresta verdadera, nivel de aguas máximas extraordinarias y la elevación de corona, se está en posibilidad de diseñar la cortina o bordo, lo que comprende en sí la revisión de la estabilidad de las taludes y el análisis de las condiciones del flujo de agua, incluyendo el cálculo del factor de seguridad contra hulficación y el análisis de asentamientos.

El diseño de bordos de infiltración requiere una atención especial, ya que al ocurrir las avenidas máximas, las excedencias de la capacidad de almacenamiento pasan sobre la cortina; por lo que los bordos están integrados por un co razón impermeable desplazado a una determinada profundidad en los materiales aluviales de los cauces, que generalmente se fija considerando la velocidad de salida que se genera bajo la carga del embalse. Igualmente se colocan respaldos de grava

y arena que envuelven totalmente el corazón y tienen distribución granulométrica que impide el arrastre de los materiales arcillosos que forman la pantalla impermeable. Finalmente se coloca un enrocamiento graduado, de dimensiones adecuadas, que evita en primer lugar, el arrastre de la grava y arena que envuelve el corazón y en segundo, que la misma roca sea desplazada por el agua que pasa sobre la cortina. Este caso se ilustra con el bordo Santo Domingo.

También corresponden al diseño las especificaciones de los pesos volumétricos mínimos recomendables para los materiales de construcción, los contenidos de agua requeridos para su colocación y la distribución de los mismos.

Otro concepto importante es el control de la calidad que debe imperar durante la construcción, a fin de garantizar que los materiales tengan las propiedades mecánicas consideradas en el diseño.

5.1 Tratamiento de la cimentación

Uno de los aspectos más importantes en el diseño y construcción de cortinas y bordos de tierra, es el correspondiente al tratamiento de la cimentación. Implica la limpieza del área comprendida dentro de las trazas de la cortina o bordo, con lo cual se verifica la calidad de los materiales que servirán de desplante y a la vez pueden observarse los accidentes geológicos no detectados en los exploraciones.

El tratamiento puede consistir exclusivamente en la limpieza para el caso de rocas sanas o con espesores mínimos de intemperización, o bien, el de efectuar tapetes de consolidación con inyectado para el caso de rocas fisuradas superficialmente y cuando la calidad de la roca sea dudosa, la construcción de pantalla impermeable de inyectado a profundidades de acuerdo al embalse.

En las presas sonorenas fue común colocar un dentellón de concreto para interceptar el flujo a través de las rocas fracturadas y alteradas, el cual llegó hasta profundidades de 5 m como es el caso de la presa Abelardo L. Rodríguez, los dentellones se construyeron aun en rocas sanas, prolongándolo dentro del corazón impermeable. En la actualidad este tipo de dentellones se han eliminado. Para materiales permeables como en la presa Alvaro Obregón, la solución común consistió en la construcción de trincheras rellenas con arcilla compactada que se desplantaban sobre la roca, llegando a tenerse profundidades hasta de 33 m.

A pesar de lo poco práctico se siguen construyendo trincheras, o bien se acostumbra la erección de pantallas impermeables de lechada como es el caso de la cimentación del bordo Los Higueros, Sin.

Para bordos de pequeña altura, el tratamiento consiste en una limpieza superficial y la excavación de una trinchera con profundidad aproximada de 2 m para alojar el corazón impermeable.

En canales, el tratamiento de la cimentación en suelos expansivos es el de efectuar una sustitución parcial a

fin de evitar que los movimientos por esta causa destruyan los revestimientos o bien se realiza una saturación con agua con el contenido de sales para provocar los movimientos antes de colocar el revestimiento. Finalmente para suelos colapsables, se saturan los materiales antes de colocar el revestimiento.

5.2 Distribución y colocación de materiales en el cuerpo de cortinas y bordos

La selección del material que se utiliza en el corazón impermeable de las cortinas y bordos, se realiza tomando en cuenta las características de plasticidad, composición granulométrica, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante; en cuanto a la plasticidad de los suelos que integran el corazón, se elige de preferencia arcilla de alta plasticidad en los casos que la cimentación induce asentamientos de importancia. En todos aquellos en los que la cimentación sea poco deformable, puede permitirse el empleo de suelos de mediana plasticidad con un contenido de partículas mayores que la malla No. 4, que den cierta rigidez a los materiales. Los taludes que limitan al corazón impermeable se definen con base en las propiedades de los materiales, procurando que su pendiente no genere gradientes de filtración superiores a 2; cuando se sobrepasa este, se revisa que los materiales del corazón no sufran arrastres por erosión interna, determinando su factor de seguridad contra tubificación.

Los materiales que integran el corazón impermeable se colocan preferentemente con un peso volumétrico seco correspondiente al 95 % del peso volumétrico óptimo, valor que con los procedimientos normales de compactación usados en el campo se alcanza con relativa facilidad; el material se coloca con una humedad superior a la óptima en un 2 %. (La energía de compactación es de 7.5 kg-cm/cm³ para la determinación del peso volumétrico óptimo).

La distribución de los materiales impermeables se hace en función de las deformaciones que se estima ocurrirán en la cimentación. No es normal colocar menos plásticos en las elevaciones inferiores de la cortina y los más plásticos en las superiores en la zona de cierre. Es usual determi-

nar la estabilidad del talud del corazón impermeable en el sentido longitudinal de la cortina, con objeto de dar la pendiente de acuerdo con las propiedades mecánicas de los suelos que lo forman, quedando por lo general con taludes de 2:1 para materiales arcillosos y de 3:1 para aquellos con alto contenido de limas. Inclusive en función de su altura, se pueden requerir bermas. El corazón impermeable se protege en el sentido longitudinal de la cortina mediante materiales que impidan su erosión y secado. Al efectuar el cierre, los materiales que sirven de protección al corazón son retirados, recortando parte de este para lograr mejor ligo al continuar con la construcción del corazón en la zona del cierre.

Cuando se tienen contactos entre el corazón impermeable y las estructuras rígidas se pone especial cuidado en la colocación del material, dejando en dichas estructuras aleros para incrementar el paso de filtración; la compactación se lleva a efecto por bailarinas y en capas no mayores de 5 cm, como en el caso de la presa Guamúchil, Sin., en que el corazón se recarga en el muro del vertedor.

Los respaldos más comunes en las cortinas y bordos están integrados por grava y arena o bien por relleno producto de la explotación de bancas de préstamo, o de las excavaciones que se llevan a efecto para alojar las estructuras auxiliares de las presas o pequeños almacenamientos. Estos materiales generalmente se ha colocado en capas de 40 cm de espesor compactados con cuatro pasadas de rodillo liso de 10 ton.

Los enrocamientos para protección de los respaldos están generalmente integrados por rocas de gran tamaño con volúmenes entre .75 y 1 m³ y se colocan a volta, procurando desplazar con la cuchilla del tractor los fragmentos de mayor tamaño hacia afuera de las taludes. Es común utilizar en este tipo de materiales un ángulo de fricción interna de 45°.

5.3 Estabilidad

El diseño de los taludes de cortinas, bordos y canales, se realiza analizando la estabilidad por el método Suroco considerando las condiciones que guardan los materiales durante la construcción y operación de las obras.

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante que se emplean en los análisis de estabilidad para las condiciones iniciales y normales de trabajo se obtienen siempre a partir de especímenes de suelo saturado, considerando que estos se saturan a partir del contenido de agua de compactación y la reducción de la relación de vacíos ocasionada por el peso propio del material del corazón impermeable.

En condiciones iniciales se analizan dos casos: uno con el agua al nivel de la obra de toma y otro a nivel de la cresta vertedera. En estos análisis se emplean en el corazón impermeable las propiedades de la prueba rápida y el peso volumétrico húmedo, para el material permeable que se encuentra arriba del nivel del agua se considera un peso volumétrico seco, y sumergido para el material que se encuentra abajo de este nivel. En el análisis de estabilidad para esta condición se toma en cuenta la presión hidrostática que actúa en el paramentado del corazón impermeable.

Para las condiciones normales de trabajo se emplean las propiedades mecánicas determinadas en pruebas de compresión triaxial del tipo rápida consolidado, y se analiza la estabilidad a presa llena y vaciada rápida con el nivel del agua en la obra de toma. Considerando el efecto de las fuerzas de filtración, el peso volumétrico del material del corazón impermeable arriba de la línea superior de saturación es el húmedo, y abajo al sumergido. Para el material permeable, arriba del nivel del agua se estima como peso volumétrico seco y abajo de este, sumergido.

En la estabilidad de los taludes de las excavaciones o terraplenes para alojar canales, se considera la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en compresión triaxial una vez que el espécimen ensayado ha sufrido la deformación a causa de las expansiones que se generan al saturar el suelo.

Todos los condiciones de análisis de estabilidad se revisan bajo el aspecto de carga dinámica por efecto de sísmo, introduciendo este mediante un factor proporcional a la aceleración de la gravedad en forma estática.

5.4 Flujo de agua

Las condiciones del flujo de agua a través de la cimentación, laderas y estructuras térmicas, y se analizan aplicando el criterio de Arthur Casagrande, a partir del cual se calculan los gastos de filtración y las presiones que genera esto al fluir a través de los elementos mencionados. Con la información obtenida se revisa la posibilidad de falla por tubificación de los materiales.

En caso de que los materiales de cimentación requieran protección, se diseñan: drenes de grava y arena al pie del talud de aguas abajo, prolongaciones del corazón impermeable hacia el talud de aguas arriba, trincheras rellenas de material impermeable o pozos de alivio al pie del talud aguas abajo.

5.4.1 Diseño de filtros

El diseño de filtros para protección del corazón impermeable de la cortina o bordo se realiza de acuerdo a Casagrande, según el cual deben colocarse materiales con granulometrías que impidan el paso de aquellos que integran el corazón impermeable y permitan en cambio el flujo del agua que se infiltra.

En ocasiones se acomodan materiales después del corazón impermeable que hace las veces de filtro, con la única condición que la permeabilidad de estos sea superior en 100 veces al del material impermeable del corazón.

Los filtros se forman con grava y arena bien graduadas y se colocan en capas de 30 cm compactados al 100 % de densidad relativa.

5.5 Asentamientos

Los asentamientos en suelos compresibles y saturados se calculan para las cortinas y bordos aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi y la distribución de esfuerzos a partir de la teoría de Boussinesq. En la mayoría de las presas los corazones impermeables se apoyan en rocas sanas, por lo que se considera que los asentamientos de estas son despreciables.

En el caso de bordos es más frecuente realizar análisis de asentamientos, debido a que por el costo de estas obras en general no es económico desplazarlos en roca sana cuando se encuentra a profundidades mayores de 5 m.

Si los respaldos de las cortinas se desplazan en suelos finos compresibles, se calculan los asentamientos de acuerdo con los criterios mencionados a fin de prever los hundimientos que se pudieran presentar y que afectarían al comportamiento del corazón impermeable.

Cuando se tienen suelos susceptibles a asentamientos o expansiones de importancia al saturarse, conviene estimar los movimientos que se pueden presentar con base en ensayos de laboratorio, en los que se someten muestras inalteradas representativas a saturación bajo diferentes presiones, determinándose la deformación unitaria correspondiente al esfuerzo que se transmitirá a la cimentación y extrapolando los resulta-

dos a los espesores de los suelos de la cimentación.

Es común en la mayoría de las cortinas y bordes del noroeste del país, colocar el material impermeable con un contenido de agua superior en aproximadamente 2 % del óptimo, con lo cual se le propicia mayor deflabilidad y que los asentamientos ocurran gradualmente conforme avanza la obra y no de manera instantánea al ocurrir la saturación.

6. CONTROL DE CALIDAD

La supervisión de acomodo de materiales para construcción de cortinas, bordes y canales es un punto muy importante en la ejecución de los proyectos, por esa razón conviene sea riguroso; para tal efecto se montan laboratorios de campo, que realizan la inspección de la colocación de materiales y ejecución del muestreo necesario. En este tipo de obras se acostumbra muestrear de los materiales compactados en función de sus volúmenes, tomando muestras inalteradas del material impermeable en la proporción siguiente: cada 20 000 m³ para bordes, cada 5 000 m³ para canales y cada 40 000 m³ para presas.

Además, se realizan diariamente pruebas para determinar la compactación del material colocado en sitios elegidos aleatoriamente. Las muestras inalteradas obtenidas periódicamente se envían para su estudio a los laboratorios centrales, donde se determina su ángulo de fricción, cohesión, módulo de deformación, características índice y gravimétricas, y se comparan con las utilizadas en el diseño.

Con base en los resultados que se obtengan, la información del avance de la obra y el control de calidad que efectúa el laboratorio de campo, se integra un informe que es analizado, el cual facilita la toma de decisiones para tratar de conseguir una buena calidad de obra y la disminución al máximo de las posibilidades de fallas en este tipo de estructuras de presas.

7. CASOS ILUSTRATIVOS DE PRESAS

7.1 Introducción

Las presas de gran almacenamiento en el noroeste de la República, presentan dos aspectos que es necesario resaltar: el primero consiste en el desperdicio anual de fuertes volúmenes de agua que van al mar como es el caso de Sinaloa, mientras que en Sonora y Baja California se padecen graves sequías que a su vez repercuten en fuertes pérdidas para la agricultura y ganadería de la región.

El otro aspecto estriba en que la construcción de grandes almacenamientos parece estar terminada para esta parte de la República, pues la última obra al respecto, sin tomar en cuenta la sobrelevación de la presa Miguel Hidalgo, realizada en 1965, constituyendo además una obra aislada, pues aproximadamente desde 1950 la construcción para di-

cha zona se ha limitado a presas derivadoras, presas de pequeño almacenamiento y a la formación de distritos de riego aprovechando a las aguas por derivación.

Este último aspecto parece evidente pensando que Sinaloa no necesita almacenar agua, en tanto que la península de Baja California y Sonora por carecer de ella no pueden almacenarla. Particularmente en Baja California, por su casi total carencia de recursos hidráulicos, no se ha justificado la construcción de grandes presas y solo últimamente se tiene en proyecto una para surtir de agua potable a Tijuana, la cual será alimentada mediante un canal artificial.

Actualmente se presta especial atención a los problemas del noroeste de la República, teniéndose inclusive la idea de aliviar las carencias de Sonora con los excedentes de Sinaloa y de Nayarit.

Por dicha razón la construcción de grandes presas cobra nuevo auge. Recientemente se terminó la construcción de la presa Guaymas y se proyectan otras como es el caso de la Bacurata.

A continuación se presentan algunos aspectos de interés relativos a presas ya construidas y las características y problemas sobresalientes de obras en proyecto, la localización de estas obras se muestra en el plano 1.

7.2 Comportamiento y separación de la presa Cuauhtémoc, Sonora

Antes conocida como presa Santa Teresa, se encuentra ubicada en la parte noroeste de Sonora, sobre el río Altar, a 6 km aguas abajo de Tubutama y 8 km aguas arriba del pueblo de Atil. Se construyó durante los años de 1947 a 1950, estimando una capacidad total de 45 millones de metros cúbicos. Se proyectó para fines de riego y control de avenidas. Los datos generales se incluyen en el plano 2.

Su boquilla está constituida por pizarras (esquistos) de varios tipos que forman las laderas, las que están cubiertas en el cauce del río por acarreos con 22 m de espesor. Las pizarras se encuentran muy plegadas, atravesadas por potentes filones de pegmatitas y apilitas; no se presentan fallas u otras dislocaciones. La roca, a pesar de estar intrusada por los diques de pegmatita, es bastante compacta y semipermeable (foto 10).

La forma que presenta la superficie de la roca firme en la boquilla es de una V, y su vértice coincide con el eje del cauce. Las pendientes de las laderas son fuertes a partir del mismo; en la parte superior se tienden con quiebres en la totalidad. (foto 11).

La altura de la cortina es de 32 m sobre el lecho del río y de 54 m hasta el fondo de la cimentación; la diferencia de 22 m corresponde al espesor de los depósitos fluviales de grava y arena que se encuentran en el cauce. Tiene una longitud de 650 m sobre la corona de eje curvilínea convexa hacia el vaso, un bordo libre de 2.44 m y la corona es de 10 m de ancho.

La presa se proyectó de materiales graduados, con un corazón impermeable central, amplia y simétrica, protegido



Foto 10. Vista hacia la margen izquierda del río sobre el eje de la cortina, mostrando los afloramientos de roca antes de los trabajos de limpieza para iniciar la excavación del detallón de concreto. 8 de marzo de 1948



Foto 11. Vista tomada desde el fondo de la excavación mostrando la saliente de roca de la margen derecha. 8 de marzo de 1948

con respaldos de enrocamiento, el cual tiene además un ancho de coronas de 6 m y taludes 1.5:1, y se prolonga hasta anclar la roca mediante una trinchera que corta los acorreaos con taludes de 2:1, ancho de plantilla en la base de 10 m y 300 m de longitud. Los respaldos de enrocamiento son de taludes de 2.25:1 aguas arriba y 2:1 aguas abajo (plano 2).

El corazón se formó con el producto de un banco localizado aguas abajo a una distancia de 500 m, cuyas características indicadas en el plano 1 corresponden a las de una arena-limosa, constituida por 12 % de grava, 45 % de arena y 43 % de finos. Los límites de consistencia quedan entre la frontera de limas y arcillas poco plásticas.

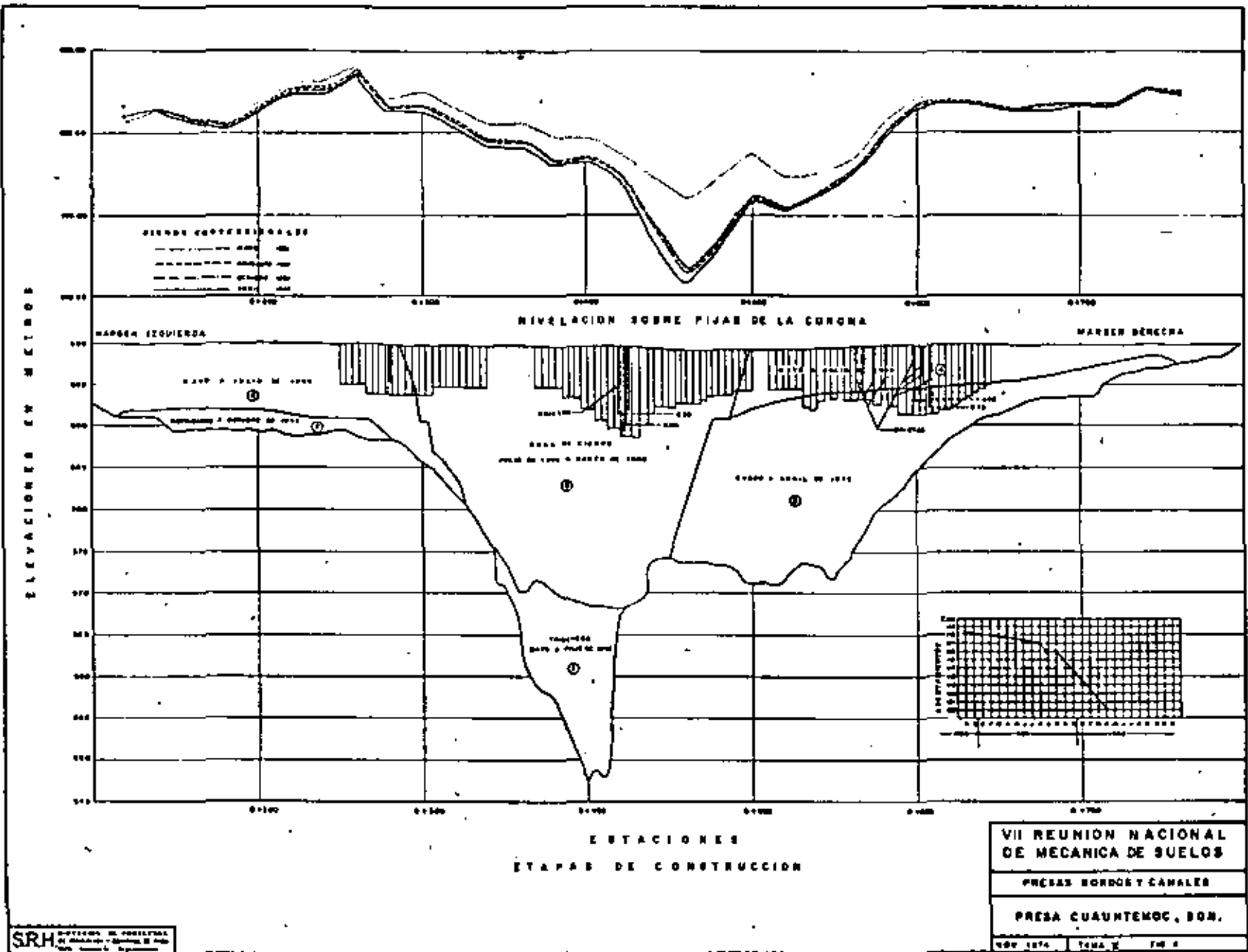
El procedimiento de colocación se proyectó para alcanzar 95 % de compactación de la prueba Proctor, con humedades óptimas comprendidas entre 12 y 14 % y peso volumétrico seco óptimo de 1 925 kg/m³, en promedio. El análisis de los datos reportados por el laboratorio de campo indican que el material se compactó con una humedad promedio de 10 %, con valores entre 5 y 16 %, siendo el promedio de compactación de 92 % con valor mínimo de 74 %. El peso volumétrico promedio fue de 1 780 kg/m³.

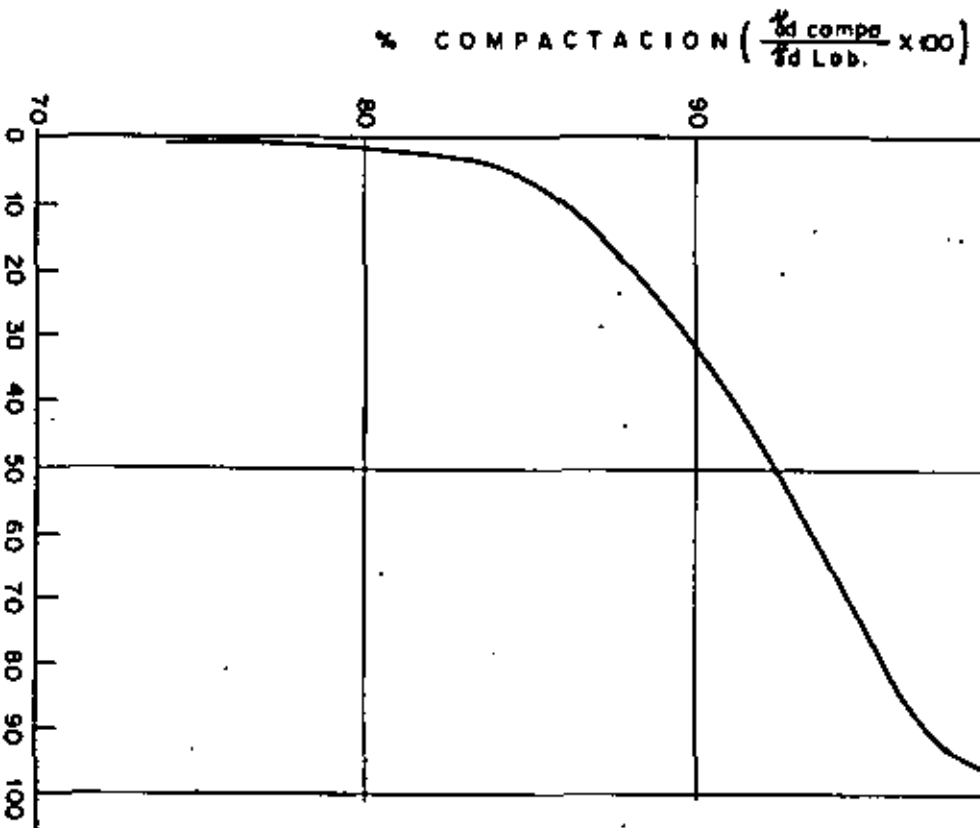
El proceso para la compactación, hasta abril de 1949 resultó:

El banco de préstamo se atacó en dos frentes: en uno el material estaba seco y en el otro, por haberse regado en el sitio, presentaba humedad variable, desde un poco más baja que la óptima (12 o 14 %) hasta seco. (foto 12). El frente donde se obtuvo el material seco se atacó con una pala mecánica y se transportó en camiones de volteo de tres metros cúbicos. Como los camiones descargaban lo más cerca uno del otro, las capas, al extenderse, resultaron de 30 a 35 cm de espesor, y aunque se sujetaban a dos riegos con pipa el material quedaba en su parte inferior casi seco, por lo que al tratar de compactarlo con seis pasadas de rodillo pata de cabra, no quedaba bien (foto 13). El frente con material húmedo se atacaba con una draga y se transportaba en camiones de 10 a 12 m³ de capacidad, que debido a su tamaño al maniobrar sobre el terraplén, se obligaban a una separación entre descargas lo suficientemente amplia como para que al extenderse las capas de material, solo se obtuvieran 20 cm de espesor que junto con los dos riegos con pipa que se aplicaban inmediatamente, resultaba que el material tenía una humedad mucho mayor que el precedente del banco seco; inmediatamente se daban seis pasadas de rodillo pata de cabra. El material de las zonas húmedas y secas del banco se colocaba indistintamente en el terraplén.

A mediados de 1949 se uniformizó el espesor de las capas de 15 cm y el material se humedecía sobre el terraplén, aumentándose el número de pasadas del rodillo pata de cabra de 6 a 10. A pesar de que con ello mejoró el grado de compactación, todavía fue deficiente debido a que el humedecimiento del material era deficiente por no penetrar el agua lo suficiente en el suelo, quedando la superficie demasiado lisa.

La descripción hecha permite concluir que el corazón impermeable quedó mal compactado, siendo la mínima reportada de 74 % y el grado promedio de 92 % (véase gráfica de compactación figura 5), presentaba hacia el lado seco de la curva de compactación humedades promedio del 83 % de la óp





DETERMINACIONES EN PORCIENTO ACUMULADO
 NUMERO DE DETERMINACIONES (1690)
 GRADO DE COMPACTACION DEL
 CORAZON IMPERMEABLE

SRH
 DIRECCION DE PROYECTOS
 DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 Depto de Ingenieria Experimental

VII REUNION NACIONAL
 DE MECANICA DE SUELOS
 PRESAS BORDOS Y CANALES

PRESA CUAUHTEMOC, SON.

NOV. 1974 | TEMA III | FIG. 5



Foto 12. Explotación del banco de préstamo No 3, con material previamente humedecido. 2 de octubre de 1949



Foto 13. Visto hacia la margen derecha mostrando la construcción del corazón impermeable. 28 de abril de 1949

timo, dando por resultado una masa heterogénea en sus propiedades mecánicas, tanto en su resistencia al esfuerzo cortante como en su deformabilidad.

La secuencia de avance de construcción y cierre de la cortina puede observarse en la figura 4 y fue:

En los meses de enero a abril de 1948 se efectuó la limpia de la zona de trabajo y la construcción del dentellón-

de concreto (fotos 14 y 15); inmediatamente después se comen-



Foto 14. Inicialización de los trabajos de limpia de la ladera de la margen derecha. 31 de enero de 1948



Foto 15. Aspecto de la excavación para el dentellón de concreto, en la margen izquierda, se nota la zona de fuerte alteración de la roca. Para llegar a la roca sana se hicieron cortes medios de 3 m de profundidad

zó a terraplenar para formar la trinchera, terminándose en julio del mismo año (fotos 16 y 17), fecha en que alcanzó la cota de 570 m que corresponde aproximadamente a la del lecho-

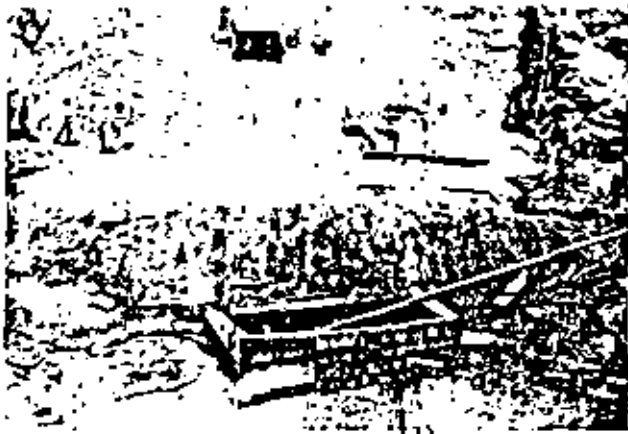


Foto 16. Compactación de la trinchera bajo el corazón impermeable. Nótese el equipo trabajando y la caja de madera para adems del pozo colector de filtraciones, 24 de marzo de 1948



Foto 17. Compactación de la trinchera bajo el corazón impermeable. Obsérvese al equipo trabajando. 18 de mayo de 1948

original del río. En septiembre se inició el terraplén de la margen izquierda y en enero del año siguiente el de la margen derecha, completándose ambos en julio de 1949, fecha en que se alcanzó la cota superior de proyecto de 600 m. (Fotos 18 y 19). La zona de cierre que quedó entre las dos terraplenes se atacó de julio de 1949 a marzo de 1950, teniendo una forma de U cuyo centro coincidió con el del eje del cauce del río (fotos 20, 21 y 22)

En abril de 1950, en que prácticamente se terminó la construcción de la cortina (foto 23), empezaron a observarse agrietamientos verticales y transversales en el parapeto del hombro de aguas arriba de la corona, causados por asentamientos del corazón impermeable (foto 24). La evolución de asentamientos ocurridos hasta 1960 se presenta en la figura 4, siendo el asentamiento máximo de 122 cm.

Las tres primeras grietas transversales que se descubrieron en el cuerpo de la cortina en la zona de la corona en



Foto 18. Vista desde la margen izquierda del río hacia aguas arriba mostrando la altura de la cortina. 30 de julio de 1949

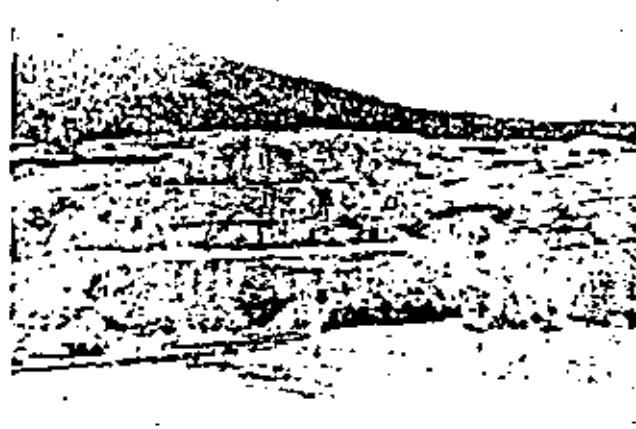


Foto 19. Vista desde la margen derecha del río hacia aguas arriba mostrando la altura de la cortina. 30 de julio de 1949

1951 se calafatearon con orillo inmediatamente, mismas que fueron interceptadas en 1958 con una pantalla de orillo plástico compactado. Fue entonces, al excavar una trinchera exploratoria longitudinal a lo largo del centro de la corona, cuando se descubrieron repartidas en tres zonas, otras 38 grietas, algunas con mayor profundidad y anchura que las iniciales. Las nuevas grietas variaban en magnitud desde aberturas de 0.5 mm hasta 35 mm y con profundidades hasta de 9.5 m. No se localizaron longitudinales. Las zonas de agrietamiento coinciden con las quebres en el talud de las laderas y con la localización del tajo de cierre. La figura 4 muestra la influencia de la geomorfología de la boquilla y la ubicación del tajo sobre el compartimiento del material compresible del corazón impermeable.

El taponamiento de las tres zonas de agrietamiento se efectuó mediante pantallas de 1.0 m de ancho con material plástico, que se intercalaron a través de zanjas alternadas en tramos de 2 m, las que se rellamaron con material arcilloso con



Foto 20. Iniciación del cierre de la cortina. Vista de la zona central de la cortina tomada desde la ladera izquierda. En primer término puede apreciarse un "bull-dozer" terminando la limpieza, enseguida otra máquina semejante extendiendo material para su consolidación, más arriba otro "bull-dozer" en la misma operación y al fondo una más en la operación de rodillar. 25 de octubre de 1949



Foto 21. Iniciación del cierre de la cortina. Zona central de la cortina visto desde la ladera derecha, se muestran las mismas operaciones que en la foto 20 además al fondo puede apreciarse parte del detallón de concreto juntamente con las máquinas usadas en la construcción del mismo. 25 de octubre de 1949



Foto 22. Cierre de la cortina el 30 de noviembre de 1949, vista panorámica de la obra, tomada desde aguas arriba en la que puede observarse el control de los aguas del río, mediante bombeo ejecutado por cuatro bombas de óvilgo que descargan al conducto de la obra de toma en la margen izquierda del río. La ataguía de aguas arriba para iniciar el cierre. A la derecha puede verse una máquina amacizando el talud de material impermeable de la ladera derecha para tratar de ligar perfectamente con la zona central

fectado en capas de 15 cm, humedad óptima y compactación mínima de 95 %. Estas pantallas, cuya profundidad varió de 5 a 11.6 m, interceptaron las grietas adentrándose 1 o 2 m abajo de la más profunda. Además, se colocaron en los hombros de la corona dos pantallas adicionales de 1 m de anchura, paralelas a la del centro de la corona frente a las tres grietas de mayor magnitud, y se acomodó en la excavación -- aguas arriba material arcilloso y en la de aguas abajo, material granular para formar un filtro.

En febrero de 1960 el nivel del embalse subió a la cota 591.35 m, máxima alcanzada a esa fecha, correspondiente a un nivel de 8.64 m abajo de la corona, incrementándose la velocidad de las asentamientos y apareciendo filtraciones en el contacto del corazón impermeable y la roca de la lade-

ra de la margen derecha, por lo que se procedió a reparar inmediatamente esta zona (foto 25). Durante las excavaciones -- realizadas al respecto, se observó que el material indicado en el proyecto original como enrocamiento de la cortina, estaba formado por una mezcla heterogénea de tierra y raxago que se encontraba muy suelta; los análisis determinaron la necesidad de cambiarlo por otra que funcionara como filtro para evitar -- una posible tubificación y aumentar el factor de seguridad de la cortina, quedando finalmente la presa tal como se indica en el plano 2, con un factor de seguridad de 1.47 para las condiciones más críticas, según los análisis de estabilidad elaborados.

Se observó que con el tiempo, al consolidarse el terraplén mejoraron sus características mecánicas de este, presen-

1949-1950
1950-1951
1951-1952



Foto 23. Talud aguas abajo de la cortina, completamente terminado el 31 de julio de 1950



Foto 25. Excavación realizada a lo largo de la traza exterior de la cortina para detectar filtraciones mayo de 1960. Pueden observarse las filtraciones en el fondo de la excavación, margen derecha



Foto 24. Agrietamiento del parapeto de mampostería por asentamientos del corazón impermeable. 31 de julio de 1950

tando en abril de 1960 pesos volumétricos de $1\ 900\ \text{kg/m}^3$ y un porcentaje de compactación de 95 % en promedio con contenido natural de agua de 8.9 %. Los materiales estudiados correspondieron a los obtenidos en catas realizadas en la corona de la cortina con profundidades máximas de 11 m.

Conviene hacer mención que durante los estudios realizados en 1960, no se llevaron a cabo pruebas de consolidación unidimensional debido a lo heterogéneo de las características mecánicas del material de la cortina, prefiriéndose conocer el comportamiento de esta mediante nivelaciones periódicas que permitieran observar los movimientos de la misma con el tiempo.

De marzo de 1966 a marzo de 1974, el asentamiento máximo de la corona fue de 12 cm, lo que es una reducción notable en la velocidad de asentamientos, por lo que la presa está funcionando satisfactoriamente.

Es interesante señalar que en 24 años de operación la presa nunca ha presentado deslizamientos ni tubificaciones en la cortina, habiéndose alcanzado la elevación 594.51 como su nivel máximo de embalse; y que ha habido una coincidencia en el incremento de las velocidades de asentamiento con la elevación del nivel del embalse.

Como se observa, la presa Cuauhtémoc muestra el caso de una cortina que presentó problemas debido a que, estando compuesto por un material muy susceptible a agrietarse, por ser una arena limosa, poco plástica y compactada deficiente -

mente, se ubicó en una garganta con topografía que propiciaba asentamientos diferenciales y se realizó con un sistema de construcción que también los induce, muy acentuadamente — en la zona del tojo de cierre. En todo caso, hubiera sido preferible utilizar un banco cercano con material más plástico, compactado adecuadamente hacia el lado húmedo de la curva de compactación; sin embargo, su comportamiento contribuyó a ampliar el conocimiento sobre los aspectos que influyen en el diseño de presas.

7.3 Sobrelevación de la presa Miguel Hidalgo, Sin

Esta presa, inicialmente llamada Mahone, se construyó en 1952 a fin de irrigar 200 000 ha con las aguas del río Fuerte. Inicialmente tuvo un almacenamiento de 2 300 millones de metros cúbicos, habiendo quedado integrada por una cortina del tipo de enrocamiento y tres diques localizados en la margen derecha.

En 1962 se inició la sobrelevación de la cortina en 9 m, siendo el primer caso presentado en México en presas de esta importancia; su razón fue la de controlar las avenidas del río Fuerte, ya que en 1960 se registró una avenida de 15 000 m³/seg, lo cual originó un gasto de 8 560 m³/seg sobre el vertedor que, para su época, fue el máximo gasto vertido en la República lo que ocasionó graves inundaciones, pues el cauce solo tiene capacidad para conducir 3 000 m³/seg como máximo. Aparte de la sobrelevación de la corona de la cortina principal y de los tres diques, se hizo necesaria construir otros ocho a fin de cerrar el vaso. Con esto se aumentó la capacidad de almacenamiento en 1 075 millones de metros cúbicos, lo que además de controlar avenidas mejora el aprovechamiento en riego, pues los excedentes se conducen hacia la presa José Ortiz de Domínguez, permitiendo abrir al cultivo 40 000 Ha en el valle de El Carrizo.

Tratándose de una obra para la cual no existían antecedentes en México, se recurrió a proyectarla cuidadosamente pensando en la disposición que se daría a los materiales existentes; además, como era imposible suspender el funcionamiento de la presa, la sobrelevación debió realizarse en forma inclinada hacia el lado de aguas abajo de la cortina, previa remoción de los materiales colocados originalmente, a fin de asegurar una buena liga con el nuevo material (plano 3).

En ambos lados de la prolongación del corazón impermeable, en lo que se utilizó arcilla plástica compresible, se colocaron filtros de material selecto, haciéndose para el talud de aguas abajo una transición pues primeramente se colocó un filtro de arena, el cual se rodeó totalmente de grava y arena para impedir que el primer material fuera arrastrado a través de los huecos del material permeable de los respaldos; por último, se colocó material de enrocamiento y los paramentos exteriores se protegieron con roca selecta extraída del cerro Mahone. En la sobrelevación se emplearon seis materiales cuyos propiedades aparecen en el plano general del anexo. Debe hacerse notar que en la construcción inicial de esta presa se empleó para el corazón impermeable un limo arenoso de índice de plasticidad suamente bajo (3), lo que originó la necesidad de colocar un filtro en la parte de aguas abajo del corazón a fin de evitar el peligro de tubificación, así como

la de empinar preferentemente para la construcción de los respaldos permeables grava y arena del río, pues estos materiales pueden funcionar como filtro en un caso extremo.

Para absorber los posibles movimientos diferenciales — que pudieran presentarse al elevar el nivel del agua dentro del vaso, se buscó utilizar en el corazón el material más plástico — que pudiera conseguirse en la zona, habiendo sido una arcilla con un límite líquido de 49 % y un índice de plasticidad de — 30 %. Para su colocación se removieron aproximadamente 4 m del material impermeable original y, previa escarificación de la superficie resultante, se colocó y compactó — con ocho pasadas de rodillo para de cobre. Los materiales restantes, ya mencionados, se apisonaron cuidadosamente llevando un control riguroso en el proceso pues no existía experiencia en sobrelevación de presas de esta magnitud. Para asegurar una buena liga con los materiales antiguos, se removieron estos en un espesor de 2 m en el talud aguas arriba y 5 m en el de aguas abajo.

Además de la compresibilidad de los materiales, un factor que influyó en forma determinante en la geometría de la sobrelevación fue la estabilidad de la misma, lo cual se revisó empleando superficies de falla cilíndricas con la aplicación del método Suro, obteniéndose un factor mínimo de seguridad de 1.60 para el talud aguas arriba y de 1.45 en el de aguas abajo, considerando en ambos casos las condiciones más críticas de trabajo.

Para control de avenidas se sobrelevó el vertedor — que antiguamente era de cresta libre, de tipo abanico, y se instalaron al centro del mismo cinco compuertas que permitieron el paso de 3 000 m³/seg al cauce del río Fuerte, siendo necesario también una obra de toma auxiliar que deriva los excedentes hacia la presa José Ortiz de Domínguez.

Una vez concluida la sobrelevación, surgió la duda — respecto a cuál sería el comportamiento de la cortina, por la que previendo el peligro de agrietamiento del corazón, se instalaron testigos superficiales a lo largo de cuatro líneas paralelas al eje de la cortina: una sobre el eje y las tres restantes en el talud aguas abajo. Mediciones posteriores a la sobrelevación, indican asentamientos máximos de 12 cm, tomadas en la parte central de la cortina de la presa. La evolución de los mismos ha sido tal que a la fecha son prácticamente nulos.

7.4 Presa Guamúchil, Sin

Se construyó de 1971 a 1973 en la boquilla del mismo nombre para aprovechar las aguas del río Moocito en la irrigación de una superficie de 10 000 Ha y regularizar sus avenidas. Consiste en una cortina de tierra y dos diques. Además está provisto de una obra de toma, localizada en el dique 1, y de un vertedor sobre la cortina — hacia la margen izquierda y muy próximo al río.

Para el proyecto se contó con los datos hidrológicos de la estación de aforo Guamúchil, a partir de 1939, misma — que se localiza 3 km aguas abajo de la cortina. La máxima avenida registrada en dicho período fue de 3 507 m³/seg (sep de 1955).

El vaso inunda una superficie de 4 900 Ha, con el agua a la elevación 68.85 (NAME) y su capacidad de almacenamiento es de 343.8 millones de metros cúbicos, de los cuales 115.81 constituyen la capacidad útil y 96.7 se dedican al control de avenidas.

7.4.1 Geología

La boquilla tiene una litología heterogénea, ya que se halla formada por derrames andesíticos, aglomerados, brechas y tabas de carácter riolítico y andesítico considerados dentro del complejo volcánico del Terciario Inferior.

El aglomerado es de color rojizo, con fragmentos angulosos y semiredondeados de riolitas y andesitas de tamaños que van de 1 cm a mayores de 30 cm, los cuales se encuentran aglutinados en una matriz arcilloarenosa; en algunas partes existen capas y lentes de tabas o brechas dentro de este cuerpo aglomerático que forma la mayor parte de las márgenes izquierda y derecha. En general, estos piroclásticos se encuentran sanos y compactos con fracturas de corta extensión en zonas aisladas.

La andesita se encuentra sobreyaciendo e intercalada en parte en los piroclásticos; su color va de gris oscuro a rojizo, de textura ofonítica en algunas zonas y fanerítica de grano fino en otras; es compacta y consistente, presenta fracturamiento en áreas aisladas y pequeñas. En determinados sitios se presenta pseudotaficada en copos delgadas de 5 a 15 cm; con un rumbo general NW-SE y echados de 35° al SW.

La zona del cauce está cubierta por un espesor de 9.60 m de aluvión que se continúa por la parte baja de la margen derecha, formando una vega de unos 150 m de extensión, con un espesor máximo de 13.65 m.

7.4.2 Cementación

Las pruebas de permeabilidad a que se sometieron los materiales permitieron determinar en el eje de la cortina principal zonas aisladas altamente permeables, debido seguramente al fracturamiento de la roca. Para sellar se procedió al inyectado formando una pantalla impermeable; los presiones que se emplearon fueron similares a las que se utilizaron en las pruebas de permeabilidad.

Debido a que los distintos materiales que forman la boquilla (andesitas, aglomerados, brechas y tabas) se encuentran empacados en una matriz arcilloarenosa, se hizo necesario utilizar lechadas de gran penetrabilidad para inyectar los materiales a través de las grietas de pequeña abertura.

Otros tratamientos consistieron en la remoción del suelo vegetal bajo toda la cortina y la excavación de una trincheras para desplazar en roca el corazón impermeable. Un aspecto importante que se consideró en el diseño fue que la obra se encuentra localizada en la región peninsular de la República con tembloras poco frecuentes.

7.4.3 Cortina

La disponibilidad de materiales se convirtió en factor determinante en la elección de la geometría de la cortina, que dando formado por un corazón impermeable central simétrico y angosto, con filtros de grava y arena, respaldos del mismo material y chapas de enrocamiento en ambos taludes. El corazón está constituido por el producto de explotación del banco Monicahu, localizado al suroeste de la boquilla, cuyo material consiste en un arcillo de alta compresibilidad (CH) con límite líquido de 70 % e índice de plasticidad de 40 %. Los parámetros de resistencia al corte, tanto para las condiciones iniciales como para las normales de trabajo, se presentan en el plano 4, incluyendo los datos de la prueba de compactación Proctor.

El material para el filtro corresponde al banco Cuesta Abajo. Está formado por grava mal graduada, compactada por el bandedo de la maquinaria de colocación y constituye una buena transición entre el corazón y el material de los respaldos, el cual se obtuvo del banco La Palma, localizado hacia la margen derecha ligeramente aguas arriba del sitio del proyecto. Por razones de tipo económico, en el respaldo aguas abajo se empleó también un fuerte volumen de relleno de roca, producto de las excavaciones que se realizaron para el desplante del vertedor. Por último, las chapas de enrocamiento se formaron con material de un banco próximo al de La Palma, denominado R1.

Esta cortina tiene otra ventaja: que los respaldos, al menos junto al corazón impermeable, se hallan constituidos por grava y arena del río, y funcionan como filtro.

7.4.4 Compartamiento

Encontrándose la presa recientemente terminada, aún no es posible tener datos acerca de su comportamiento; sin embargo, su instrumentación ha sido proyectada de tal manera que se puedan obtener los asentamientos diferenciales que ocurren en la cortina y diques y los máximos desplazamientos horizontales de esta, y además previendo la instalación en caso necesario, de aforadores para medir las filtraciones que pudieran aparecer aguas abajo de la cortina y las que pasaran a través de la misma. La instrumentación consiste en monumentos superficiales a lo largo de líneas de colimación, y de vertederos para aforar los gastos de filtración.

7.5 Presa Bacurato, Sin

Pensando en el aprovechamiento de las aguas del río Sinaloa tanto para riego, generación de energía eléctrica, como para control de avenidas, se ha proyectado la construcción de esta presa, 40 km al noroeste del pueblo de Sinaloa de Leyva. La obra consistirá esencialmente en una cortina de tipo enrocamiento con corazón impermeable central, provisto de una estructura de toma para riego, en la cual se está aprovechando uno de los dos túneles de desvío en la ladera izquierda y otra para generar energía eléctrica, la cual estará constituida por un conducto en túnel; además, una obra de excedencias compuesta por un vertedor controlado por cinco compuertas, y para cerrar el vaso se cuenta con dos diques. Su área de embalse será de 10 600 Ha, con las siguientes capacidades:

Capacidad	Millones de m ³
Total del vaso	2 900.0
Para riego y energía	1 800.0
Para control de avenidas	903.7
De superalmacenamiento	196.3
De azolves	190.0

Una vez construida, será una de las más altas de la región (102 m).

La cortina se localiza en la vertiente Pacífico de la Sierra Madre Occidental, donde se observan pizarras metamorfozadas plegadas (complejo Sonora del mesozoico), que forman el basamento regional, en cuyas relieves se depositaron en las partes bajas, areniscas y conglomerados parcialmente cementados de la formación Boucarit del cenozoico superior. Encima de estas formaciones se encuentran derrames de lavas basálticas y en las partes bajas depósitos de gravas y arenas de aluvión, así como amplias terrazas del mismo material.

En el área de la boquilla, los cerros y lameríos de la margen izquierda están cubiertos por rocas volcánicas: riolitos, tobos, brechas y oglomerados andesíticos, con un grado variable de intemperismo. En la margen derecha existe un complejo metamórfico integrada por esquistos, pizarras y calizas, estas últimas ubicadas en la cima del cerro De la Calera.

Al pie de las faldas de los cerros y en lameríos bajos hay terrazas de origen fluvial, constituidas en sus partes más altas por gravas, arenas, y sedimentos finos en reducida proporción, y en las bajas, por limos, arena fina y materia orgánica.

La obra se encuentra dentro de la zona peneumática del país. Localizándose el epicentro más cercano, a unos 50 km de la boquilla en dirección sureste; la más alta intensidad registrada es la de 5 en la escala Richter.

Por todo lo anterior, la obra no presenta problemas para su construcción desde el punto de vista de mecánica de suelos.

En la cortina se utilizarán en total 10 842 100 m³ de materiales, que comprenden 1 335 400 m³ de material impermeable, 6 144 400 m³ de grava y arena, 2 785 300 m³ de enrocamiento en taludes, 513 200 m³ de excavación y 10 900 m³ de concreto simple en detallón.

En los diques se utilizará en total 1 247 550 m³ de materiales, siendo al respecto 272 300 m³ de material impermeable; 901 900 m³ de arena, grava y rezoza; 1 600 m³ de materiales de revestimiento de la cámara; 71 759 m³ de enrocamiento en taludes y 375 700 m³ en excavaciones.

Al menos en la etapa de proyecto, la presa se ha presentado como una obra con pocos problemas, siendo quizá uno de los más importantes la localización de los bancos de préstamo de material impermeable, los cuales se encuentran en algunos casos dentro del vaso; sin embargo, la escasez de este material hará necesario tener que utilizarlos.

La longitud de la corona será de 630 m, con un an-

cho de 10 m y altura total de 113.50 m; la altura sobre el lecho del río será de 102 m con un bordo libre de 3.5 m. Será del tipo de enrocamiento con corazón impermeable central angosto y simétrico, con respaldos de grava y arena, rezoza y roca (plano 5).

Ya se dijo que la disponibilidad de materiales se ha convertido en el factor determinante en la elección del acamado de los mismos en el cuerpo de la cortina; si, como el de tipo impermeable no es posible encontrarlo en grandes cantidades a distancias económicas de acarreo, tendrá que colocarse el volumen mínimo posible de una arcilla arenosa de baja compresibilidad.

El corazón impermeable tendrá taludes de 0.2:1 y estará integrada principalmente con la explotación del banco localizado aguas abajo, a una distancia aproximada de 1 km al eje de la cortina, cuyo arcilla (Cl) contiene un elevado porcentaje de arena (48%), densidad de sólidos de 2.68 y peso volumétrico seco de 1 516 kg/m³, correspondiéndole una humedad óptima de 21.4%. El material es medianamente plástico (Ip = 20%) y su límite líquido está muy próximo a 50%.

La resistencia al esfuerzo cortante se determinó mediante ensayos de compresión triaxial con especímenes saturados, obteniéndose valores de $S = 4.0 \text{ ton/m}^2$ en la prueba rápida y de $S = 3.0 + \sigma' \tan 3^\circ \text{ ton/m}^2$ en prueba consolidada rápida.

La grava y arena abunda en el cauce del río, por lo cual será el material que intervenga en mayor volumen. Su granulometría varía de bien a mal graduada (GW y GP) con un 54% de grava y 46% de arena. Tiene una densidad de sólidos de 2.63 y peso volumétrico seco de 2 127 kg/m³; su resistencia al esfuerzo cortante ($S = \sigma' \tan 40^\circ$) se determinó utilizando la cámara para especímenes de 1.13 m de diámetro con presiones de confinamiento hasta de 22 kg/cm² para ensayos triaxiales.

El banco será zonificado a fin de colocar el material mejor graduado junto al corazón con objeto de que actúe como filtro para prevenir agrietamientos por la rigidez del material impermeable, o bien por el fenómeno de arqueo. En el primer caso, el material del corazón debería ser poco plástico, y por el segundo demasiado compresible, características que no son representativas del material que se tiene. Pese a ello, la elasticidad del corazón y la gran altura de la presa hacen recomendable tomar esta tipo de precauciones para el mejor funcionamiento de la obra.

La roca se localiza al sur del banco de material impermeable; se trata de una riolita con diferentes grados de intemperización; según datos de la inspección es posible obtener material sano en bloques, con densidad de sólidos es 2.72 y una resistencia al esfuerzo cortante estimada en $S = \sigma' \tan 45^\circ$.

La rezoza de roca interviene en la formación de la cortina, ya que las excavaciones para los túneles de desvío y el vertedor producen gran cantidad de este material, lo cual conviene pues posee propiedades mecánicas favorables para la estabilidad de la obra.

Volviendo a los problemas, lo más probable es que --

estos se presenten durante la construcción, ya que es imposible conocer con detalle todas las características de la zona y anticipar, de manera cuantitativa, los problemas de la obra una vez terminada la etapa de proyecto. Puede, sin embargo, decirse que un aspecto importante a revisar será el comportamiento del corazón impermeable, que es sumamente esbelto.

Sucede en ocasiones que al efectuar la limpieza para la colocación de los materiales, se descubren detalles que la exploración geológica o la de mecánica de suelos no revelaron, como son fallas, zonas permeables, cavernas, corveas sepultadas, etc. y que deben estudiarse a fin de dar una solución al problema que plantean durante el desarrollo mismo de la construcción.

7.6 Otras presas

En los planos 6 y 7 se presenta la información recabada de las presas Abelardo L. Rodríguez y Alvaro Obregón, construidas en Sonora sobre las rías Sonora y Alaquines respectivamente. En ambas obras se tienen grandes espesores de grava y arena en el cauce y las soluciones para el desplante de la cortina son distintas. En los mismos planos aparecen las características de los suelos empleados en el diseño de las cortinas.

8. CASOS ILUSTRATIVOS DE BORDOS

8.1 Introducción

El área en estudio se caracteriza por el gran número de estructuras térreas que se construyen para almacenamiento de agua, y con ellas regar pequeñas zonas, captar agua potable para poblaciones rurales, surtir abrevaderos o bien para el uso múltiple, denominado pequeños almacenamientos. Pueden segregarse los bordos para control de avenidas y recargar acuíferos y los diques auxiliares en los canales de conducción de agua. Los bordos están formados por corazón impermeable respaldos de materiales granulares y, en algunos casos, de sección homogénea.

En el área que involucran los estados de la república en estudio, existen grandes zonas con carencia de agua y otras en que es abundante. En ambas zonas, se tienen bordos con distintos problemas, entre ellos: los cimentados sobre materiales arcillosos de gran expansividad y de baja resistencia al esfuerzo cortante; los desplazados en suelos de gran deformabilidad, que a causa de sus altas relaciones de vacíos se saturan sufren fuertes deformaciones, y también los cimentados en potentes mantos de acarreo. Estas causas obligan a que el diseño de los bordos sea particular para cada uno.

Para dar idea de los diferentes tipos de suelos que existen en la región, en los cuales se cimentan las estructuras se emplean como materiales de construcción, se presentan unos ejemplos típicos de los problemas de la zona.

8.2 Bordo de Infiltración Santo Domingo

8.2.1 Introducción

Se localizará sobre el arroyo Santo Domingo, Baja California Norte. Como objetivo primordial tiene el de recargar los acuíferos del subsuelo que se emplean en bombeo de agua dulce para la irrigación, pues de otra suerte el tipo de agua cambiaría por encontrarse cerca del mar.

8.2.2 Geología

Los estudios geológicos manifiestan que la zona del cauce natural en que se desplantará el bordo, la constituyen acarreos, formados principalmente por grava y arena con espesor máximo de 15 m. Subyace a esta formación una brecha volcánica andesítica de ubicación errática con granito intrusivo y espesor máximo de 10 m, la cual aflora en estado interperforada en el margen derecho; la margen izquierda se encuentra cubierta por depósitos de talud.

En el vaso de almacenamiento se localizan superficialmente en partes cercanas al cauce natural, gravas y arenas, las cuales se hallan cubiertas principalmente por tierra vegetal y en las laderas por depósitos de talud.

8.2.3 Descripción

Un corazón impermeable y respaldos de grava y arena integran el bordo. Tiene una altura máxima de 8 m, ancho total de corona de 10 m y una longitud de 230 m. La inclinación de los taludes aguas arriba y abajo es de 2:1 y 6:1, respectivamente, en la sección vertedera; los taludes del corazón impermeable son de 0.5:1 (plano B), el cual está formado por un material con 5 % de grava, 25 % de arena y 70 % de finos con límite líquido de 52 %, y plástico de 20 %, lo que clasifica a estos suelos según el SUCS como CH (arcilla de alta compresibilidad); su densidad de sólidos es de 2.74. El peso volumétrico óptimo obtenido es de 1.7 ton/m³ con contenido de agua de 21 % y su resistencia al esfuerzo cortante al 95 % de compactación, resultó de $S = 4$ ton/m² en condiciones iniciales y $S = 3 + \sigma'$ ton/m² para condiciones normales de trabajo. La permeabilidad de estos suelos fue 1×10^{-7} cm/seg.

Sus respaldos están constituidos por 50 % de grava, 49 % de arena y 1 % de finos, lo que hace corresponder al grupo GP (grava mal graduada) según el SUCS; su resistencia se estimó en $S = \sigma'$ ton de 40².

El bordo infiltra las aguas del arroyo Santo Domingo para el recargue de acuíferos, por lo cual en su cimentación no se hizo ningún tratamiento especial para interceptar el flujo; además, tiene una cortina vertedera capaz de regularizar las avenidas aperiódicas que se presentan en forma torrencial.

8.3 Bordo para la laguna de estabilización de Mexicali

Las lagunas de estabilización se localizan al suroeste de Mexicali, B. C., sobre la carretera México-Tijuana y se usan en el tratamiento de aguas negras de la mencionada ciu-

dad.

Las lagunas de exfiltración correspondientes se hallan delimitadas por bordes de arcilla. Para el caso en que ambos taludes estén mojados son de 2.5:1, y cuando solamente existe agua sobre uno de ellos es de 2.5:1 para el lado mojado y de 2:1 para el otro. La corona tiene un ancho variable de 3 a 7 m (Plano 9). Comprendida entre los bordes quedan alojadas las cajas de entrada y salida de las lagunas arrierables y los canales de distribución con sus correspondientes transiciones.

El área donde se construyen las lagunas se sujetó a exploraciones que determinarán el tipo de suelo, obteniéndose la estratigrafía siguiente: hay un estrato superficial de arcilla con espesor de 1.50 a 2 m, a la que subyace una arcilla limosa, hasta una profundidad que varía de 2 a 4.5 m. Abajo de dichas materiales se encuentra un limo arenoso. De las pruebas de permeabilidad, se dedujo que el suelo es prácticamente impermeable.

El estrato superficial de la cimentación está constituido por un suelo cuya composición granulométrica manifiesta aproximadamente 98 % de partículas finas, correspondiendo un 32 % a partículas con dimensiones menores de 2 micras; los valores de los límites de consistencia permiten clasificar los suelos, según el SUCS, dentro del grupo CL (arcilla de baja compresibilidad) con límite líquido de 49 % e índice plástico de 28 %; la densidad de sólidos de estos es de 2.79.

La resistencia al esfuerzo cortante del estrato, para condiciones iniciales, resultó de $S = 2 + C \tan 7^\circ$ ton/m² y para condiciones normales de trabajo $S = 3 + C \tan 17^\circ$ ton/m². Las pruebas de consolidación manifiestan presiones de expansión que varían de 0.250 a 1.8 kg/cm².

El material con que se construyeron los bordes se compone por 99 % de finos, con límite líquido de 73 % y plástico de 22 %, por lo que le corresponde calidad CH (arcilla alta plasticidad) según el SUCS; la densidad de sólidos fue de 2.78.

El peso volumétrico óptimo resultó de 1.63 ton/m³ con un contenido de agua de 23.8 % para la prueba de compactación Proctor. La resistencia de este suelo, con 96 % de compactación, fue de $S = 5 + C \tan 7^\circ$ ton/m² para condiciones normales de trabajo.

Se realizaron análisis de estabilidad por el método Suedo en los distintos tipos de secciones propuestas, encontrando como factores de seguridad mínimos:

Secciones	Factor de seguridad	
	Talud mojado	Talud seco
6 y 7	1.89	3.52
1, 2, 3 y 5	2.09	5.13
4	1.22	

Se esperan movimientos en los bordes debido a la expansividad de los suelos propios de la cimentación; sin embargo, no pondrán en peligro a las estructuras ya que la deformación unitaria al saturarse no exceda de 3 %.

B.4 Borda Ortiz, San

Se localiza sobre las arroyas San Marcel, El Hacho y El Seco, 50 km al noreste de Guaymas. Está constituido por un bordo principal de 4 375 m de longitud, con altura máxima de 9 m y dos diques en la margen derecha; el dique 1 tiene 400 m de longitud y 5 m de altura máxima; la longitud del dique 2 es de 225 m con altura máxima de 3.5 m. Su capacidad de almacenamiento es de 36 millones de metros cúbicos.

El bordo principal está provisto de dos obras de toma; una en la margen izquierda junto al empotramiento con el caño El Tordillo que es la toma baja; la otra, la alta, se localiza en la estación 3 +357, cuya plantilla se encuentra aproximadamente 2 m arriba de la primera. Ambas tomas tienen capacidades de 30 y 10 m³/seg, respectivamente. Respecto al vertedor, se localiza en la margen izquierda y tiene una longitud de 400 m, con capacidad de 600 m³/seg y descarga en un canal piloto de 22 km de longitud.

El bordo se proyectó para controlar las aguas brancas de los arroyos mencionados, recoger de acuíferos, regadío por entorchamiento, lavado de las tierras a fin de combatir la salinidad y para realizar una nivelación progresiva de los terrenos. Lo construyó la SAG de 1954 a 1958, y se proyectó con taludes de 1.75:1, con protección de roca hasta alcanzar taludes de 2:1 y corona de 8 m (Plano 10). En 1967 la obra fue integrada a la SRH. La información respectiva hasta ese año indica que:

En la construcción no se realizó un control adecuado de su compactación, sobre todo en las obras de toma, las que presentaron tubificación en 1959. En la época de erección (1957) hubo un avenida que pasó por el cauce del arroyo de San Marcel junto al caño El Tordillo. Un año después apareció una filtración 100 m aguas abajo del bordo, cerca del canal de descarga de la toma baja, la cual se trató colocando material impermeable superficialmente compactado con rodillo vibratorio hasta que desapareció. En el mismo lapso se percibió la primera grieta en la corona, en la estación 0 +282, para la que se removió el material donde apareció y después se relleno y compactó hasta la corona. En 1963 surgieron grietas en la corona en las estaciones 0 +562 y 0 +882 con profundidad de 2 m, aproximadamente, mismas que se trataron con lechada de suelo-cemento. En 1967 se presentaron problemas a las como: en el talud aguas arriba apareció una deformación en forma de pliegue a lo largo del bordo entre las obras de toma; en la estación 2 +990, un pequeño deslizamiento en el talud aguas arriba y entre la 2 +680 y 2 +720, el empujamiento presentó un recomodo en ambos taludes. Además, surgió una grieta longitudinal entre el muro del vertedor y el zanjado.

Debido a los movimientos observados, cada vez que llegaba a embalsar algo, se procuraba desalojarlo lo más pronto posible por la toma baja; además de que el vaso necesita vaciarse cada año durante el mes de octubre para permitir cultivos.

El bordo y su cimentación está constituido por materiales arcillosimos; sin embargo, en la estación 0 +282 la cimentación es una arena fina limosa, no plástica. Este sitio corresponde al del antiguo cauce del arroyo San Marcel.

Por lo que se refiere a la compactación del bordo, este tiene más de 90 %, a excepción del material que rodea la toma alta cuyo compactación es de 81 %.

Se realizaron análisis de estabilidad en las secciones 0+282 y 0+882 consideradas como las más desfavorables, sobrentendiéndose factores de seguridad mínimas de 1.22 y 1.27, respectivamente.

La permeabilidad en el bordo es relativamente alta, ya que solo en dos estaciones resultó inferior a 10^{-3} cm/seg; en la cimentación se observó lo mismo, aunque en la estación 0+282 la cimentación presenta $k = 10^{-3}$ cm/seg. Sin embargo, la carga hidráulica máxima sobre el bordo es de 7m por lo que el gasto de filtración a través del bordo y cimentación será pequeño.

El flujo de agua a través de la cimentación tendrá gradientes de salida relativamente bajos; a pesar de ello, puede ocasionar problemas en la sección 0+282 correspondiente al cauce del arroyo San Marcial, donde se encontró una arena fina limosa no plástica susceptible de tubificarse. Se considera por tanto que las zonas más peligrosas desde el punto de vista de permeabilidad y tubificación en la cimentación resultarán ser aquellas que se encuentren en cauces antiguos, como el San Marcial y las localizadas en las estaciones 0+920, 1+850 y 2+660.

En el bordo, el material susceptible a la tubificación es el que tiene una compactación deficiente como el que rodea la toma alta.

La cimentación se encuentra formada en gran parte por sedimentos eólicos finos, considerados colapsables, a causa de su incremento de deformación al efectuarse la saturación. Dado que se ignora el espesor de estos depósitos, los asentamientos factibles por este fenómeno, en función de los distintos espesores considerados, serán:

Espesor estrato (H) (m)	Asentamiento por saturación (cm)
3.00	17
5.00	28
10.00	37

El problema más importante del bordo es el asentamiento de la cimentación, pues al saturarse progresivamente en estos los materiales colapsables, surgen grietas longitudinales y transversales en el bordo, que en zonas mal compactadas o de baja plasticidad pueden conducir a la falla total de la obra.

Para que el bordo actual opere en toda su capacidad se requiere:

- Remover los materiales mal compactados en la obra de toma alta y en el vertedor, y sustituirlos por suelos bien compactados.
- Para mejorar el comportamiento de la obra y contrarrestar los efectos de asentamientos por saturación se diseñó una pantalla inclinada, construida con el

material arcilloso más plástica disponible, sobre el talud aguas arriba. Este corazón protegido con filtros, evitará fugas y tubificaciones por agrietamiento del bordo.

- Interceptar cauces antiguos mediante trincheras rellenas de material impermeable bien compactado, prolongando la pantalla de material arcilloso. La localización de algunos de estos cauces ya se mencionó.
- Entorpecer la cimentación del bordo manteniendo una carga pequeña de agua durante un periodo largo, hasta asegurar la saturación del material problema; durante esta etapa deben hacerse observaciones cuidadosas del bordo, medir asentamientos y localizar grietas. Cuando estos sean despreciables, se procederá a la reparación de las grietas. El proceso se repetirá aumentando la carga de agua, y en las últimas etapas, debe tenerse especial cuidado en localizar principios de tubificación; es indispensable mantener en reserva el material necesario para formar filtros invertidos en las zonas peligrosas, las que pueden hacerse colocando una capa de un metro de espesor mínimo de arena bien graduada sobre la zona problema. Todas estas observaciones deberán aplicarse también en los diques 1 y 2.
- Observar los movimientos del enrocamiento del talud aguas arriba cada vez que aumente el nivel de embalse y que pueden surgir al reblanquearse por saturación el material impermeable mal compactado del talud. Será necesario sustituir la protección de rocas de la parte superior a medida que esta desliza y deja el talud sin protección.

8.5 Bordo Las Higueras, Sin

El proyecto Las Higueras se localiza sobre el arroyo del mismo nombre en el municipio de Rosario, Sin. Consiste en una cortina y un dique de sección probada a efecto de almacenar agua para irrigación. Su capacidad máxima de almacenamiento se estima en 3 millones de metros cúbicos. La cortina alcanza una altura máxima de 21.5 m y está formada por un núcleo impermeable de arcillas con taludes simétricos 0.25:1 y respaldos estabilizadores de material de acarreo (grava y arena) con taludes exteriores de 2:1, el ancho total de corona es de 6 m. El dique es de características geométricas similares a la cortina, con una altura máxima de 11 m (plano II).

La cortina está cimentada sobre acarreo con espesor de 15 m, formado por gravas, arenas y esbols rodados. Subyace a esta formación una tabla rígida lítica. El dique en su sección máxima se implanta sobre una tabla arenosa.

Los suelos empleados en la construcción del núcleo impermeable son arcillas arenosas con 68 % de partículas finas, siendo su límite líquida de 43 % y el límite plástico 23 %, por lo que según el SUCS corresponden al grupo CL (arcillas de plasticidad baja); la densidad de sólidos es de 2.58. En prueba de compactación Próctor, el peso volumétrico seco máximo es de 1.72 ton/m³ con un contenido de agua óptimo de 18 %. Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, determina-

dos en especímenes remoldeados y compactados al 95 % son, en prueba triaxial rápida saturada $S = 4.3 \text{ ton/m}^2$ y en prueba triaxial rápida saturada consolidada de $S = 4 + \sigma'$ con 14° ton/m^2 .

La resistencia al esfuerzo de los suelos granulares que constituyen los respaldos, es de $S = \sigma' \tan 38^\circ$, para un peso volumétrico de 1.7 ton/m^3 .

Los principales problemas de este proyecto corresponden al tipo suelos de la cimentación, ya que la permeabilidad de los acarros es de $5 \times 10^{-3} \text{ cm/seg}$, que bajo la carga hidrostática a la que estarán sujetos es factible pensar en una probable tubificación.

Ante esa situación, se hizo un estudio tendiente a interceptar el flujo en los acarros mediante una trinchera, o bien tratándolos con una pantalla impermeable a base de inyecciones. Resulta más conveniente la segunda alternativa en virtud de la rapidez con que se ejecutarán los trabajos, así como de evitar una serie de problemas durante la construcción para controlar las aguas subterráneas.

La pantalla impermeable se realizó a base de inyecciones en el eje longitudinal de la cortina en la zona de acarros; es de 8 m de ancho y para formarla se hicieron 5 líneas de barrenos. En las líneas externas se inyectó hasta 2.50 m dentro de las aluviones, las líneas intermedias se inyectaron hasta el contacto entre las aluviones y la roca y la línea central se inyectó 2 m en la roca.

La inyección se realizó mediante manguitos y obturador doble, en progresiones ascendentes cada 33 cm. Para llevar a cabo la mezcla en el terreno se usaron inyectoras de presión y gasto regulable con un rango de presión que varió de 0 a 10.5 kg/cm^2 . La mezcla empleada tiene relación cemento-agua de 0.25 y se le agregó bentonita hasta obtener una viscosidad de 40 seg en el cono de MARSH.

Posteriormente se verificará el resultado de las inyecciones con pruebas de permeabilidad dentro de la pantalla, y a su vez se excavará un pozo a cielo abierto también dentro de la misma con objeto de comparar dichos resultados con otro pozo a cielo abierto localizada entre la pantalla y la traza aguas abajo del talud de la cortina. Este último pozo se utilizará para verificar las propiedades mecánicas supuestas en el diseño.

8.4 Otras obras

En el plano 12 se presentan las características de los materiales que constituyen el bordo de infiltración San Simón, B. C. y en los planos 13 a 19 se muestran los diques construidos a lo largo del canal San Lorenzo localizado entre los ríos San Lorenzo y Culiacán, Sin. Estas obras se desplantaron sobre distintos tipos de suelos y en los planos mencionados se indica la solución dada en cada caso.

9 CASOS ILUSTRATIVOS DE CANALES

9.1 Introducción

El diseño y construcción de canales en el noroeste del país presenta los siguientes problemas: los canales construidos sobre arcillas expansivas, experimentan deformaciones diferenciales por efecto de las variaciones del contenido de agua ocasionando la falta del revestimiento; por otra parte, al saturarse las arcillas disminuye su resistencia al corte, originando en ocasiones fallas de talud en los canales. Otro problema se presenta en los canales construidos dentro de limas de baja compactación, que al saturarse sufren asentamientos produciendo fallas del revestimiento; finalmente se tiene el caso de canales en materiales limocenos de alta permeabilidad y con niveles freáticos superficiales que dificultan su construcción, en lo que sigue se incluyen ejemplos específicos de canales en las zonas mencionadas, con lo que es factible tipificar las situaciones más comunes en ellos.

9.2 Obras de rehabilitación del Distrito de Riego No. 14, Río Colorado

9.2.1 Introducción

Actualmente se hallan en construcción las obras para la rehabilitación del Distrito de Riego No. 14, río Colorado, en los estados de Baja California y Sonora (Fig 7). Se localiza en el valle de Mexicali y está ubicado al este de las sierritas de Cuapah y El Mayor.

La rehabilitación del Distrito de Riego obedece a una planeación integral del valle de Mexicali; por lo que al finalizar las obras, se irrigarán 203 000 Ha, a través de una red de distribución de canales abiertos revestidos de concreto hidráulico y acrílico.

9.2.2 Exploración

El estudio geotécnico se basó en sondas de exploración, realizadas a profundidades de 6 m de acuerdo con una cuadrícula espaciada cada 5 km en una franja de $80 \times 100 \text{ km}$, aproximadamente.

Las sondas fueron de dos tipos: con obtención de muestras inalteradas y alteradas. Las sondas con muestras inalteradas consistieron en excavar pozos a cielo abierto, clasificando los suelos y labrando muestras representativas en los diferentes materiales interceptados; las de obtención de muestras alteradas fueron de penetración estándar, empleando como herramienta de corte una postadora de 15 cm de diámetro.

En todas las sondas de penetración estándar se realizaron pruebas de permeabilidad con el sistema "permeómetro de pozo", de acuerdo con el criterio del USBR.

La profundidad del NAF, dentro de las exploraciones realizadas, varió entre 1.0 y 10.0 m, correspondiendo las máximas a zonas agrícolas regadas mediante bombas de pozos pro-

fundos.

9.2.3 Propiedades de los suelos

Todas las muestras se clasificaron de acuerdo con el SUCS, encontrándose principalmente arenas finas limosas de compacidad que iba de muy suelta a compacta, arcillas de baja a alta plasticidad y limos arenosos de consistencia variable de muy blanda a dura.

Con base en los sondeos y en los ensayos de laboratorio, se definió la distribución de los diferentes suelos localizados en el Distrito de Riego. Posteriormente la información se amplió con exploraciones adicionales y observaciones directas durante la construcción.

Con objeto de detectar suelos expansivos y colapsables que pudieran afectar las estructuras de las obras de rehabilitación, se aplicaron los criterios de identificación propuestos por W. G. Holtz, y por H. J. Gibbs y J. P. Bara (Fig 8). De acuerdo con el de Holtz, la mayoría de los suelos de mediana y alta plasticidad resultaron ser expansivos (Fig 9), y conforme al de Gibbs y Bara, los suelos limosos y arenosos se clasificaron como colapsables.

Adicionalmente, para cuantificar los cambios volumétricos experimentados por los suelos clasificados cualitativamente como expansivos, se realizaron pruebas en consolidómetros del tipo convencional aplicando el procedimiento propuesto por Holtz (ASCE 1954), con lo cual se registraron expansiones unitarias, en especímenes inalterados, entre 6 y 16 %, y en especímenes remoldeados y compactados con humedad óptima y el 95 % de la prueba Proctor, expansiones que oscilaron entre 10 y 19 %.

Además, en los suelos identificados como colapsables se llevaron a cabo pruebas de saturación bajo carga con presiones equivalentes a la carga transmitida por el agua y la losa, obteniéndose bajo esfuerzos de 0.10, 0.10 y 0.30 kg/cm^2 asentamientos máximos, en especímenes inalterados, de 0.14 %, y en especímenes remoldeados y compactados con humedad óptima y al 85 % de la prueba Proctor, de 2.17 %.

Con base en los resultados anteriores, se observó que el criterio de identificación propuesto por Holtz, basado en las propiedades índice de los suelos, coincidió con los ensayos en consolidómetros; en lo que se refiere a los suelos colapsables, los asentamientos observados en prueba de saturación bajo carga los definieron como no colapsables, discrepando con el criterio de identificación cualitativo dado por Gibbs y Bara.

Partiendo de esa identificación inicial de los suelos, se procedió a construir una serie de estanques de prueba a fin de conocer mejor el comportamiento de los suelos donde quedarían alojados los canales del Distrito de Riego, así como la pérdida de agua en los mismos por filtración.

9.2.4 Estanques de prueba

Los estanques de prueba fueron excavaciones de sec-

ción transversal semejante a la de los canales, los cuales se inundaron observando el comportamiento de los suelos mediante una serie de testigos superficiales y piezómetros. Se localizaron en los sitios donde, de acuerdo con los criterios de identificación empleados, se tenían suelos con propiedades más desfavorables para sustentar a los canales.

Fue un total de once estanques de prueba, de los cuales solo se presentan los resultados de dos de ellos, donde el comportamiento se considera representativo de los suelos clasificados como expansivos y colapsables.

9.2.4.1 Estanque El Progreso

Se localizó al noroeste del Distrito de Riego dentro de la zona denominada El Progreso, donde predominan arcillas de alta plasticidad identificadas como expansivas.

Las propiedades índice de los suelos resultaron:

PROPIEDADES INDICE

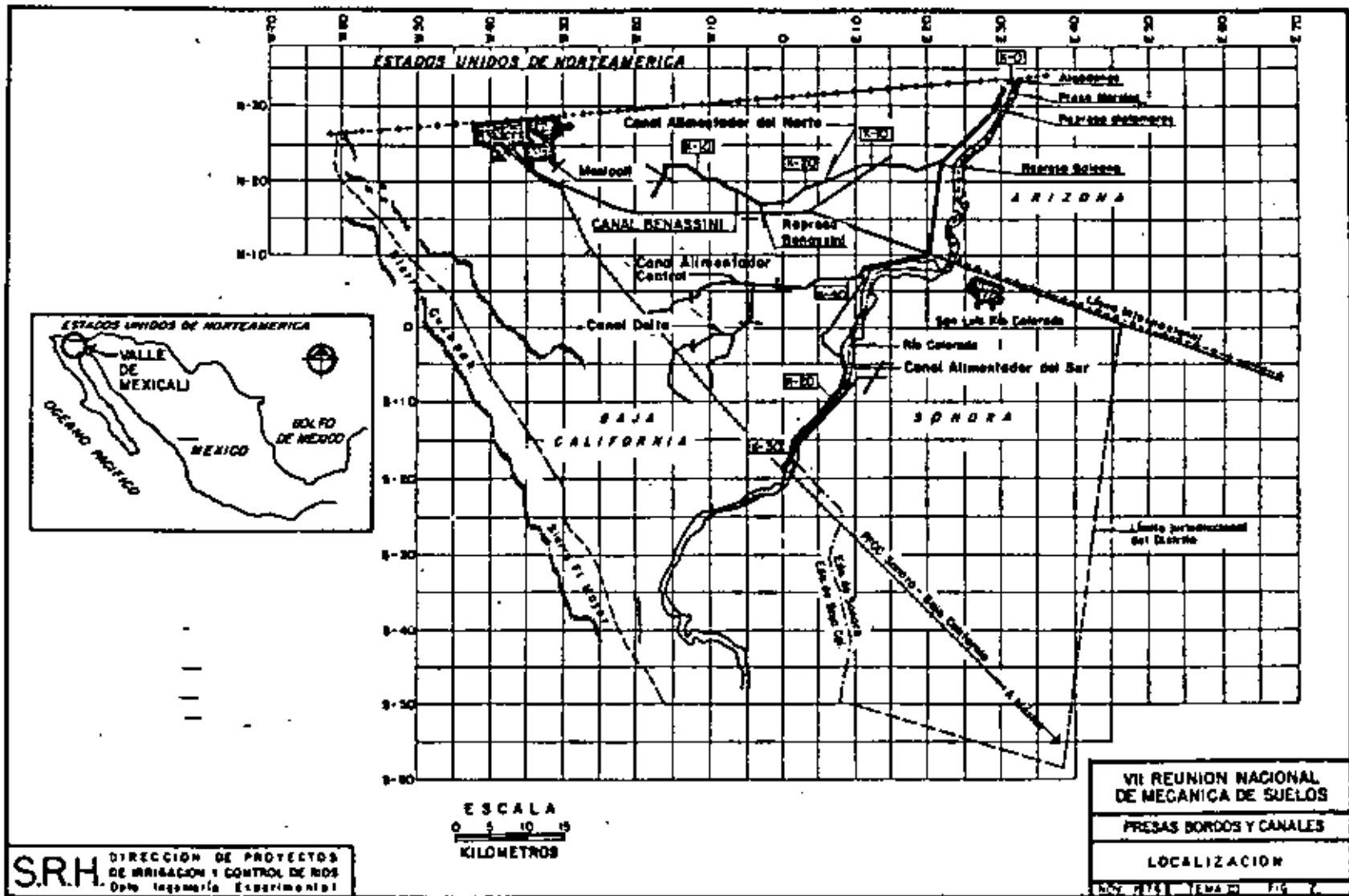
Clasificación SUCS	CH
Arena	2 %
Partículas finas	98 %
Límite líquido (LL)	60 - 68 %
Límite plástico (LP)	19 - 22 %
Índice plástico (IP)	41 - 45 %
Peso volumétrico seco "in situ"	1034-1548 kg/m^3
Contenido natural de agua	7.6 - 29 %
Peso volumétrico seco máximo (W _{ópt})	1526-1615 kg/m^3
Humedad óptima de compactación (W _{ópt})	20 - 24 %
Número de golpes en prueba de penetración estándar:	
Antes del llenado del estanque	17
Después del llenado del estanque	13
Profundidad del NAF	3.5 m

La prueba en este estanque duró 62 días; se inundó el 26 de febrero y se vació rápidamente el 29 de abril de 1968. En las Fig 10 y 11 se muestran sus dimensiones en planta y corte, así como la localización de los testigos superficiales y piezómetros; también se aprecian las expansiones medidas en los testigos superficiales, observándose que en un lapso aproximado de cuatro meses se presentaron expansiones máximas de 3 cm al saturarse los suelos, sin que estas llegaran a estabilizarse aun después del vaciado rápido. La permeabilidad de los suelos es baja, con pérdidas por filtración de $R = 0.01 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, según el criterio del USSR, comparable con las que se presentan en canales revestidos.

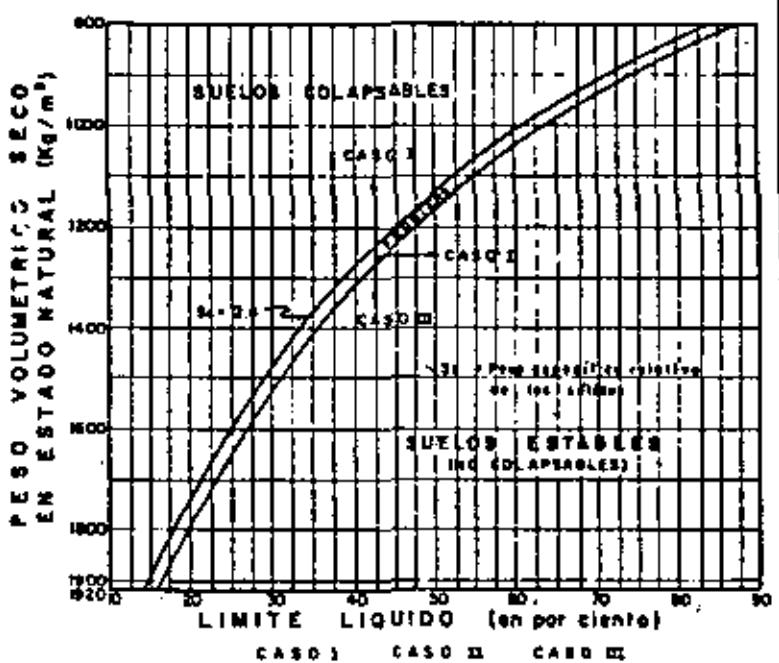
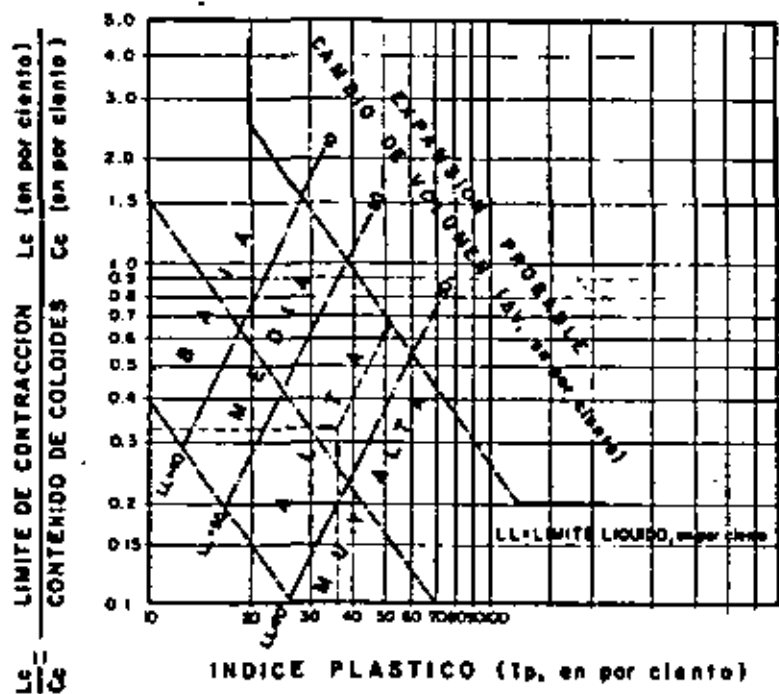
La estabilidad de los taludes 1.5:1 con altura de 2.6 m fue satisfactoria durante el tiempo de prueba.

9.2.4.2 Estanque Tecolotes

Se localiza al noroeste del Distrito de Riego, en la zona denominada Tecolotes, donde predominan suelos arenosos identificados como colapsables. Las propiedades índice del subsuelo en el sitio de prueba fueron:



S.R.H. DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 Date Ingeniería Experimental



NOTAS:
 1)- Los cambios de volumen son de la condición inicial de secado al aire a la saturación, sin una sobrecarga de 0.07 Kg/cm² (1.20 tons/ft²).
 2)- La gráfica se construyó con la Tabla I, del artículo Expansive Clay Properties and Problems W. S. Holtz.

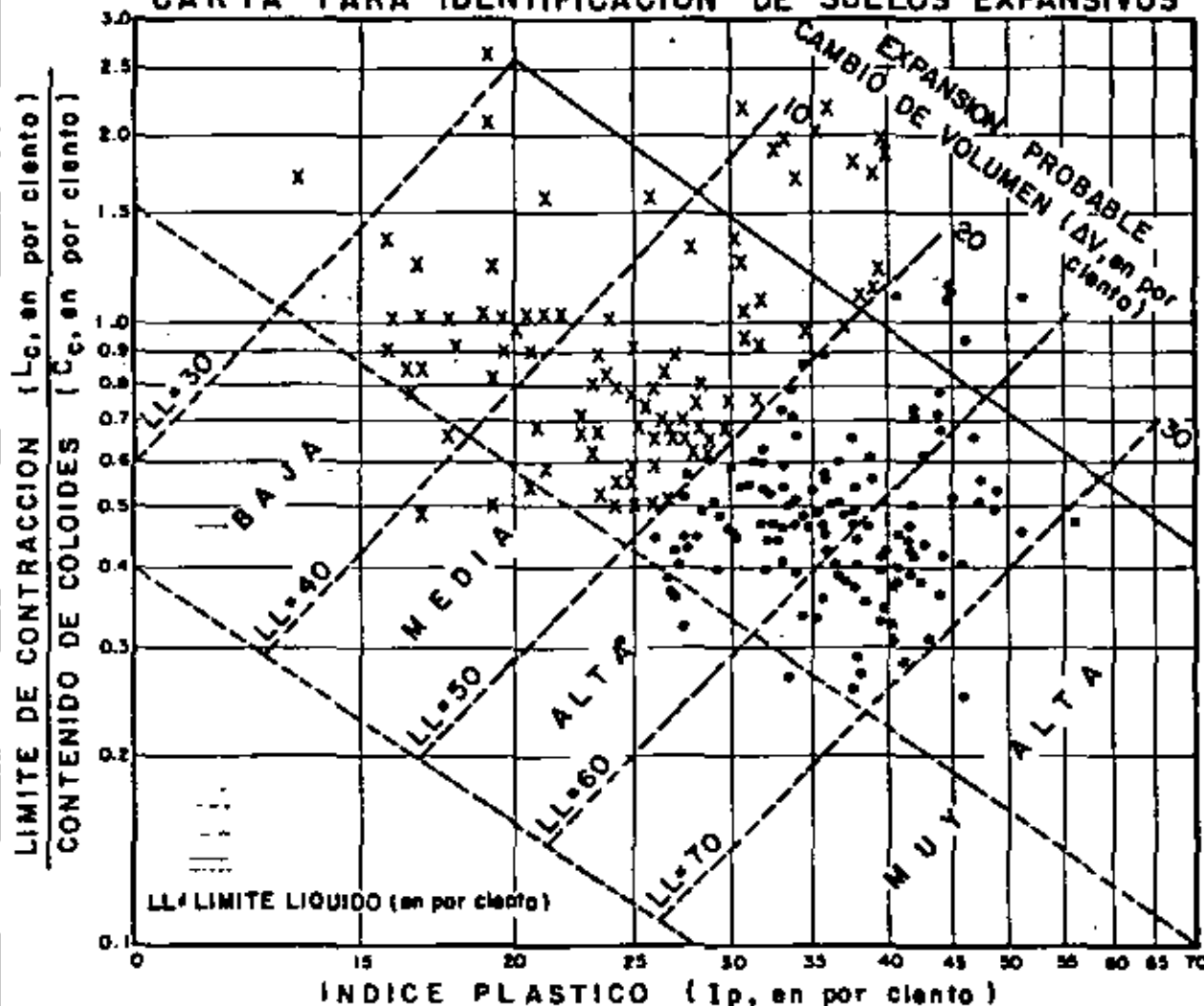
NOTAS:
 La fracción varía con el peso específico relativo de los sólidos. Las dos líneas marcadas, comprenden la gran mayoría de los suelos, pero S1 = 2.6 y S1 = 2.7 y considerando 100% de saturación. Este gráfico está tomado del artículo "Stability Problems of Collapsible Soils", por H.J. Gibbs y J.P. Baro.



S.R.H. DIRECCION DE PROYECTOS DE ARRIBACION Y CONTROL DE RIOS Depto. Ingeniería Experimental

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
 PRESAS BORDOS Y CANALES
 GRAFICAS IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS Y COLAPSABLES
 NOVIEMBRE TEMA III FIG. 8

CARTA PARA IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS



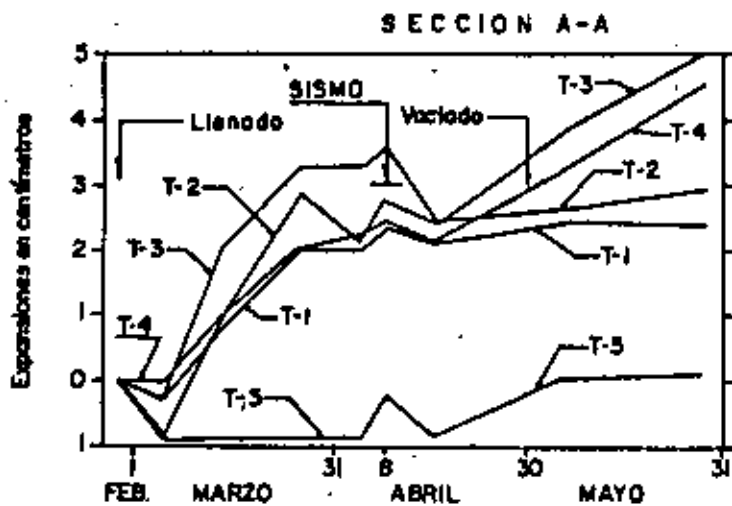
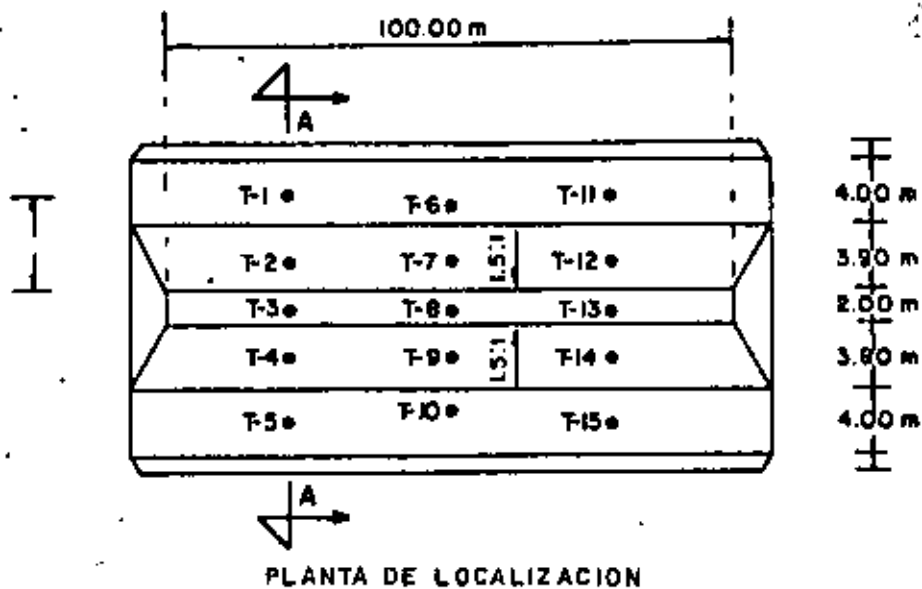
- ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (CH).
 - x ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD (CL).
- Las más expansivos circundan a la zona del Estanque Progreso

OBSERVACIONES:

- 1) Los cambios de volumen corresponden a la condición: "secado inicial al aire" - "saturación", con 0.07 Kg/cm² de sobrecarga.
- 2) La grafica se construyó con los datos de la Tabla I del artículo: "Expansive Clays Properties and Problems" de W. G. Holtz.

SRH DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 Depto. de Ingeniería Experimental

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
 PRESAS BORDOS Y CANALES
 NOV. 1974 TEMA III FIG. 9



VII REUNION NACIONAL
DE MECANICA DE SUELOS

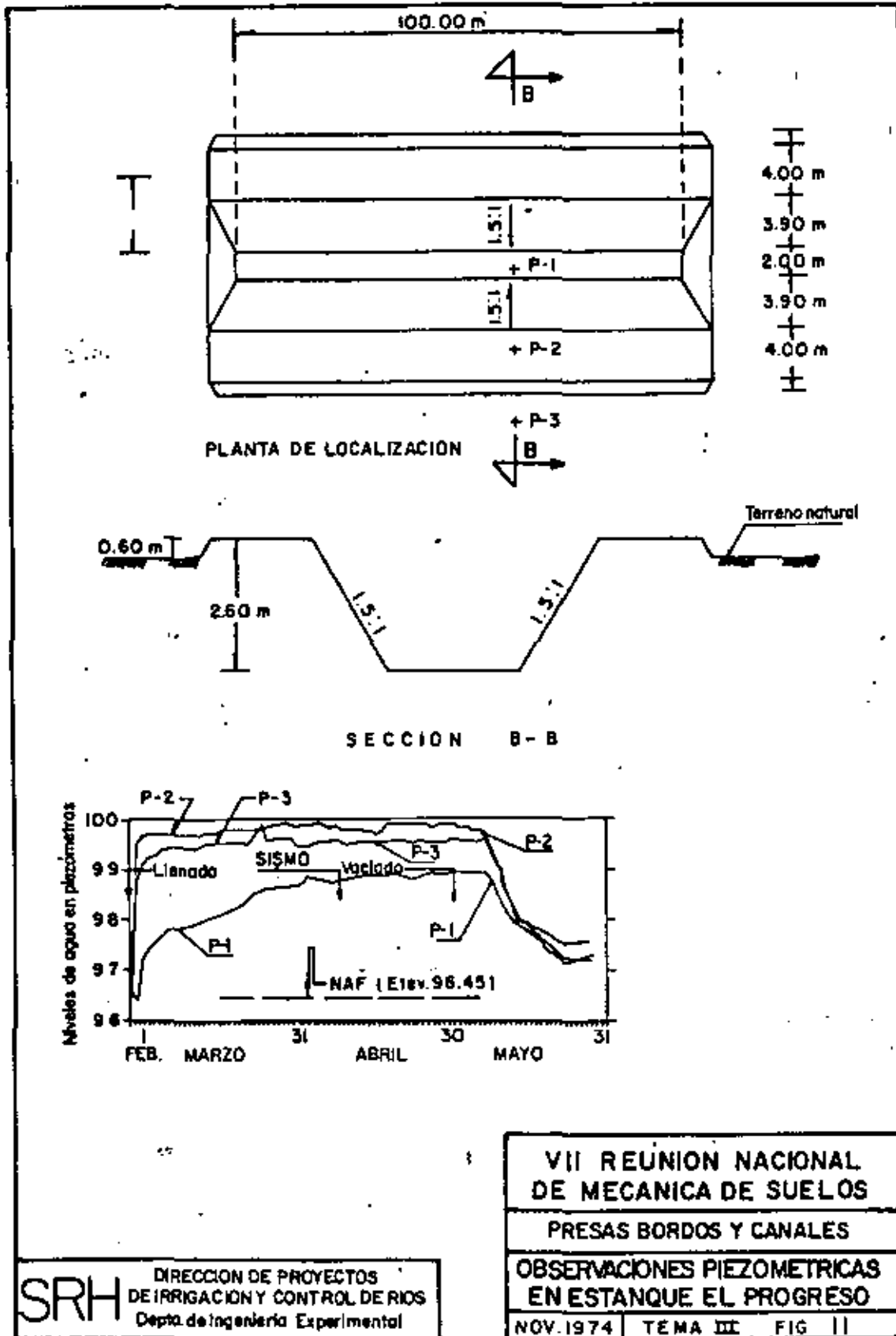
PRESAS BORDOS Y CANALES

OBSERVACIONES EN ESTANQUE
EL PROGRESO

NOV. 1974 | TEMA III | FIG 10

SRH

DIRECCION DE PROYECTOS
DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
Depo. de Ingenieria Experimental



PRUEBAS INDICE

Clasificación SUCS	SM
Arena	26 - 45 %
Partículas finas	74 - 55 %
Límite líquido (LL)	18 - 28 %
Límite plástico (LP)	21 - 23 %
Índice plástico (IP)	7.4 %
Peso volumétrico seco "in situ"	1204-1735 kg/m ³
Contenido natural de agua (w)	1 - 30 %
Peso volumétrico seco máximo (γ_{dpt})	1490-1747 kg/m ³
Humedad óptima (w_{opt})	10 - 23 %

La operación de este estanque rebasó los 8 meses, habiéndose inundado el 4 de febrero de 1948. Las fig 12 y 13 muestran las dimensiones en planta y corte, así como la instrumentación instalada.

Los movimientos detectados por testigos superficiales al saturarse los suelos durante la prueba (fig. 12) fueron menores de 2 cm en tres meses de observación, valores que se consideran pequeños.

El 18 de abril de 1968 se presentó un sismo de intensidad 5 a 6, escala de Mercalli, y magnitud 6 en la de Richter, que no provocó movimientos de importancia en los suelos saturados de los estanques de acuerdo con las mediciones realizadas.

Las pérdidas por filtración determinadas en el estanque fueron del orden de $q = 0.16 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{m}/\text{día}$, mismas que se consideran de importancia.

La estabilidad de los taludes 1.5:1 y altura de 3.00 m, durante el proceso de prueba fue satisfactoria.

9.2.4.3 Conclusiones

Suelos arcillosos. Los suelos arcillosos de alta plasticidad — identificadas como expansivos, de acuerdo con los resultados del laboratorio y del estanque de prueba presentan expansiones al saturarse, que de ocurrir en un canal revestido producirían su falla. Sin embargo, se consideró que estas arcillas podían estabilizarse dándoles un grado de compactación bajo y saturándolas en forma previa a la construcción del revestimiento de concreto con agua de alto contenido de sales existente en los drenes del Distrito de Riego.

Por lo anterior se decidió revestir con carácter experimental algunos canales alojados en arcillas, previa tratamiento de estas en la forma mencionada, disminuyendo los gastos de conservación de los canales, así como las áreas afectadas por los mismos al requerirse menor sección hidráulica en los revestidos para conducir el mismo gasto que en los canales sin revestimiento.

Suelos colapsables. Los movimientos pequeños observados en los estanques de prueba en suelos colapsables parecen demostrar que el criterio de clasificación de Gibbs y Baro en los suelos arenosos del valle de Mexicali es conservador; sin embargo, dada la disponibilidad de agua en el Distrito de Riego,

se decidió inundar previamente a la colocación del revestimiento los suelos arenosos y limosos, a fin de provocar antes de la construcción los pequeños movimientos por saturación y — darles un contenido de agua que los hiciera más trabajables.

Debido a que durante el sismo del 8 de abril de 1968 no se presentaron movimientos de importancia en los estanques de prueba, se consideró que bajo las condiciones de trabajo — descritas, los suelos arenosos del lugar al saturarse no son susceptibles a licuarse.

Las pérdidas de agua por filtración determinan la conveniencia de revestir los canales alojados en suelos arenosos y limosos.

9.2.5 Procedimiento constructivo

A continuación se presentan los procedimientos constructivos seguidos en los diferentes tipos de suelos del valle de Mexicali.

Canales en suelos expansivos

Sección en terraplén. El procedimiento seguido se ilustra en la fig 14. Destacan en él la estabilización de las arcillas — dándoles un bajo grado de compactación y saturándolas con agua de alto contenido de sales durante 10 días. Este tiempo de inundación en general bastaba para saturar suelos localizados abajo del desplante de los canales en un bulbo de 3.0 m de profundidad. El control se llevó inicialmente determinando la relación de vacíos, grado de saturación y contenido de agua de dichos suelos. Finalmente se hizo determinando únicamente el contenido de agua, como medio de verificar la saturación — de la masa térrica.

Sección de corte. Consistió básicamente en sustituir en la zona de contacto con el revestimiento, una capa de por lo menos 0.50 m de espesor de suelos expansivos por material inerte, colocado con un grado de compactación del orden de 90 % según prueba Proctor (fig 15).

Canales en suelos colapsables.

La fig 16 muestra el procedimiento constructivo que se siguió. En las secciones en corte y terraplén se dió el mismo tratamiento al material de la cimentación, que consistió en saturarlo a fin de inducir los asentamientos del suelo antes de la colocación del revestimiento, lo que además facilitó la compactación de los suelos arenosos.

Cuando el nivel freático se localizaba superficialmente y se prevenían problemas de subspresión, se instalaban pozos de bombeo que produjeron el abatimiento de los aguas y con — tratar así el fenómeno. Este bombeo se suspendió cuando — el canal ya construido se inundaba hasta un tirante tal que asegurara la estabilidad del mismo.

9.2.6 Comportamiento observado

Dentro del sistema de rehabilitación se tienen actualmente 27 km de canales revestidos con concreto asfáltico y 239 km, en suelos identificados como expansivos, revestidos con concreto hidráulico previo tratamiento de dichos suelos. Estos canales, a tres años de haberse construido de acuerdo con los procedimientos mencionados, han tenido un comportamiento satisfactorio.

Comentarios. Es necesario estudiar con mayor amplitud el efecto estabilizante de las arcillas expansivas que aparentemente tienen las aguas con alto contenido de sales de los drenes.

9.3 Encauzamiento del río Tijuana, B. C.

9.3.1 Introducción

Dentro de la ciudad de Tijuana, se construyen las obras para el encauzamiento del río del mismo nombre, que comprendan la rectificación y revestimiento de aproximadamente 10 km de longitud del cauce.

El río tiene escurrimientos esporádicos con avenidas máximas de 3 820 m³/seg, los cuales se presentan aproximadamente cada 30 años, lo que ha contribuido a que en épocas de poco escurrimiento, la gente se haya posesionado de los terrenos del cauce, al extremo de que se encuentra invadido por más de 5 000 familias de muy bajos recursos.

En el encauzamiento del río Tijuana, a través de una sección revestida de concreto, tiene como objetivo principal permitir el escurrimiento del gasto máximo que se pueda presentar en el techo natural a través de una área menor, y colateralmente la regeneración urbana de la zona que se rescató al cauce, de acuerdo con la planificación integral de la ciudad.

Las obras consisten en construir en el sitio mostrado en la fig 17, un canal revestido de concreto hidráulico de sección trapezoidal con cauce piloto de estribo (fig 20). Cuenta este con un ancho total de plantilla de 70 m y se halla limitado por bordos de taludes 2:1, ancho de corona de 10 m y altura de 6.5 m con respecto al nivel de la rasante del encauzamiento.

9.3.2 Subsuelo

Las características del subsuelo se conocieron realizando a lo largo del cauce 39 sondeos de penetración estándar a profundidades variables entre 6 y 15 m (fig. 18 y 19). Además se ejecutaron pozos a cielo abierto, tanto en el cauce del canal como a ambas lados del mismo.

Los depósitos explorados son de origen fluvial y contienen principalmente arenas y copas de boleros y gravas. Las arenas poseen entre 5 y 15 % de finos no plásticos y son de compactación variable, entre suelta y muy alta. La distribución de estos depósitos es heterogénea tanto horizontal como

verticalmente. Subyaciendo a los mismos existe granito intemperizado en estado compacto. La profundidad del nivel freático a lo largo del cauce varió entre 3.7 y 10.2 m. Los perfiles estratigráficos del encauzamiento se muestran en las figs.

9.3.3 Análisis y procedimiento constructivo

La estabilidad de los cortes y terraplenes se revisó, considerando un ángulo de fricción interna de 34°, y se encontró que para un talud de 2:1 el factor de seguridad es de 1.31 para las condiciones más críticas de funcionamiento.

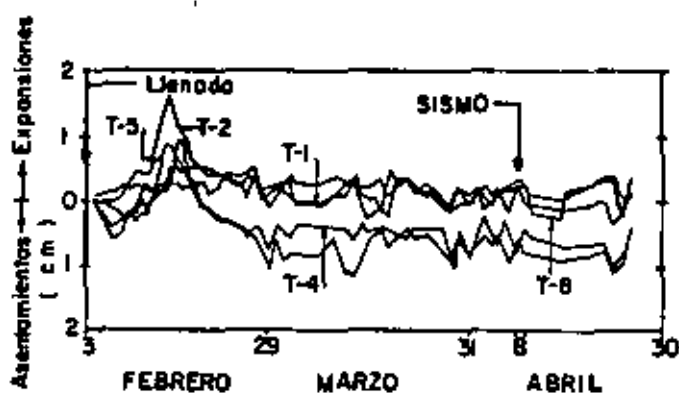
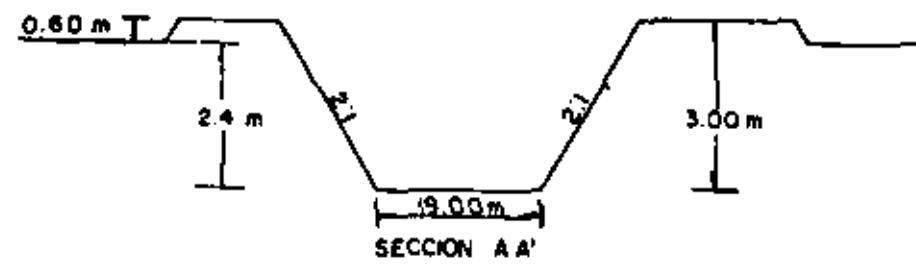
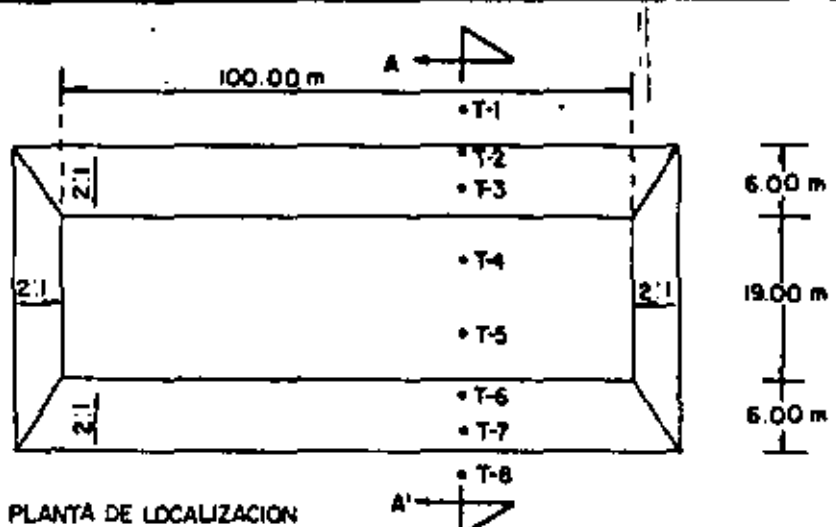
El procedimiento constructivo fue (fig 20).

- Remoción y eliminación a lo largo del encauzamiento, de la capa superficial constituida por rellenos artificiales y materia orgánica.
- Excavación hasta el nivel de proyecto de la plantilla del canal y formación de bordos con material producido de dicha excavación, o con granito intemperizado procedente de préstamos cercanos al lugar. En la sección del bordo se distinguen dos zonas, según el procedimiento de compactación empleado, denominadas A y B (fig 20). En la zona B se forma un terraplén de 3 m de corona que soporta directamente la losa de concreto, en capas de 30 cm de espesor compactadas al 90 % de la prueba Pórtier o Próctor, dependiendo de la granulometría y plasticidad del material empleado. En la zona A (fig 20) se construye el bordo con material compactado únicamente con el tránsito del equipo de construcción en capas de 30 cm de espesor y con un contenido de agua cercano al óptimo.
- Conformación, nivelación y escarificación de los suelos de la cimentación.
- Colado de la sección estructural, tanto en la cimentación como en los respaldos.
- Revestimiento de la corona de los bordos compactado en capas de 15 cm de espesor al 95 % de la prueba Pórtier.

9.4 Canal principal Humaya, Sin

9.4.1 Introducción

Conduce aguas de la presa de almacenamiento Adolfo López Mateos, ubicada aproximadamente a 30 km de Culiacán, sobre el río Sinaloa. La obra del canal (fig 21) se inició en 1959 y se terminó en 1968 construyéndose durante este período una longitud de 157 km desde su origen en la presa derivadora Andrew Wells hasta la ciudad de Guamúchil. Actualmente está en proceso de construcción una etapa adicional de 8 km de longitud. El Canal Principal Humaya fue uno de los primeros canales revestidos de concreto hidráulico en México, por lo que se considera de interés presentar las experiencias logradas con su construcción.



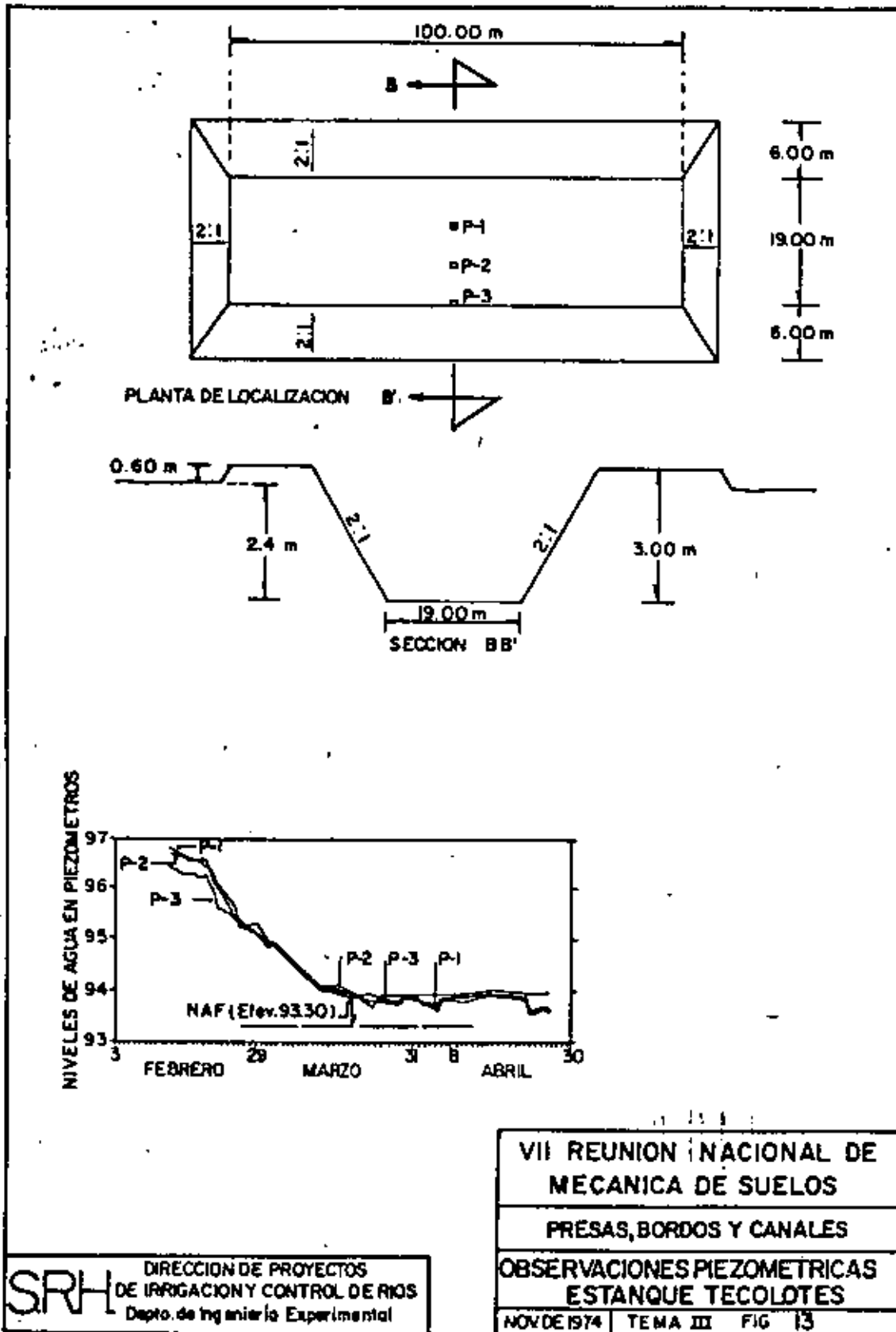
VII REUNION NACIONAL DE
MECANICA DE SUELOS

PRESAS, BORDOS Y CANALES

MOVIMIENTOS VERTICALES EN
ESTANQUE TECOLOTES

NOV. 1974 TEMA III FIG 12

SRH DIRECCION DE PROYECTOS
DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
Depto. de Ingeniería Experimental



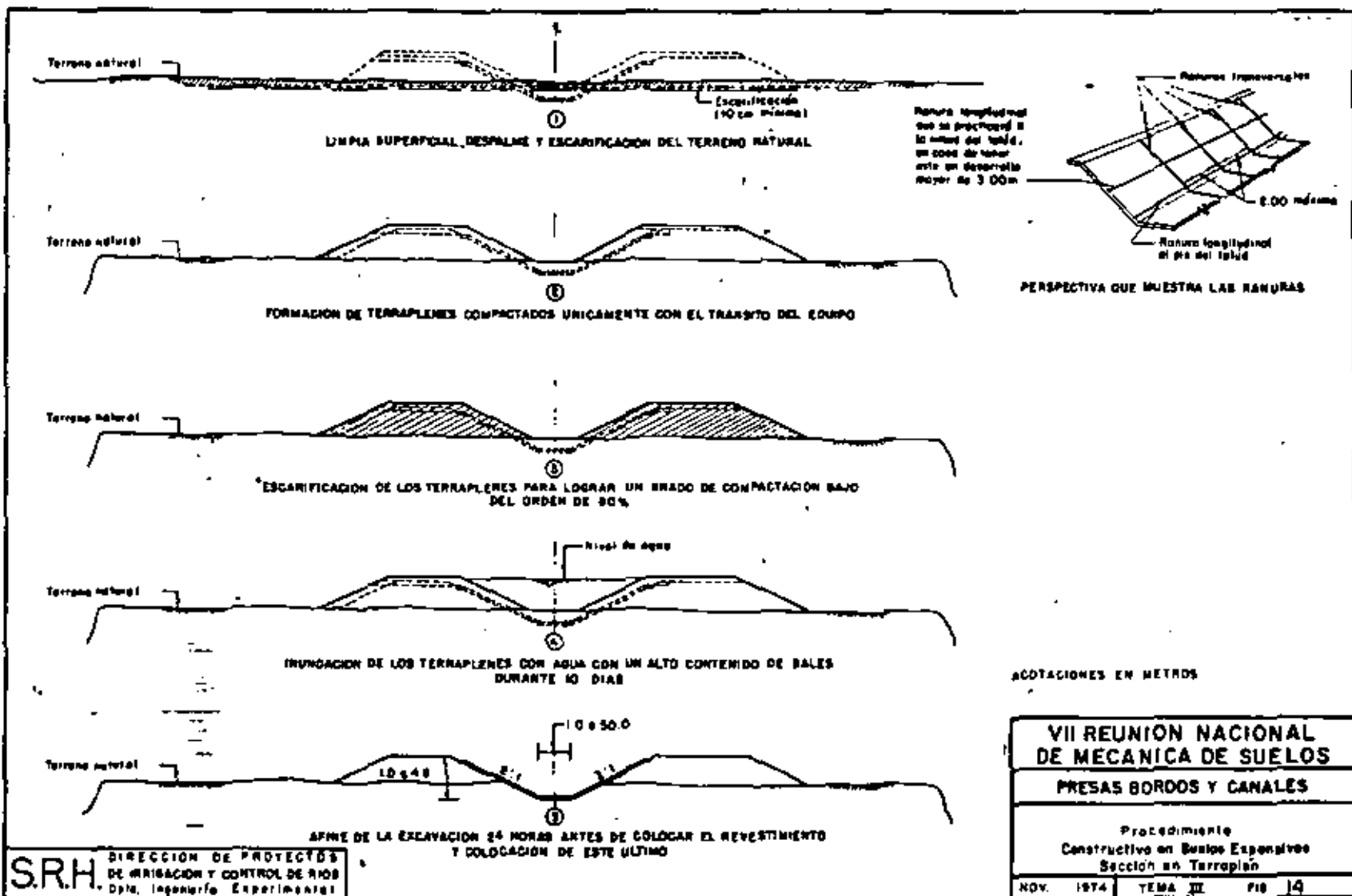
VII REUNION NACIONAL DE
MECANICA DE SUELOS

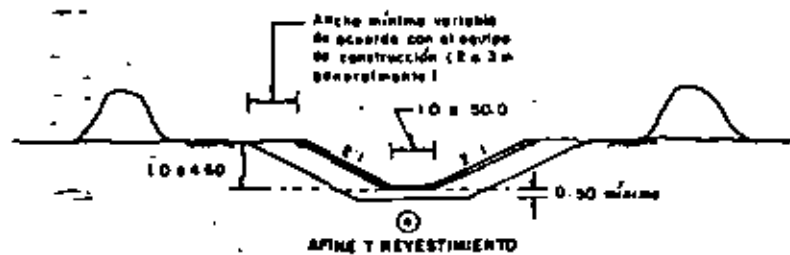
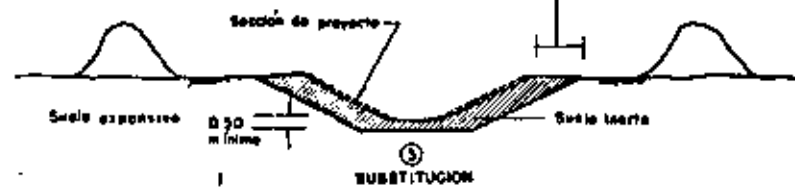
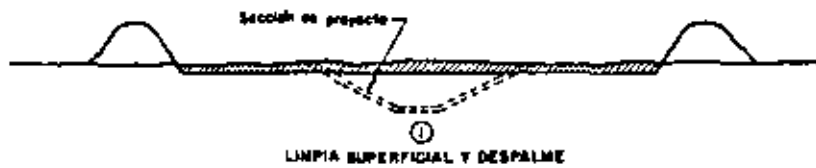
PRESAS, BORDOS Y CANALES

OBSERVACIONES PIEZOMETRICAS
ESTANQUE TECOLOTES

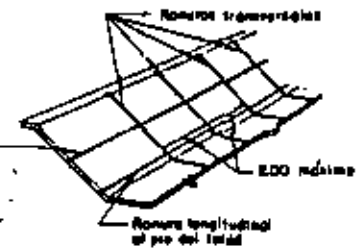
NOV DE 1974 TEMA III FIG 13

SRH DIRECCION DE PROYECTOS
DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
Depto. de Ingeniería Experimental





Ranura longitudinal que se practicará a lo largo del talud, en caso de tener este un desarrollo mayor de 3.00m



PERSPECTIVA QUE MUESTRA LAS RANURAS

AGOTACIONES EN METROS

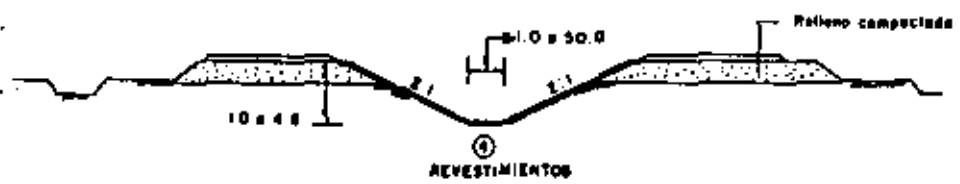
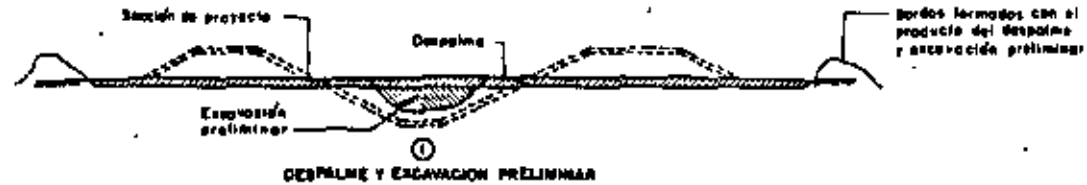
SR.H DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS. Depto. Ingeniería Experimental

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

PRESAS BORDOS Y CANALES

Procedimiento Constructivo en Suelos Expansivos Sección en Corte

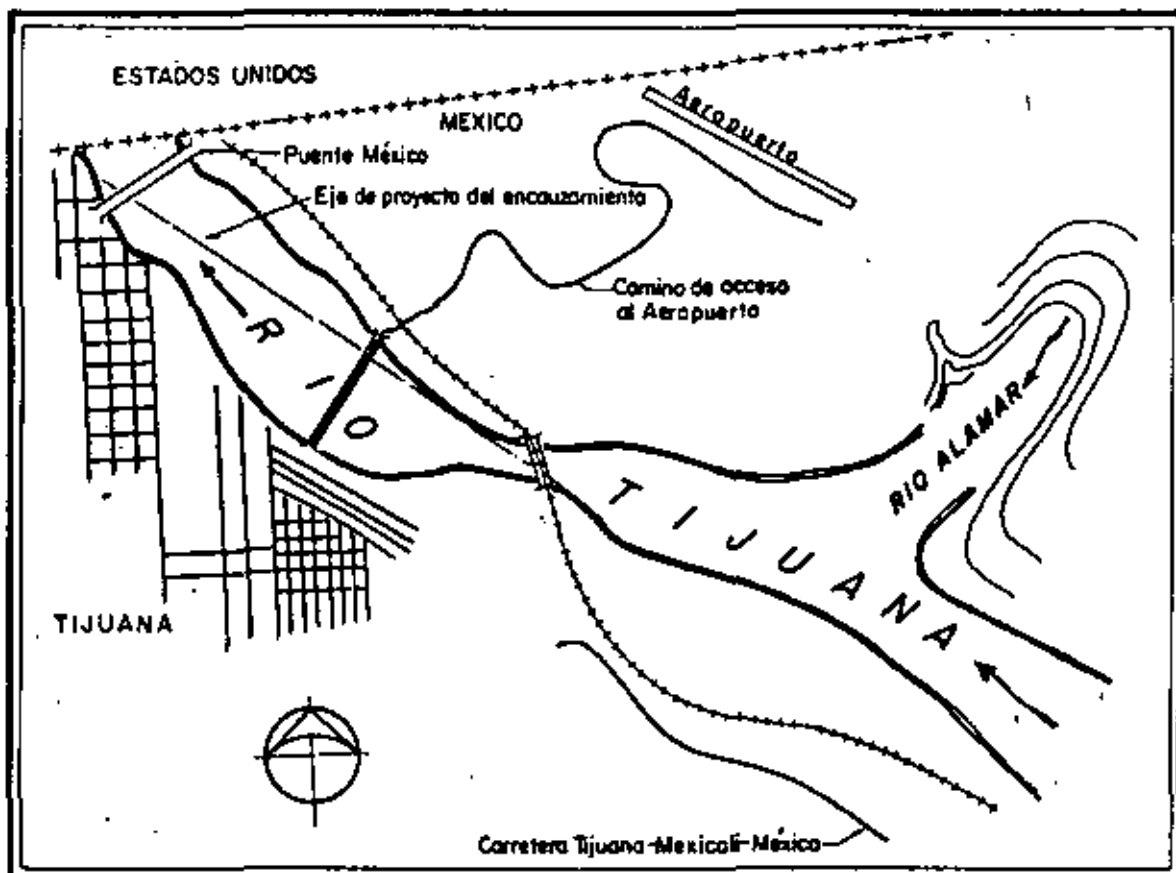
NOV 1974 TEMA III FIN 15



ACOTACIONES EN METROS

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS	
PRESAS BORDOS Y CANALES	
PRESEMIUNIO	1974
Construcción en Buenos Aires	
NOV 1974	116

S.R.H. DIRECCION DE PROYECTOS DE MIRACION Y CONTROL DE RIOS
 Dept. Ingeniería Experimental



VII REUNION NACIONAL
DE MECANICA DE SUELOS
PRESAS, BORDOS Y CANALES

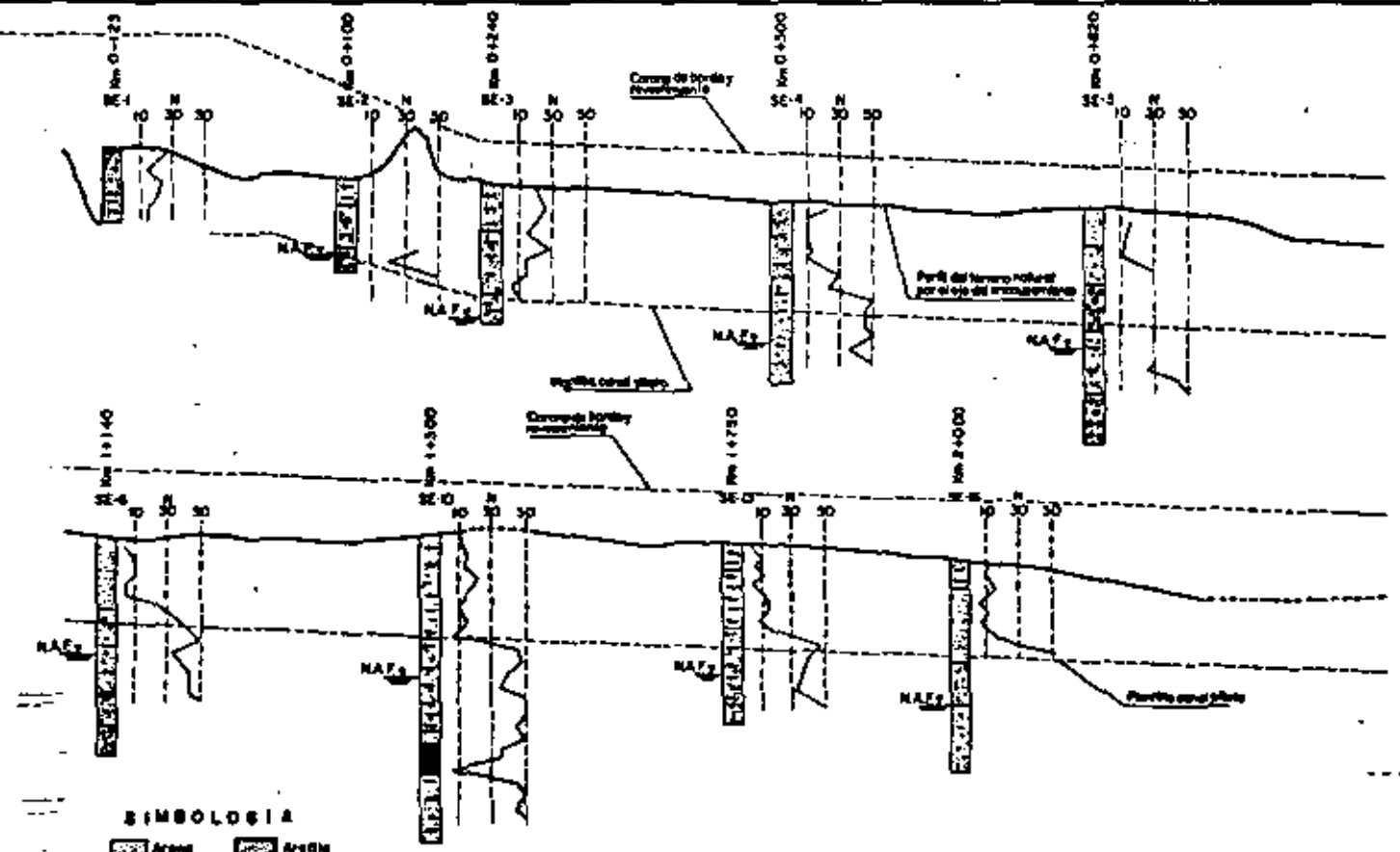
ENCAUZAMIENTO RIO TIJUANA
LOCALIZACION

NOV. 1974 | TEMA III | FIG. 17

SRH DIRECCION DE PROYECTOS
DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
Depo. de Ingeniería Experimental

ELEVACIONES EN METROS

30
25
20
15
10



SIMBOLOGIA

	Arena		Arcilla
	Limo		Grava
	Saca		

Nº Número de golpes en prueba de penetración estándar.

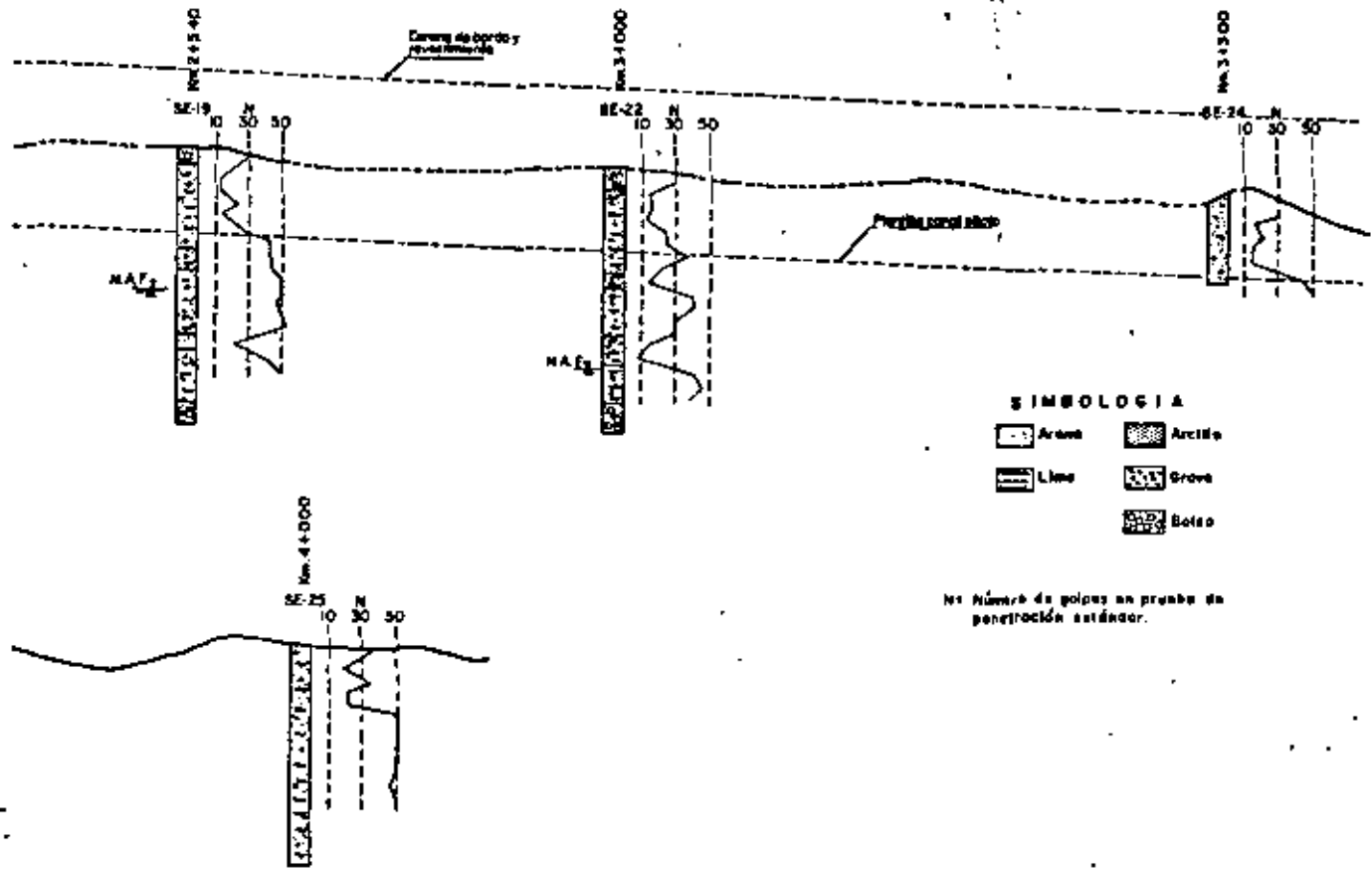
0 10 25 30 100
Escala: 1:250

S.R.H. DIRECCION DE PROYECTOR DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
Dpto. Ingeniería Experimental

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
PRESAS BORDOS Y CANALES
ENCAUZAMIENTO RIO TLUJANA
PERFIL ESTRATIGRAFICO
NOV 1974 TEMA II FIG 1A

ELEVACIONES EN METROS

25
20
15
10
5



SIMBOLOGIA

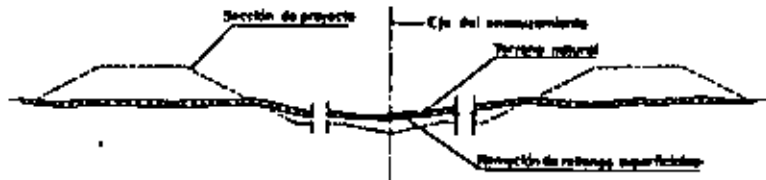
- Arcén
- Arcilla
- Limo
- Grove
- Bolso

Nº Número de golpes en prueba de penetración estándar.

0 25 50 100
Escala 1:250

S.R.H. DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
Caja Ingenieria Experimental

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
PRESAS BORDOS Y CANALES
ENCAUZAMIENTO RIO TILIANA
PERFIL ESTRATIGRAFICO
NOV. 1974 TEMA III FIG 19

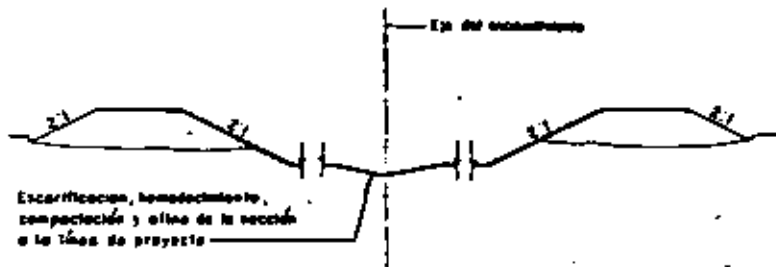


① LIMPIA Y DESPALME DE LOS RELLENOS SUPERFICIALES

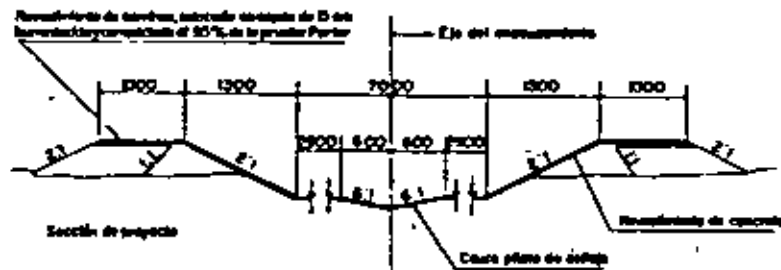


- ① Bordo formado en un espesor de 30 cm de espesor de material con humedad cercana a la óptima y compactado con el tránsito del equipo de construcción.
- ② Bordo formado en un espesor de 30 cm de espesor de material con humedad cercana a la óptima y compactado al 90% de la tabla Proctor - S.R.H.

② EXCAVACIÓN Y FORMACIÓN DE BORDOS



③ COMPACTADO DE LA PLANTILLA Y AFINE DE LA CUBETA Y BORDOS



④ REVESTIMIENTO DE LA CUBETA Y DE LA CORONA DE LOS BORDOS

S.R.H. DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 Depto. Ingeniería Experimental

ACOTACIONES EN METROS

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
 PRESAS BORDOS Y CANALES
 ENCALZAMIENTO FBO TLUJANA
 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
 NOV 1974 | TEMA III | FIG 20

9.4.2 Descripción de la obra

El canal tiene una sección transversal de forma trapezoidal revestida de concreto hidráulico de 10 cm de espesor medio, apoyado sobre una base de suelo-cemento con objeto de regularizar la superficie de los taludes de las excavaciones y facilitar el control del espesor de las losas de concreto. El ancho total de plantilla varía entre 3.8 y 6.0 m; y el mayor corte es de 10 cm. Los taludes de la cubeta son de 1:1 y los taludes de la excavación en los tajos son variables, entre 0.5:1 y 1.5:1. El tramo comprendido entre su origen y el km 157 +000, conduce un gasto de 100 m³/seg y el tramo en construcción, fue diseñado para un gasto máximo de 45.18 m³/seg. La superficie de riego actual es de 92 000 Ha.

9.4.3 Substrato

Para conocer el tipo de suelos en que se alojaría el canal, se realizaron a lo largo del eje pozos a cielo abierto, de los cuales se extrajeron muestras para su identificación en laboratorios y se clasificaron de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

En la prolongación del Canal Principal Humaya se han realizado pruebas de laboratorio para determinar la expansión volumétrica de suelos de acuerdo con el criterio de Holtz.

Con base en los trabajos realizados, se infiere que el substrato de la zona está constituido principalmente por limos, arenas y una capa de arcilla de alta plasticidad de espesor variable.

9.4.4 Procedimiento constructivo

Se siguió el procedimiento constructivo mostrado en la fig 22, en la cual se observa que la base de suelo-cemento que soporta al revestimiento se colocó directamente sobre el terreno natural en los cortes o en los terraplenes formados con el material producto de la excavación, o de bazos de préstamo.

Cabe señalar que en la prolongación del canal principal, localizada al noroeste de Guamúchil, se sigue el procedimiento constructivo mostrado en las fig 23 y 24, aplicándose que el revestimiento de concreto hidráulico se colocó directamente sobre la cubeta del canal, sin emplear suelo-cemento por así permitirle la superficie de los cortes y bordos, previa sustitución de los suelos arcillosos clasificados como expansivos.

9.4.5 Fallas observadas y reparaciones

En el tramo del Canal Principal Humaya comprendido entre los km 75 +000 y 85 +000, se presentó una falla en el revestimiento de concreto hidráulico (fotos 26 a 30), que consistió principalmente en la aparición de grietas longitudinales localizadas próximas al hombro del talud y en desplazamientos relativos entre las losas. La frecuencia con que



Foto 26. Margen derecha del C.P. Humaya. Nótese en el corte de la excavación la presencia del estrato arcilloso superficial de color oscuro.



Foto 27. Aspecto general del agrietamiento en la parte superior



Foto 28. Aspecto general del agrietamiento del revestimiento. Nótese la separación entre losas y dentellón.

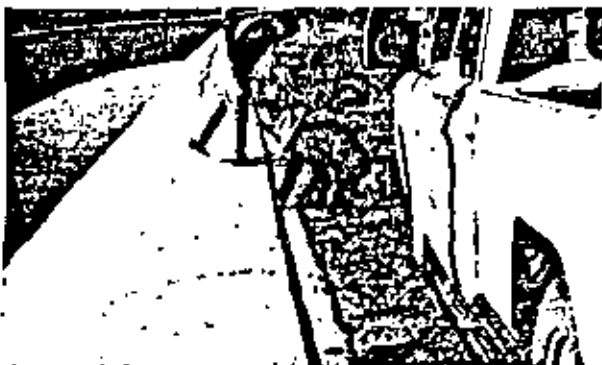


Foto 29. Fracturamiento del revestimiento. Véase el desnivel entre la parte superior e inferior del revestimiento.



Foto 30. Agrietamiento de uno de los canales laterales del C. P. Humaya

se presentaron grietas fue mayor en el talud derecho del canal, y en las zonas más dañadas existía una separación de 11 cm entre el revestimiento de concreto y la base de suelo-cemento.

Los desplazamientos entre las losas de concreto se

atribuyen a que el estrato arcilloso existente en el subsuelo es expansivo, por lo que al variar su contenido de agua, experimentó cambios volumétricos que provocaron el desplazamiento.

En cuanto a las fracturas que sistemáticamente aparecen cerca del hombro del talud (foto 27), se considera son por las contracciones que experimenta el suelo expansivo cercano a la banquetta del revestimiento, que provocan la pérdida de apoyo generando esfuerzos de tensión sobre la parte de la losa que continuaba apoyada en el terreno (fig 25). La mayor intensidad del agrietamiento en el talud derecho se atribuye a que existe un desnivel del terreno natural descendente de derecha a izquierda, lo cual lo hace más susceptible a experimentar deformaciones por cambios en su contenido natural de agua debidos a la lluvia que drena superficialmente hacia este talud.

Las reparaciones realizadas, básicamente fueron de dos tipos de acuerdo con el grado de deterioro que presentaba el revestimiento:

- a) Las losas seriamente dañadas se eliminaron, construyéndose otras previa sustitución de los suelos expansivos. (fotos 31 a 33). En la reconstrucción del revestimiento se hicieron modificaciones que consistieron en disminuir el dentellón (fig 25), reducir el ancho de la banquetta de 50 a 25 cm, con lo que se disminuye el peso de la estructura que gravita en la zona y se evitan, cuando se producen contracciones en la masa de suelo que la subyace, esfuerzos de tensión en la parte del revestimiento que queda apoyada en el terreno. También se construyó en la parte superior de la losa cercana al hombro del talud, una junta adicional. Cuando por razones de operación del canal no era posible eliminar totalmente los suelos expansivos, se renovó parcialmente, sustituyéndolos por tezoga (foto 32) que absorbe mejor los cambios volumétricos que pueden experimentar los suelos expansivos remanentes.
- b) En donde las losas dañadas no presentaron desplazamientos o fracturas de importancia, la reparación consistió en sellar convenientemente las grietas.

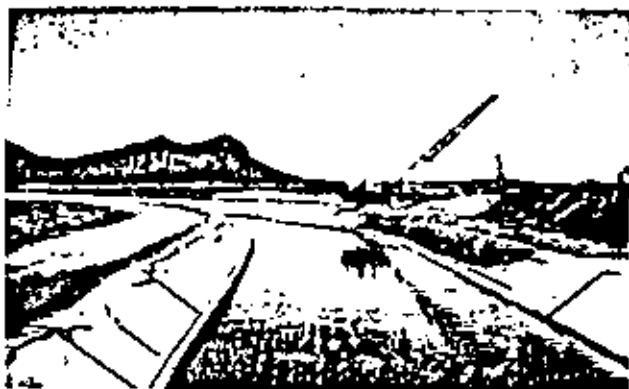
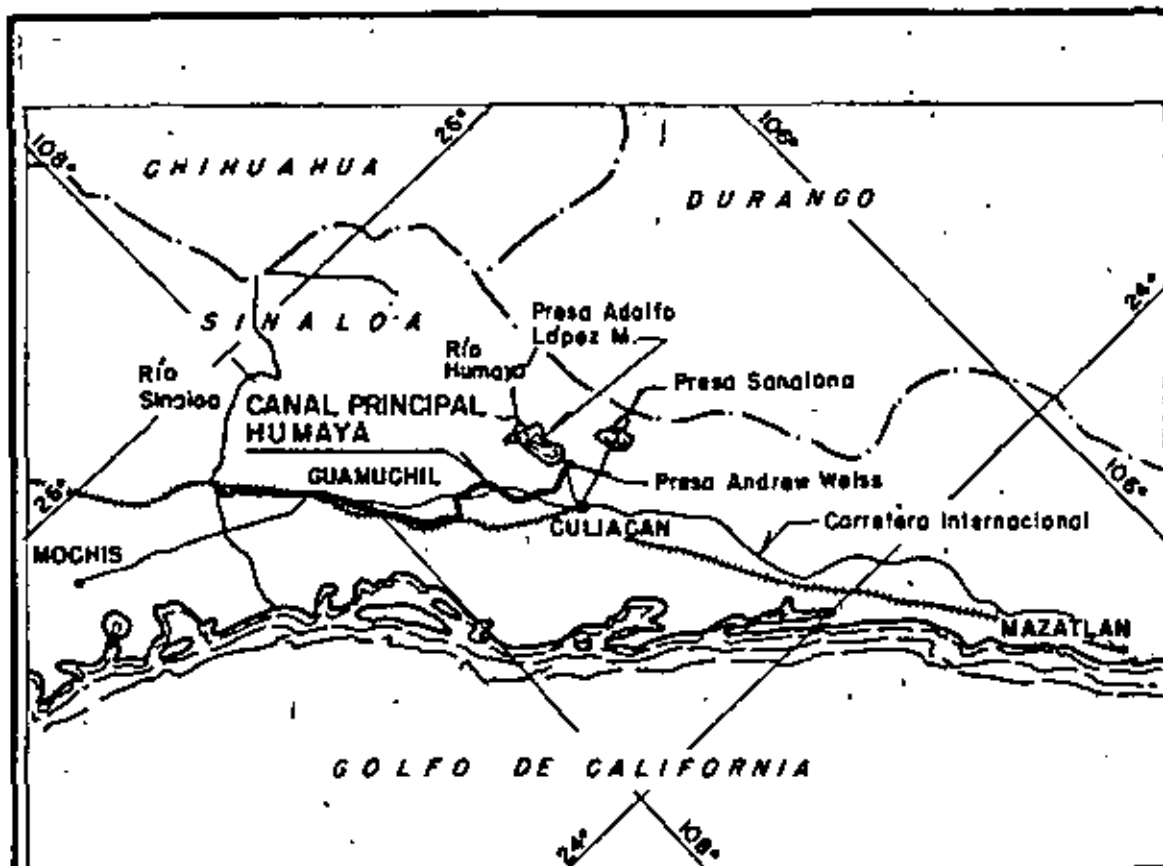
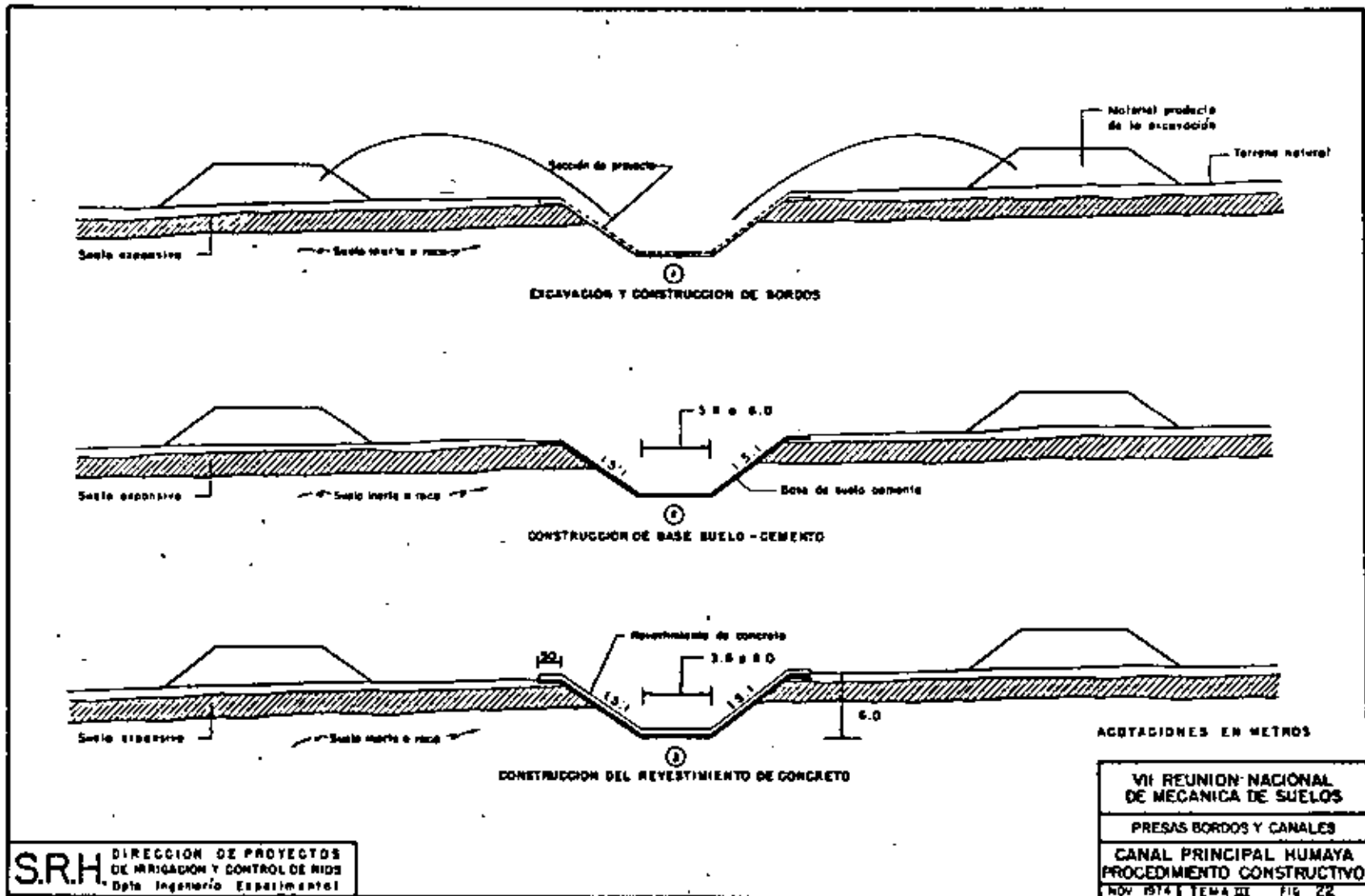


Foto 31. Sellado de las grietas en la margen izquierda e inicio de la eliminación de las arcillas expansivas en la margen derecha



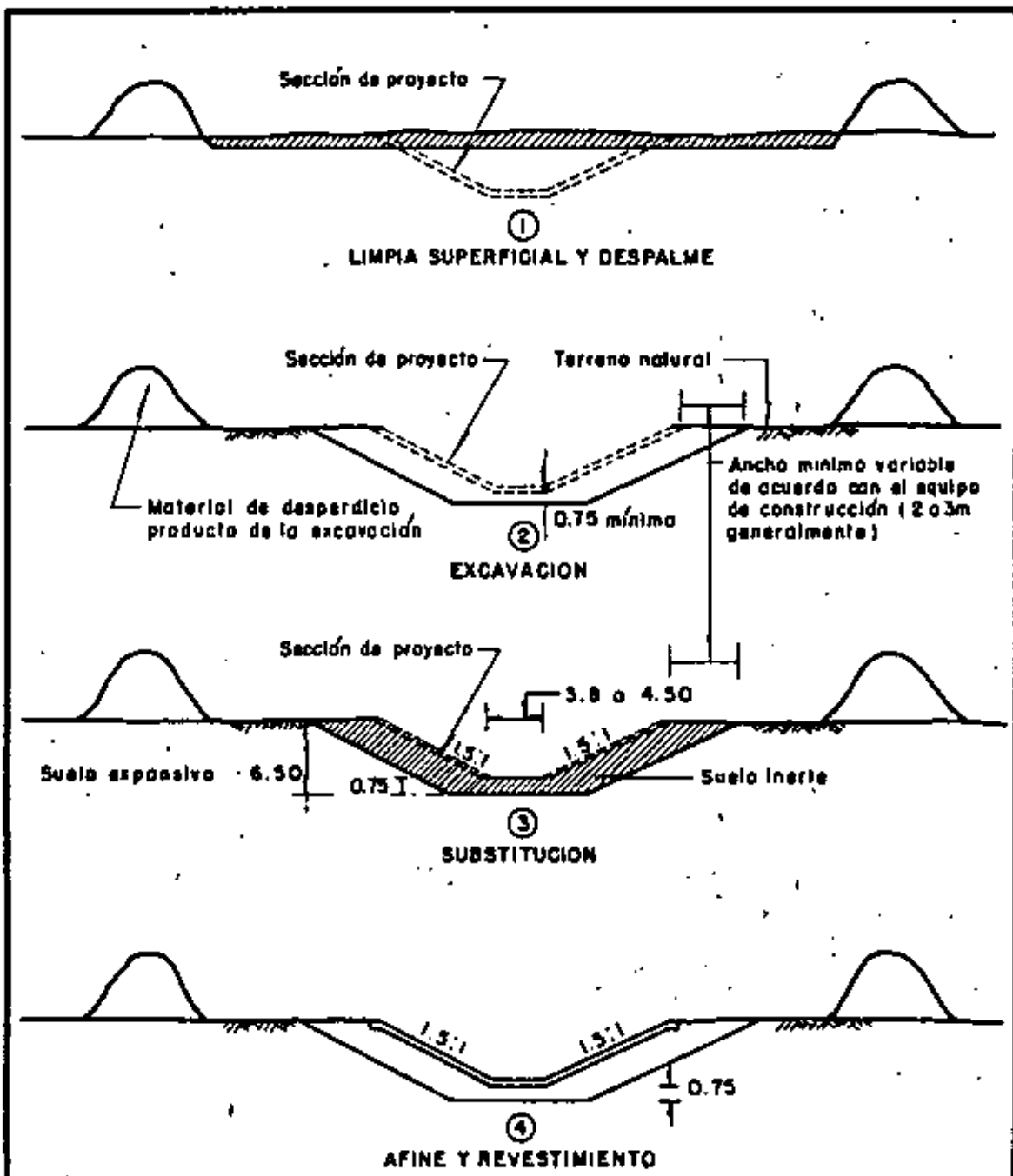
SRH DIRECCION DE PROYECTOS
DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
Deplo. de Ingeniería Experimental

VII REUNION NACIONAL
DE MECANICA DE SUELOS
PRESAS BORDOS Y CANALES
CANAL PRINCIPAL HUMAYA
LOCALIZACION
NOV. 1974 | TEMA III - FIG. 2 |



S.R.H. DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION Y CONTROL DE NIOS Dpto. Ingenieria Experimental

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
 PRESAS BORDOS Y CANALES
 CANAL PRINCIPAL HUMAYA
 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
 NOV 1974 TEMA III FIG 22



ACOTACIONES EN METROS

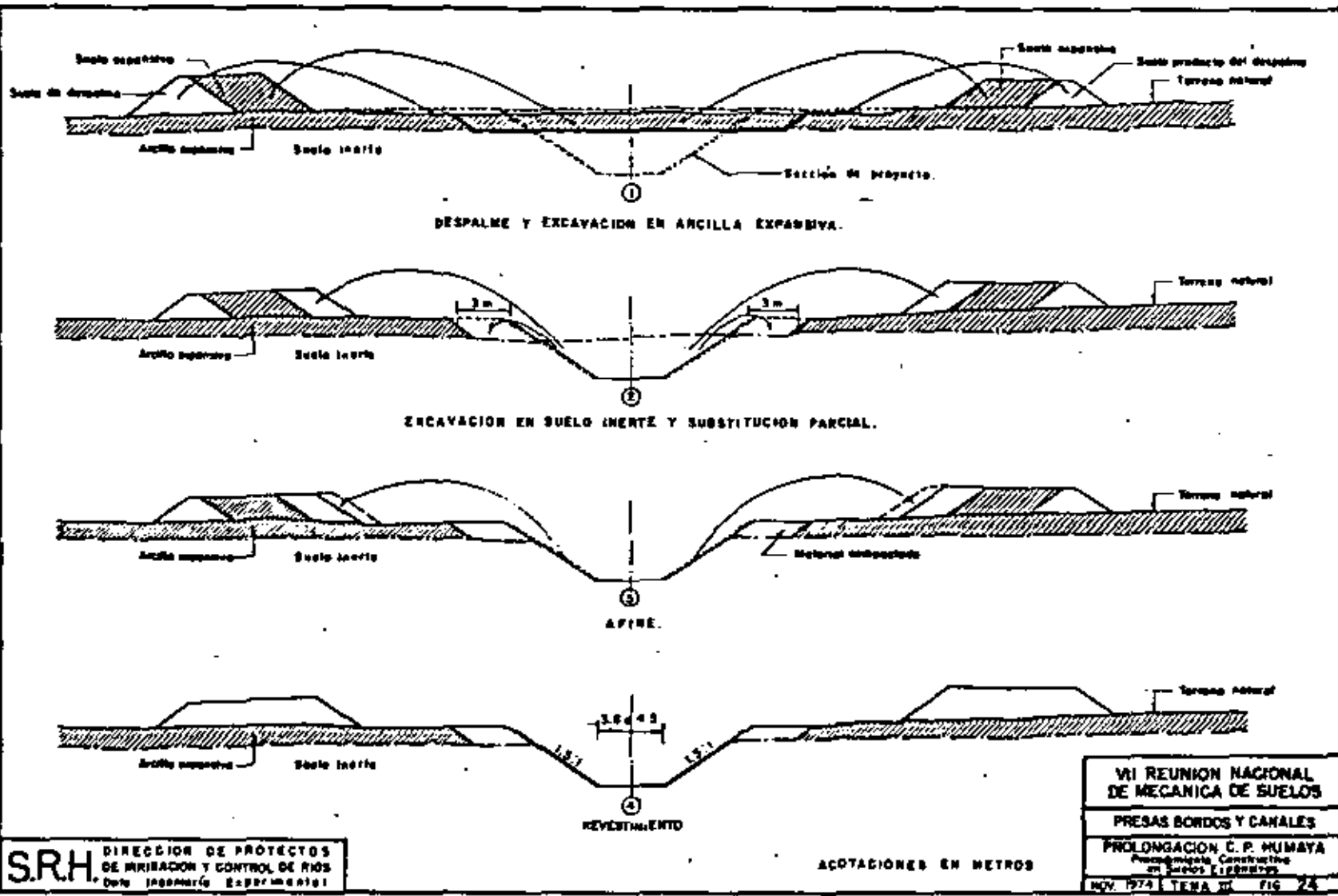
VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

PRESAS BORDOS Y CANALES

Prolongación Canal Principal Humaya
Procedimiento Constructivo en Suelos Expansivos

NOV. 1974 TEMA III FIG. 23

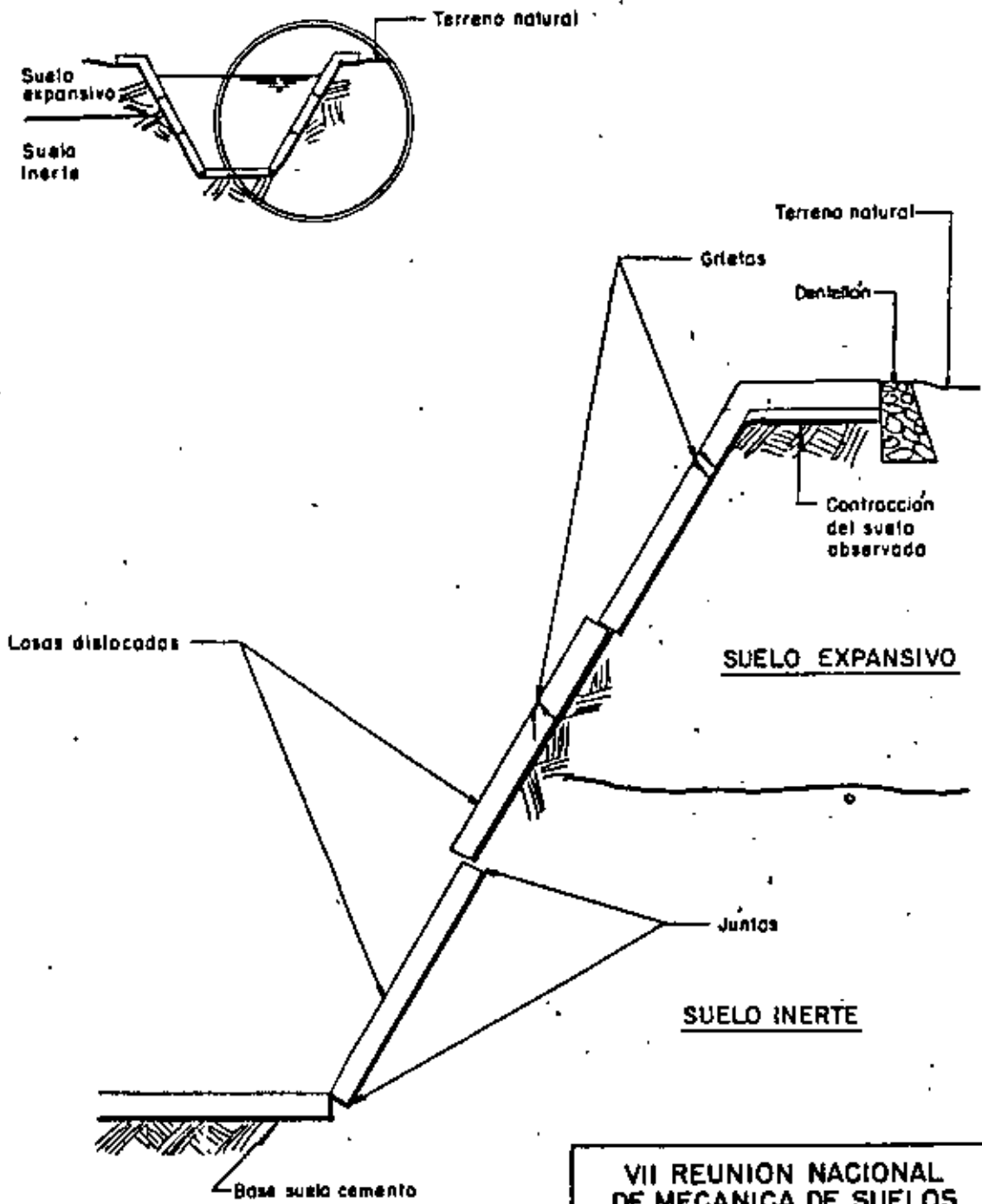
SRH DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS Depto. de Ingeniería Experimental



SRH. DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 Depto. Investigaci6n Experimental

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
 PRESAS BORDOS Y CAHALES
 PROLONGACION C. P. HUMAYA
 Proyectada, Construida en Suelos Expansivos
 NOV. 1974 TEMA III FIG. 24

Sección Original Canal Humaya



SRH DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 Depto de Ingeniería Experimental

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
 PRESAS BORDOS Y CANALES
 CANAL PRINCIPAL HUMAYA
 CROQUIS DE FALLAS OBSERVADAS
 NOV. 1974 | TEMA III | FIG 25

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 Conclusiones

Analizando la recopilación de datos de mecánica de suelos presentada, puede afirmarse que los criterios de diseño y construcción de presas, bordos y canales en el noroeste del país ha variado de acuerdo con la evolución que ha alcanzado la mecánica de suelos a través del tiempo. Se observa cómo - inicialmente en los diseños de las presas sonorenses la tendencia era construir cortinas con secciones prácticamente homogéneas con recubrimientos de pequeño espesor y ancho - coniento; obviamente pueda pensarse que respondía a los materiales existentes en los sitios, pero también por las fechas en que fueron construidas pueda ser que los diseños se efectuaron con base en la experiencia de otras. Igualmente ocurría que - privaba el criterio de desplantar los corazones impermeables - en las zonas de los cauces de los ríos hasta la roca, mediante - trincheras que garantizaron impedir el paso del flujo a través - de los acarreos permeables de los ríos.

Con el advenimiento de la mecánica de suelos se desarrollaron nuevos criterios de diseño y construcción de presas que permitieron valorar el comportamiento de los suelos a través del conocimiento de las propiedades índice y de esfuerzo-deformación de los materiales, tanto de la cimentación como de los utilizados en la construcción, lo cual ha permitido cortinas con secciones más esbeltas aprovechando las propiedades de cada uno de los materiales existentes en el sitio, tal es el caso de las presas de Sinaloa, que tienen corazones impermeables más esbeltas y taludes exteriores de la cortina menos tendidos.

El tratamiento de las cimentaciones con materiales permeables ha permitido interceptar a sus fuertes espesores en los cauces mediante pantallas de inyectado que impermeabilizan dichos materiales, teniendo además facilidad de elegir entre el anterior tipo de tratamiento, o bien, cuando los espesores de estos materiales lo permiten, colocar pantallas de todos a de suelo-cemento.

Indistintamente de la época y de los criterios empleados en el diseño de las cortinas de materiales graduados en la zona estudiada, debe decirse que el comportamiento en general ha sido bueno, ya que hasta el momento solo se han presentado fallas parciales y controlables, al grado de mantener las cortinas de las presas en operación normal.

Con relación a los bordos, las técnicas de diseño han seguido al mismo criterio que para las cortinas de las grandes presas, con las limitaciones de estudios que los presupuestos imponen en este tipo de obras, teniendo por lo general, aun para pequeños bordos, secciones de materiales graduados o de materiales homogéneos, pero con el desplante necesario en la cimentación que garantiza su estabilidad en cuanto a la resistencia al esfuerzo cortante o a la erosión interna a causa del flujo a través de la cimentación.

Indiscutiblemente que la presencia de pequeños bordos construidos con material a volteo y sin estudios previos de



Foto 32. Sustrucción parcial de la arcilla expansiva por material de relleno



Foto 33. Reconstrucción del talud de la margen derecha formada con suelo inerte

9.4.6 Comentarios

El revestimiento de concreto hidráulico de los canales ha tenido un comportamiento satisfactorio en los tramos en donde se apoyó sobre suelos inertes.

Los tramos fallados y posteriormente reparados tampoco han presentado a la fecha daños significativos.

Con base en la experiencia obtenida en la construcción del Canal Principal Humaya, se espera que el revestimiento de concreto en el tramo que actualmente está en proceso al noroeste de Guamúchil, tenga un buen comportamiento.

ninguna especie, debido a su gran número y a su dispersión, está fuera de control.

Respecto a los canales, las técnicas de diseño han sido las tradicionales, adaptando únicamente los criterios a la determinación del grado de peligrosidad de las arcillas expansivas existentes en la zona, con lo cual se ha logrado impedir que los canales sigan causando problemas en los revestimientos que con anterioridad eran destruidos bajo el efecto de la expansión de las arcillas.

Hasta el momento, el método utilizado generalmente para contrarrestar los efectos de las arcillas expansivas ha consistido en la sustitución de los materiales arcillosos que estarán en contacto con los del revestimiento, con lo cual se logra distribuir en las zonas rígidas las deformaciones que se producen en las arcillas al ocurrir los cambios de humedad en las mismas.

10.2 Recomendaciones

Consideramos oportuno recomendar que la erección de pequeñas bordas se controle exigiendo diseños adecuados para autorizar su construcción, como es el caso de cualquier otro tipo de estructuras, con lo cual se estará en posibilidad de evitar las frecuentes fallas que ocurren en los mismos. Igualmente es recomendable una investigación más apurada a la utilidad práctica y por ello a nuestros problemas y necesidades.

II. RECONOCIMIENTOS

La información que sirvió de base para la elaboración de este trabajo fue proporcionada por la Secretaría de Recursos Hídricos a través del Departamento de Ingeniería Experimental de la Dirección de Proyectos de Irrigación y Control de Ríos, se agradece a los Ingenieros: Jesús Muñoz Martínez, Fernando Córdova Noriega, Guillermo Preciado Ruiz, Mauricio Kouselón Fernández y Felipe Lara Aguilár, haber hecho de nuestro conocimiento los datos que facilitaron la ejecución de este trabajo, así como los comentarios del C. Ing. Luis Vialtez Uteso. Finalmente los autores hacen presente su gratitud a todas aquellas personas o instituciones que de una manera u otra, brindaron su valiosa y desinteresada ayuda.

La lectura del trabajo estuvo a cargo del C. Lic. -- Roberto Ulanas.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.**

**TEMA: EL USO DEL SUELO-CEMENTO PARA LA PROTECCION DE TALUDES.
Materia: Mecánica de suelos y laboratorio de materiales.**

**Prof. Ing. Carlos Velázquez y Pérez
25 de Septiembre de 1981.**



EL USO DE SUELO-CEMENTO PARA LA PROTECCION DE TALUDES

Fred J. Davis
Edward W. Gray, Jr.
Chester W. Jones

del Bureau of Reclamation de Estados Unidos de Norteamérica.

INTRODUCCION

Se ha publicado una cantidad considerable de literatura sobre el tema de suelo-cemento para la protección de taludes, después de 1951 -- cuando el Bureau of Reclamation inició el uso de tal material para la construcción de una sección de prueba en la presa Bonny en Colorado. La historia y experiencia del U.S.B.R. en el uso de suelo-cemento ha sido resumida y publicada en 1971 en el reporte de DeGroot (1). Previamente, Holtz y Walker (2) resumieron las experiencias en la presa Bonny y los propósitos del uso del suelo cemento en la presa Merritt del U.S.B.R. en Nebraska. Adicionalmente, la Asociación del Cemento Portland ha publicado boletines relativos a la misma materia.

En adición a la sección de prueba de Bonny, el U.S.B.R. ha revestido taludes de bordos con suelo-cemento en otras 7 obras como se muestra en la tabla 1. La presa Carter, cerca de Farmington, Nuevo México tiene también en el talud aguas arriba una chapa de suelo-cemento y fue terminada en 1972. Todas las chapas de suelo-cemento han sido construidas con fines de protección de taludes, pero en cierta forma cuando tales chapas están colocadas adyacentes a la zona impermeable de la presa pueden considerarse como una adición al ancho efectivo de la pantalla impermeable.

El propósito de este folleto es revisar el estado del arte, como ha sido practicado por el U.S.B.R., en la construcción de chapas de suelo-cemento para protección de taludes de acuerdo con los siguientes aspectos:

- a) Diseño de la mezcla de suelo-cemento
- b) Conceptos para el diseño de bordos.
- c) Especificaciones y procedimientos de construcción.
- d) Control de la colocación.
- e) Comportamiento

TABLA 1

P R E S A	ESTADO	CORRIENTE
1. Bonny	Colorado	S. Fk. Republican R.
2. Cowker City Dike	Kansas	Off stream
3. Cheney	Kansas	Ninnescah River
4. Downs Dike	Kansas	Off stream
5. Glen Elder	Kansas	Solomon River
6. Lubbock Regulating Reservoir	Texas	Off stream
7. Merritt	Nebraska	Snake River
8. Starvation	Utah	Strawberry River

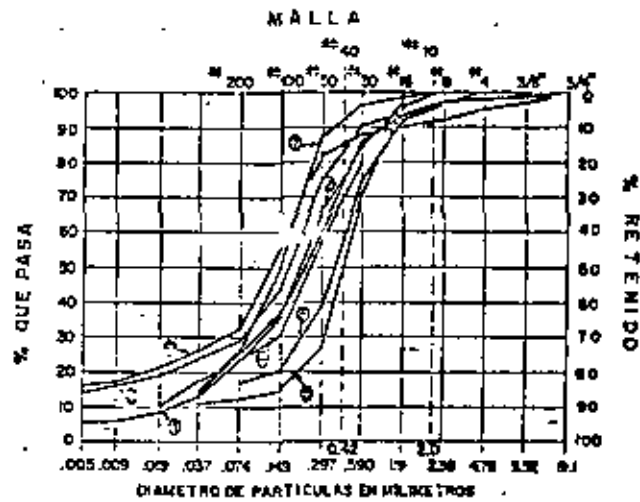
DISEÑO DE LA MEZCLA DE SUELO-CEMENTO.

1.- Suelo, Cemento y Agua

El suelo-cemento, es una mezcla de suelo, cemento portland y agua. Sin embargo, una amplia variedad de suelos han tenido éxito como suelo-cemento para construcción de carreteras, el U.S.B.R. ha usado predominantemente suelos arenosos para la protección de bordos, (figura 2). Las especificaciones aceptan suelos con un tamaño máximo de partículas de 1.5" (3.8 cm), un mínimo de 85% que pase la malla No. 4 (4.75 mm.) y entre 10% y 40% pasando la malla No. 200 (0.075 mm). No se aceptan partículas de arcilla mayores de 1" (2.5 cm.)

La selección del tipo de cemento está basada en el criterio para la colocación de concreto sobre suelos (3). Se requiere cemento Tipo I cuando el contenido de sulfatos de los suelos es menor de 0.10%. Para contenidos mayores de sulfatos se usa tipo II o tipo V.

El agua para suelo-cemento debe estar libre de materia orgánica, álcalis, sales y otras impurezas.



Evaluación de suelos arenosos compactados para carreteras para la India. Las números en círculo corresponden a la tabla.

2.- Diseño de la mezcla.

Para una adecuada selección de suelo y contenido de cemento se prueban en el laboratorio suelos arenosos con una distancia de acarreo razonable al sitio de la presa. El porcentaje de cemento, basado en el peso seco del suelo, se puede fijar por comparación con suelos similares o por el método de muestreo para suelos arenosos desarrollado por la Asociación del Cemento Portland para construcción de carreteras (4).

Las relaciones humedad-densidad se determinan con la prueba de compactación proctor U.S.B.R.(5). Las pruebas de resistencia a la compresión (A.S.T.M. -D-1633), humedecido-secado (A.S.T.M. -D-559) y congelación-descongelación (A.S.T.M. -D-560) se realizan en especímenes de suelo-cemento compactado. Las pruebas se hacen con $\pm 7\%$ del porcentaje estimado de contenido de cemento.

Para los primeros chapcos con suelo-cemento, la selección del contenido de cemento, después de las pruebas de laboratorio, se basó en el criterio para la construcción de carreteras. Arbitrariamente se agregó 2% de cemento adicional para permitir la durabilidad requerida por la erosión que pueda ocurrir en los bordos para retención de agua. Para los suelos de tipo arenoso, el criterio de carreteras permitió una pérdida máxima de 14% en la prueba de cepillado, después de 12 ciclos de congelación-descongelación o de humedecido-secado y en la prueba de resistencia

a los 7 días, permitió un límite mínimo de 300 psi (21 Kg/cm²). Más recientemente la selección del contenido de cemento ha sido influenciada por el exitoso comportamiento del suelo-cemento en la sección de prueba de la presa Bonny. Los resultados de las pruebas de laboratorio en el suelo propuesto para la protección de taludes en una nueva presa se comparan con los resultados de las pruebas en la sección de prueba de Bonny. El contenido del cemento que preve resultados iguales o mejores que los obtenidos en los suelos usados en Bonny, se considera adecuado para una nueva presa.

3.- Prueba de filtración en el campo.

Durante la construcción de la chapa de la presa Lubbock, se hizo una sección para pruebas de filtración (7). Dos áreas de aproximadamente 25 pies (7.6 m.) por 50 pies (15.2 m.) localizadas abajo de la elevación de la superficie normal del agua fueron provistas de un sistema de drenaje de fondo de tal manera que el agua filtrada através de ellas pudiera ser colectada y esforada.

El primer dato de filtración aproximadamente 6 meses después de la construcción de la cara expuesta, mostró relaciones de filtración de 0.10 a 0.15 pies³/pie²/día (cfd) (31 a 45 lt/m²/día. Dos años después estas cifras habían bajado a un porcentaje de 0.005 cfd (1.5 lt/m²/día) durante los meses cálidos y a 0.04 cfd (12 lt/m²/día) durante los meses fríos. Las pruebas de laboratorio mostraron que la permeabilidad de los especímenes finalterados de suelo-cemento fué menor que através del revestimiento; esto indica que la mayor parte de la filtración ocurrió através de grietas y juntas.

4.- Programa de investigación de adherencia.

Justamente antes de la reparación de la chapa de suelo-cemento en la presa Cheney en noviembre de 1971 se iniciaron investigaciones de campo y de laboratorio para determinar la adherencia entre capas sobre chapas de suelo-cemento para encontrar la manera de mejorar la adherencia en construcciones futuras.

En esa ocasión se obtuvieron corazones de la presa Cheney tanto arriba como abajo del nivel normal de la superficie del agua. Durante las operaciones de muestreo que fueron hechas tan cuidadosamente como fué posible, la mayor parte de los corazones se quebraron en las juntas entre los estratos. Otros corazones se quebraron en el tránsito o durante su manejo en el laboratorio. Sobre estas muestras suficientemente grandes para que tuvieran juntas hubo algunas imperceptibles, otras sí fueron notables y sobre uno de los corazones hubo espacios intermitentes de más de 1/36" (0.8 mm) de ancho.

Una prueba de vacío de tipo radial fué llevada a cabo sobre un corazón que tenía una junta bastante cerrada. Tuvo un coeficiente de permeabilidad de 20 pies/año (2×10^{-5} cm/seg.), que fué menor que el coeficiente de permeabilidad de 50 pies/año (5×10^{-5} cm/seg.) sobre otro corazón sin junta.

Se realizaron cuatro pruebas indirectas de cortante sobre corozones con juntas. Las resistencias variaron de 5 a 325 psi (0.35 a 23 Kg/cm²) con un promedio de 158 psi (10 Kg./cm²).

En el programa de pruebas de laboratorio se hicieron 3 ensayos para mejorar la adherencia. Uno fué para encontrar la magnitud de adherencia que podría desarrollarse si se agregaba una segunda capa durante el período comprendido entre 1 y 4 horas después de la colocación de la primera y antes de que la primera capa hubiera fraguado completamente. Otro intento fué para agregar un retardante al suelo-cemento para dar tiempo a construir capas sucesivas antes del fraguado total de las capas subsiguientes. Un tercer intento fué aplicar cemento portland o materiales asfálticos entre las capas con 24 horas de diferencia entre la colocación de ellas. En el caso de la emulsión asfáltica, el material asfáltico se aplicó inmediatamente después de la colocación de la capa inferior y se permitió su curado durante 24 horas antes de la colocación de la capa de arriba. En el caso del cemento, éste fué aplicado en polvo, sobre la superficie húmeda de la capa de abajo, inmediatamente antes de la colocación de la segunda capa.

Se hicieron pruebas de corte directo, congelación-descongelación y permeabilidad sobre especímenes con juntas. Los especímenes fueron de dos tamaños: unos fueron cubos de 2" (5.1 cm.) con junta en medio y los otros fueron cilindros de 3" (7.6 cm.) de diámetro por 4" (10.2 cm.) de largo, extraídos de bloques con una junta en el centro de su longitud. Se llevaron a cabo pruebas de compresión en cilindros sin juntas y la prueba A.S.T.M. de congelado-descongelado y humedecido-secado se llevó a cabo sobre especímenes de 2.8" (7.1 cm.) de diámetro por 5.6" (14.2 cm.) de largo.

Se desarrolló una prueba radial de vacío para determinar la permeabilidad del suelo-cemento y la filtración de agua por las juntas. Para esta prueba se usaron cilindros de 3" (7.6 cm.) de diámetro y 4" (10.2 cm.) de largo con una junta en el centro de su longitud. Un agujero de 1/2" (1.3 cm.) de diámetro fué hecho a través del cilindro sobre su eje. Se aplicaron placas de plástico en los extremos del cilindro, la del extremo superior tenía un tubo de plástico de salida. Para este experimento el espécimen fué sumergido en agua destilada al vacío y metido en un recipiente de plástico transparente y extraído el agua por el orificio del centro del espécimen por medio de vacío. Este método redujo la posibilidad de que existiera aire retenido en los poros del suelo-cemento y que diera un bajo coeficiente de permeabilidad falso. Se pudo determinar un flujo adicional del agua a través de las juntas comparando los resultados del espécimen de prueba

con una porción del mismo cilindro arriba y abajo de la junta. Al momento de hacer este reporte el programa de pruebas de laboratorio no ha sido terminado, y es prematuro hacer conclusiones acerca del método más económico y efectivo para mejorar la adherencia entre capas de suelo-cemento. Es posible que no sea necesario aplicar ningún tratamiento para las juntas sobre todo el ancho de las capas sino únicamente en una franja probablemente de unos pies de ancho junto al borde exterior de la capa.

A juzgar por la experiencia con la protección de taludes con suelo-cemento, será necesaria una adherencia adicional a la obtenida por los métodos normales de construcción actualmente usados únicamente donde los almacenamientos tengan un gran "fetch" y donde las velocidades del viento cercanas a la chapa de suelo-cemento sean altas. En tales casos tal vez sólo sea necesario prever un tratamiento para mejorar la adherencia en la zona de los niveles normales del agua donde la acción del viento sea más notable.

CONCEPTOS PARA DISEÑO DE BORDOS

Como en el caso de otros procedimientos para protección de superficies, el suelo-cemento se puede considerar como una impermeabilización en potencia. Sin embargo, como pueden ocurrir fracturamientos, estas chapas no deben considerarse impermeables. La posibilidad de que el agua atraviese la chapa debe ser por lo tanto tomada en cuenta en el diseño del bordo.

La experiencia muestra que las grietas de contracción de la masa del suelo-cemento son inevitables. También, con los actuales procedimientos de colocación, hay una filtración en potencia en las superficies de contacto entre capas. Un agrilamiento adicional y aún fracturas pueden ocurrir a causa de la excesiva consolidación de la cimentación o del bordo.

Como es probable que algo de agua pueda pasar a través de la pantalla, pueden tomarse medidas para evitar el peligro potencial de subpresiones resultantes de vaciado rápido. Por supuesto es obvio que no es económico evitar totalmente el fracturamiento. Algunos procedimientos de construcción se han intentado para mejorar la adherencia entre capas y la investigación se continúa en este aspecto.

La adherencia entre las superficies en contacto de las capas tiene influencia tanto en la formación de vías de filtración como en la durabilidad de la chapa. Esta condición es discutida en otra parte de este folleto.

Es probablemente imposible eliminar totalmente el fracturamiento debido a la consolidación de la cimentación y del bordo, según la práctica del U.S.D.R., los bordos han sido terminados antes de la colocación del suelo-cemento de la chapa. Este procedimiento en combinación con un tra

tamiento apropiado de la cimentación y un buen procedimiento de construcción del bordo, tienen como consecuencia una consolidación menor posterior a la construcción.

Existen tres alternativas de diseño para asegurar la impermeabilidad total de las chapas:

a) Proveer drenaje libre detrás y através de la chapa para evitar la subpresión.

b) Apoyar la chapa en la zona impermeable del bordo para que la filtración no produzca subpresiones.

c) Construir la chapa de tales dimensiones que su peso sea suficiente para resistir cualquier posible presión.

Como se hizo notar previamente, la mayor parte de las chapas de suelo-cemento han sido construídas en la provincia oriental del área del U.S.B.R. donde hay escasez de material apropiado para enrocamiento. En tales áreas está generalizada la falta de otros materiales permeables. Por lo tanto, las secciones de las presas tienen en la mayor parte de los casos la característica de ser homogéneas, y las chapas han sido colocadas directamente contra las zonas impermeables. En la presa Starvation en Utah, la chapa se colocó sobre la zona 2 de grava y arena. No se ha diseñado drenaje através de la chapa. El peso de la chapa más el drenaje através de las grietas permiten el agua penetrar en la zona 2, lo cual se considere adecuado para las condiciones previstas de vaciado.

Otro concepto de diseño que debe considerarse para el suelo-cemento es la posibilidad de usarlo como una membrana impermeable. En la presa Custer del U.S.B.R. terminada en 1972 cerca de Farmington, Nuevo México, se cuenta con la chapa para incrementar la efectividad de la zona impermeable.

Membranas superficiales en bordos tales como acero, asfalto o concreto presentan una superficie tersa que permite a la ola subir más de lo que podría hacerlo en un enrocamiento. Tales revestimientos sin embargo requieren más bordo libre del que podría requerir la superficie de roca. Con las técnicas de colocación del suelo-cemento usadas por el U.S.B.R., se presume que el escalonamiento que se produce sea efectivo para romper las ondas y por lo tanto no hay necesidad de hacer ajustes en el cálculo del bordo libre.

Los extremos de las chapas de suelo-cemento pueden requerir algunas precauciones especiales de diseño para asegurar la protección contra la erosión, por debajo de ellas en su base, en su parte alta y en los empotramientos. La elevación de la base de la chapa es usualmente a la

altura o bajo el nivel mínimo de almacenamiento y en los proyectos del U.S.B.R., generalmente empieza sobre una bermá. Algunas veces la chapa en el fondo y en las laderas ha sido empotrada en una bermá o en el terreno protegiendo sus bordes con enrocamiento. En la presa Merritt también se colocó suelo-cemento sobre la corona para proteger el material arenoso erosionable, pero en general no se ha considerado necesario un tratamiento especial de ella.

ESPECIFICACIONES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

La construcción de la sección de prueba de suelo-cemento en la presa Bonny estuvo basada en procedimientos desarrollados para la construcción de carreteras y calles de suelo-cemento. El procedimiento consistió básicamente en espolvorear cemento en la capa de suelo preparada, mezclando cemento y suelo en el lugar, y luego compactando la mezcla. La construcción de la chapa de suelo-cemento en la sección de prueba así como las observaciones del comportamiento de la sección durante un periodo de 10 años fueron escritas en un folleto de Holtz y Walker (2).

Procedimientos ordinarios para producción y compactación de suelo-cemento para chapas de protección del U.S.B.R. fueron desarrollados en un periodo de 10 años que principió en 1962, la primera colocación práctica de suelo-cemento para protección de taludes fue en la presa Merritt en 1962. La construcción de la chapa de suelo-cemento de la presa Cheney fue en 1963-64. Las chapas de suelo-cemento se construyen traslapando capas individuales en forma de escalera hacia arriba sobre los taludes para protegerlos contra la acción del oleaje, las capas individuales son aproximadamente de 8 pies (2.4 m.) de ancho y tienen un espesor compactado, de aproximadamente 6" (15.2 cm.) Los 8 pies de ancho producen un espesor de 3 pies (0.91 m.) normal al talud de 2.5:1 del bordo.

Las especificaciones del U.S.B.R. para cemento, suelo y agua indican que de ser posible la mezcla se haga en una planta estacionaria. Cualquiera de dos procedimientos, el de ollas o el de mezclado continuo en planta son adecuados, pero los Contratistas han preferido usar en forma exclusiva las plantas de mezclado continuo. Se requiere el uso de mezcladoras gemelas para mezclar cemento, suelo y agua para ambos tipos de las plantas de mezclado.

El suelo procedente de un banco muestreado y especificado es almacenado adyacente a la planta de mezclado.

El almacenamiento sirve como una fuente continua de alimentación de suelo y puede ser "volteado" si es necesario para producir una fuente más uniforme de materia prima. El suelo pasa através de una planta del tipo de mezclado continuo sobre una serie de bandas. El cemento se agrega al suelo con una pequeña tolva con capacidad de 100 a 1500 libras

(500 a 680 Kg). La tolva junto con una dosificadora de cemento aseguran una uniformidad en la dosificación. El cemento y el suelo, sobre la misma banda pero no combinados pasan a la mezcladora donde se les adiciona el agua. Después de un tiempo mínimo de mezclado de 30 segundos el suelo-cemento es vaciado en los camiones para la transportación hacia el talud del bordo. La planta de mezclado debe cumplir con una serie de especificaciones para lograr un control adecuado de la dosificación de cemento y agua.

A los camiones transportadores se les permite un tiempo máximo de transporte de 30 minutos entre la planta de mezclado y el bordo. Una vez en el bordo la mezcla de suelo-cemento es vaciada y esparcida frente un tractor con cuchilla. Las especificaciones ordinarias indican para la compactación adicional de una capa de suelo-cemento por construir por lo menos 6 pasadas de rodillo para de cabra pesando no menos de 2 000 libras (907 Kg.) por pie lineal de tambor. Las patas deben tener de 6 a 8" (15.2 a 20.3 cm.) de largo y un área en el extremo de 5 a 7 pulg². (32.3 a 45.2 cm²). Las especificaciones ordinarias también indican una compactación final de 4 pasadas de un rodillo neumático con un peso por eje de 4 000 a 10 000 libras (1 814 a 4 536 Kg.). La compactación debe realizarse antes de una hora de efectuada la operación de esparcimiento.

La chapa de suelo-cemento debe ser curada durante un periodo de por lo menos 7 días. Las especificaciones indican que las superficies completamente expuestas deben ser mantenidas continuamente húmedas o bien cubiertas con tierra húmeda por un periodo de 7 días. La mejor manera de aplicar el agua es por medio de pipas equipadas con chiflones para esparcir el agua como un rocío fino.

El comportamiento de chapas de suelo-cemento ha indicado la necesidad de adherencia entre capas individuales de suelo-cemento. Una limpieza de la superficie de una capa compactada previamente a la colocación de la siguiente capa es una medida muy importante para proporcionar adherencia. Sin embargo con limpieza únicamente no se produjo una adecuada adherencia entre capas ni en la presa Merritt ni en la presa Cheney. En la presa Glen Elder, se introdujo un nuevo procedimiento para mejorar la adherencia entre capas. La superficie tersa y dura producida por la acción del rodillo neumático resultó ser lo mejor para no lograr una adherencia entre capas de suelo-cemento. En la presa Glen Elder, por lo tanto, la superficie de cada capa fue tratada con un escarificador mecánico. El escarificador dejó una superficie estriada con surcos estrechos de aproximadamente 1/4" (0.64 cm.) de profundidad y aproximadamente 1/2" (1.27 cm.) de ancho. El tiempo para la escarificación es importante. El hacerlo inmediatamente después de la colocación no es efectivo porque la superficie es demasiado suave para que se conserven las estrías. Si el procedimiento es aplicado más de 4 horas después de la compactación, la superficie se vuelve demasiado dura y no puede ser estriada por el equipo.

Se han desarrollado técnicas para la compactación de suelo-cemento con base a experiencia, observación, y frecuentemente secciones de prueba hechas durante la construcción. El rodillo para de cabra compacta la porción más baja de una capa y hace que el suelo no compactado entre en contacto con la capa previamente compactada. El rodillo neumático completa la compactación de las capas y proporciona una superficie de trabajo firme para la colocación de la capa siguiente.

Durante el periodo en que los procedimientos ordinarios de compactación han sido desarrollados, se han variado los pesos y tamaños de los rodillos, las longitudes y áreas de las patas de cabra y los espesores de las capas tanto de una a otra obra, como durante el desarrollo de una misma.

Se estima que los siguientes conceptos han tenido influencia en la elección del equipo de compactación:

a) La longitud de las patas de los rodillos para de cabra debe ser suficientemente grande para compactar el fondo de las capas de suelo-cemento, sin embargo no deben ser demasiado largas para evitar que penetren completamente en una capa sin compactar y fracturen la capa previamente compactada.

b) Las motoconformadoras deben ser suficientemente pesadas para compactar la capa de suelo-cemento, pero no deben serlo tanto que dejen una superficie con rodadas demasiado profundas. Tal superficie dificulta las operaciones de escarificación y limpieza. Las ruedas demasiado pesadas tienden a desplazar suelo-cemento hacia los bordes exteriores del bordo que quedan sin compactar.

c) El uso de motoconformadores sin la compactación previa de rodillos para de cabra da por resultado una superficie con rodadas demasiado profundas que dificulta las operaciones de escarificación y limpieza.

d) El ancho de los rodillos debe ser algo menor que el ancho de la capa por compactar. Esto permite hacer maniobras laterales y evita descarrilamiento de las patas de cabra o las ruedas de la motoconformadora.

CONTROL DE COLOCACION.

El control de la compactación del suelo-cemento está basado esencialmente en los procedimientos para control de colocación de tierra. Sin embargo, debido a que las especificaciones imponen limitaciones en las características de granulometría, debe ejercerse una inspección y un control más rigurosos de los bancos de préstamo. El uso de suelo procedente de un determinado banco, su excavación, transportación y almacenamiento, y los procedimientos de mezclado y dosificación adecuados para producir en forma uniforme el suelo requerido, dependerán de estudios de tipo -

RESUMEN ESTADISTICO DE PRUEBAS DE CONTROL DE COLOCACION DE SUELO CEMENTO

P X E S A	2	3	4	5	7	8
Dique Center City	Prasa Cheney	Prasa Dome	Prasa Dion Rider	Prasa Korrill	Prasa Starvation	
Número de 1st prueba	246	436	197	467	217	168
Promedio 1 uno de la desviación estandar						
Contenido de agua (menor No. 4) % de peso seco.	9.1±0.9	9.1±0.9	9.4±0.7	8.9±0.7	12.0±1.2	9.9±0.9
Densidad en estado seco (menor No. 4) 07/cm ³ .	1.99±0.04	1.99±0.04	2.00±0.05	2.08±0.04	2.92±0.05	1.92±0.04
% de finos (menor No. 200).	26.8±4.6	14.6±4.5	27.1±3.9	16.6±2.9	16.4±4.7	34.7±4.2
Contenido de cemento % en peso de los materiales que entran.	12.2±1.1	12.7±1.2	12.4±1.4	12.2±1.1	14.8±1.4	12.9±0.8
Contenido de agua de agua % del peso seco.	9.4±0.7	9.6±0.6	9.6±0.5	9.3±0.5	12.3±0.8	11.6±0.5
Máxima densidad - estandar en estado seco de laboratorio, g/cm ³ .	2.00±0.03	2.02±0.03	2.01±0.03	2.07±0.02	1.86±0.03	1.96±0.03

11.

económico. Usualmente se establece en las especificaciones el límite permisible para el contenido de material de tamaño menor que la malla No. 200 (0.074 mm.) Los límites se fijan de acuerdo al tipo de material que puede obtenerse con los procedimientos ordinarios sin recurrir a métodos especiales de mezclado, pero para obtener la uniformidad deseada debe imponerse una inspección muy estricta.

Otro concepto importante no involucrado en los trabajos de terracerías es el proporcionamiento y mezcla adecuadas de suelo, agua y cemento. Estos conceptos requieren procedimientos rigurosos de inspección.

En el campo deben hacerse pruebas de densidad en el material compactado de la misma manera que para tierra compactada. Sin embargo, la compactación Proctor debe realizarse sobre una muestra obtenida antes de la compactación de la capa. Por lo tanto la inspección debe asegurar que así sea.

En adición a las pruebas de densidad de campo para el control de la compactación, se obtienen especímenes para prueba de resistencia previamente a la compactación, son remoldeados para la densidad y probados después de períodos de curado de 3, 7, 28 y 90 días.

Un resumen de datos de control de construcción disponibles se muestran en las figuras 3a y 3b. Se indican en ellas el promedio y la desviación estandar para cada concepto de control, incluyendo pruebas de resistencia. (Aproximadamente 2/3 del número total de muestras registran el promedio ± 1). Excelentes controles de colocación se han obtenido en todos los proyectos del U.S.B.R. Las desviaciones estandar del control de los conceptos $w_0 - w_f$ (variación de la humedad del colado con respecto a la humedad óptima) y de D (relación de la densidad del colado seco a la densidad máxima de laboratorio en estado seco) son menores que los normales obtenidos sobre otros trabajos de compactación. Debe notarse que el porcentaje de finos (menores que la malla 200) ha sido controlado dentro de límites estrechos lo cual indica un producto uniforme.

Aunque la resistencia a la compresión no es el único criterio indicativo de la cantidad y durabilidad del material para protección de taludes, está relacionada con otras pruebas de durabilidad tales como la congelación-descongelación y hamedecido-secado y es una medida fácil y conveniente de la durabilidad del producto no considerando adherencia entre las capas. Esencialmente, el diseño de mezclas para las chapas del U.S.B.R. se ha basado en lograr materiales con resistencia a la compresión igual o mayor que la obtenida en la sección de prueba en Bonny. A los 7 días, una resistencia de 600 lb/pulg². (42 Kg/cm²) o más, se ha considerado adecuada en el diseño para producir un producto satisfactoriamente durable.

COSTOS

Los costos de concurso no pueden reflejar el costo real de las protecciones de taludes debido a la práctica de desbalancear los precios dentro de un concurso. También, en la experiencia del U.S.B.R., las chapas del suelo-cemento se han construido excedidas (más allá de las líneas - neas de proyecto) de acuerdo con los equipos usuales de colocación y compactación. Se ha pagado el cemento usado en tales excesos de dimensiones, pero no se ha pagado la colocación adicional.

Se muestran en seguida costos reales por m2. para la protección de taludes en 6 presas de tierra del U.S.B.R.:

Dique Cawker City (1968)	\$ 7.34
Presa Cheney (1964)	7.84
Dique Downs (1967)	10.98
Presa Glen Elder (1968)	9.94
Presa Merritt (1963)	8.40
Presa Stavation (1969)	11.68

Los costos anteriores incluyen el pago del cemento usado fuera de las líneas del proyecto de la chapa de protección. Estas chapas en general han sido alternativas con la colocación de un enrocamiento en capas de 1.0 yd3. (0.76 m3.) ó 0.5 yd3 (0.38 m3) por yarda cuadrada (0.84 m2) de superficie de talud. Esto aparentemente hace pensar que el suelo-cemento puede competir con materiales rocosos con costo superior de 4 dólares/yarda3 (\$ 66.00/m3).

COMPORTAMIENTO DE CHAPAS DE SUELO CEMENTO

A la fecha solamente dos chapas de suelo-cemento además de la sección de prueba de Bonny han sido sometidas a la acción de oleaje entre moderado y severo. Erosiones menores han ocurrido en la presa Merritt en 1971 como resultado de un ventarrón con duración de dos días.

En el paramento aguas arriba orientado hacia el nor-noreste de la presa Cheney es posible que ocurran en cada primavera fuertes vientos. En la parte alta del nivel de conservación de la presa a la elevación 1421.6 (433 m.) el "fetch" es aproximadamente de 8 millas (12.9 Km.) en la dirección noroeste.

Vientos noroeste de cierta significación se registraron en marzo de 1966. En esta época las máximas velocidades del viento fueron de 12 a 34 millas/hr. (19 a 57 Km/hr.) durante un periodo de 3 días. Fue en esta época cuando se observó el primer daño en el suelo-cemento de la chapa. Vientos noroeste de 43 millas/hr. (69 Km./hr) se registraron en diciembre de 1968. En marzo de 1969 y abril de 1970, se registraron vientos de 45 y 42 millas/hr. (72 y 68 Km/hr), respectivamente.

Resistencia a la compresión a los 7 días, Kg/cm2.	Resistencia a la compresión a los 28 días, Kg/cm2.	Resistencia a la tracción a los 7 días, Kg/cm2.	Resistencia a la tracción a los 28 días, Kg/cm2.	Resistencia a la compresión a los 7 días, Kg/cm2.	Resistencia a la compresión a los 28 días, Kg/cm2.	Resistencia a la tracción a los 7 días, Kg/cm2.	Resistencia a la tracción a los 28 días, Kg/cm2.
99.8±1.7	98.7±1.8	99.4±1.7	100.8±1.6	102.3±2.0	98.1±1.9	99.4±0.7	+0.1±0.7
56.7±12.0	70.5±13.3	45.0±15.5	51.0±14.1	74.1±13.7	39.3±11.2	56.7±12.0	+0.1±0.7
67.6±14.1	84.9±18.3	52.7±16.5	60.5±17.6	95.5±17.9	47.7±13.5	67.6±14.1	+0.1±0.7
90.4±19.4	105.7±22.5	84.4±25.7	75.1±21.1	127.3±21.7	65.4±13.9	90.4±19.4	+0.1±0.7
128.2±26.2	118.5±23.2	138.5±35.4	98.6±31.1	158.3±19.2	76.6±19.7	128.2±26.2	+0.1±0.7
138.5±35.4	98.6±31.1	158.3±19.2	76.6±19.7			138.5±35.4	+0.1±0.7

Nota: Las estadísticas de control de colocación no incluyen las presas Nos. 1 y 6.

11b

Un severo ventarrón con dos días de duración ocurrió sobre el centro de Kansas en marzo 18 y 19 de 1971. Se midieron velocidades sostenidas de 40 a 50 millas/hr. (64 a 80 Km/hr.) en Wichita, Kansas, a 18 millas de la presa Cheney. Los registros del servicio meteorológico indicaron ráfagas máximas de 57 millas/hr. (92 Km/hr.) pero en ese momento el personal fué evacuado de la torre donde estaban instalados los instrumentos de medición del viento. La dirección del viento fué del noroeste. La dirección del máximo viento en la presa Cheney es la misma.

No se hicieron observaciones directas de las olas producidas por el viento en el vaso Cheney, pero un ruclo intenso fué reportado en aguas abajo de la presa. Basados en el fetch de 8 millas (12.9 Km.) y en la velocidad del viento de 50 millas/hr. (80 Km/hr.) se hicieron estimaciones de la altura de la ola de 6 a 7 pies (1.8 a 2.1 m.)

Los daños en la chapa de suelo-cemento como resultado del ventarrón ocurrido en marzo de 1971 principalmente entre las elevaciones 1415 y 1421 (431.3 m. y 433.1 m.), esto es, a una distancia de 6 pies (1.8 m.) abajo del nivel del embalse antes del ventarrón. Los daños consistieron en la remoción de capas de suelo-cemento en varias zonas que fueron suficientes para descubrir la zona I del bordo. El material de la zona I que fué descubierta permaneció muy firme y sólo pequeñas cantidades de material fueron removidas. Las juntas de contracción que se extendían de arriba abajo en la chapa de suelo-cemento con intervalos de 50 a 100 pies (15.2 a 30.4 m.) en toda la longitud del bordo parecían ser sitios apropiados para sufrir daños incipientes. En muchas zonas adyacentes a las juntas fueron removidas algunas porciones de material de las capas de suelo-cemento.

Aproximadamente 100 yardas cúbicas (841 m³.) de concreto se requirieron para reparar la chapa de suelo-cemento. El método de reparación fué similar al usado por la Ciudad de Wichita en 1970 para reparar 4 pequeñas áreas de suelo-cemento de la chapa. En esa ocasión se colocaron barras de anclaje proyectadas en el suelo-cemento y se resanó la superficie con concreto de acuerdo con el talud existente. Estas áreas de reparación no fueron dañadas durante el vendaval de marzo de 1971.

La falta de adherencia entre las capas de suelo-cemento ha sido la causa principal para que se haya dañado la chapa del talud de la presa. En las juntas de contracción de la chapa de suelo-cemento donde el extenso adherencia casi no ocurrieron daños. De los cientos de fragmentos de suelo-cemento mayores de 10 pies (0.93 m² en área) que constituían la chapa del bordo, únicamente en dos casos se notó que capas individuales permanecieron juntas. Esto indicó que la acción del oleaje fué resistida mejor por las capas de suelo-cemento actuando individualmente que por las capas que permanecieron unidas. No hubo evidencia de deterioro del suelo-cemento mismo.

REFERENCIAS

- (1) DeGroot, Glenn. - "Soil-cement Slope Protection on Bureau of Reclamation Features", USBR Report REC-ERC-71-20, May 1971.
- (2) Holtz, W.G., and Walker, F.C. - "Soil-cement as Slope Protection for Earth Dams", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 88, No. SM6, Proc. Paper 3241, December 1962, pp. 107-134.
- (3) "Concrete Manual", Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Denver, Colorado, Seventh Edition, 1963, page 12.
- (4) "Essentials of Soil-cement: Construction, Inspection, Field Control" - Portland Cement Association, Chicago, Illinois.
- (5) "Earth Manual", Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Denver, Colorado, 1968, Designation E-11.
- (6) "Annual Book of Standards", American Society for Testing and Materials, Part II, 1971.
- (7) De Groot, Glenn. - "Soil-cement Seepage Test Section-Lubbock Regulating Reservoir, Canadian River Project, Texas", USBR Report REC-ERC-71-3, February, 1971.

RESUMEN

El U.S.B.R. ha construido chapas de suelo-cemento para la protección de taludes en 7 presas de tierra. Este artículo revisa el estado del arte, tal como ha sido practicado por el U.S.B.R. en la construcción de las chapas de suelo-cemento para protección de taludes.

El proporcionamiento adecuado de cemento, suelo y agua es tá basado en los resultados de pruebas de laboratorio de suelos arenosos dentro de una distancia de acarreo razonable respecto a la presa. Es de particular importancia la resistencia a la compresión y la durabilidad del suelo-cemento.

Se realizó una prueba de filtración de campo para determinar la durabilidad del revestimiento con suelo-cemento en un vaso regulador. Esta prueba indicó que la filtración era baja y que era mayor através de las juntas y grietas de la chapa.

No se ha encontrado una respuesta completamente satisfactoria al problema de la adherencia entre capas individuales de suelo-cemento sobre la cara del bordo. El U.S.B.R. está dedicado activamente a la elaboración de un programa para encontrar un método satisfactorio y económico de lograr tal adherencia.

Las chapas de suelo-cemento no son impermeables, pero deben diseñarse para resistir subpresiones.

Hay tres conceptos de diseño alternativos. Proveer drenaje libre atrás y através de la chapa, apoyar la chapa en la porción impermeable del bordo, o construir la chapa de tales dimensiones que su peso sea suficiente para resistir subpresiones, las extremidades de las chapas de suelo-cemento deben ser protegidas contra la remoción del material en que están apoyadas.

Las chapas de suelo-cemento se construyen traslapando capas individuales escalonadas sobre el talud que debe ser protegido. El cemento, suelo y agua para el suelo-cemento se mezclan en una planta estacionaria donde los componentes se suministran cuidadosamente. Después de haber sido extendido el suelo-cemento conforme a las especificaciones de ancho y espesor sin compactar, es compactado inicialmente por un rodillo patata de cabra y finalmente por una motoconformadora. Un escarificador mecánico se usa después para estriar la superficie de una capa antes de colocar la siguiente, el control de compactación del suelo-cemento está basado esencialmente en los procedimientos para compactación de tierra.

Únicamente una chapa de suelo-cemento construida por el U.S.B.R. ha experimentado una severa acción de oleaje que ha causado daños considerables. En la presa Cheney en Kansas, las olas ocasionadas por un vendaval de dos días removieron una gran cantidad de suelo-cemento de la chapa. Aproximadamente 1100 yardas cúbicas (841 m³.) de concreto se requirieron para reemplazar el suelo-cemento que fué desplazado. Se tiene la impresión de que la falta de adherencia entre capas individuales de suelo-cemento fué la causa principal de los daños en la chapa de suelo-cemento.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.**

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO.

PROF. ING. RODOLFO A. ORTEGA A.



UNIDAD BACHIMBA ETAPA TRES PRIMER CONCURSO

PLANOS GENERALES

- 1.- REPUBLICA MEXICANADR-05A-1
- 2.- PLANO GENERAL DE LOCALIZACIONDR-05A-2
- 3.- BANCOS DE MATERIALESDR-05A-3
- 4.- PLANEACION DEL PRIMER CONCURSO
SECCIONES Y ESTRUCTURASDR-05A-4
- 5.- SECCION TIPO Y ETAPAS DE CONS-
TRUCCION PARA CANAL PRINCIPAL.DR-05A-5
- 6.- SECCIONES TIPO Y ETAPAS DE --
CONSTRUCCION PARA CANALES RE --
VESTIDOS DE LA RED DE DISTRI --
BUCION.DR-05A-6
- 7.- DETALLES DEL REVESTIMIENTO DE-
CONCRETODR-05A-7

PLANTA PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS
ESTRATIGRAFICOS EN CANALES.

- 8.- CANAL PRINCIPAL AUX.SAN PEDRO-
(DEL K-16+200 AL 18+000).DR-05A-8
- 9.- CANAL PRINCIPAL AUX.SAN PEDRO-
(DEL K-18+000 AL K-20+000).DR-05A-9
- 10.- CANAL PRINCIPAL AUX.SAN PEDRO-
(DEL K-20+000 AL 22+000).DR-05A-10
- 11.- CANAL PRINCIPAL AUX. SAN PEDRO
(DEL K-22+000 AL K-24+000).DR-05A-11
- 12.- CANAL PRINCIPAL AUX. SAN PEDRO
(DEL K-24+000 AL K-25+300).DR-05A-12

- 13.- CANAL LAT. DERECHO K-17+420 DEL
CANAL PRINCIPAL AUX. SAN PEDRO-
(DEL K-0+000 AL 0+880) Y CANAL
LAT. DERECHO K-18+805) DEL CA -
NAL PRINCIPAL AUX. SAN PEDRO - -
(DEL K-0+000 AL K-0+500) DR-05A-13
- 14.- CANAL LAT. DERECHO K-19+832.47-
DEL CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO -
(DEL K-0+000. AL K-1+200) DR-05A-14
- 15.- CANAL LAT. DERECHO K-20+465 DEL
CANAL PRINCIPAL AUX. SAN PEDRO -
(DEL K-0+000 AL 2+000) DR-05A-15
- 16.- CANAL LAT. DERECHO K-20+465 DEL
CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO (DEL-
K-2+000 AL K-3+000) CANAL SUB--
LATERAL DERECHO K-0+462 (DEL K-
0+000 AL K-0+860) DR-05A-16
- 17.- CANAL LAT. DERECHO K-20+966 DEL
CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO (DEL
K-0+000 AL K-2+000) DR-05A-17
- 18.- CANAL LAT. DERECHO K-20+966 DEL
CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO (DEL -
K-2+000 AL K-3+460) Y CANAL LAT
DERECHO K-24+380 DEL CANAL PRIN
CIPAL AUX. SAN PEDRO (DEL K-0+0
000 AL K-0+440) DR-05A-18
- 19.- CANAL LAT. DERECHO K-22+825.16-
DEL CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO -
(DEL K-0+000 AL K-0+900) Y CA -
NAL SUB-LATERAL DERECHO K-2+430
DEL CANAL LATERAL DERECHO K-20+
996 (DEL K-0+000 AL K-0+900) DR-05A-19
- 20.- CANAL SUB-LATERAL DERECHO K-1+-
790 DEL CANAL LATERAL DERECHO -
K-20+966 (DEL KO+000 AL K-2+280) DR-05A-20

- 21.- DREN LAS PALOMAS (DEL K-0+000 AL -
K-1+138.02). DR-05A-21
- 22.- DREN RAMAL DERECHO k-4+760 DEL - -
DREN LAS PALMAS (DEL K-0+000 AL -
K-1+046). DR-05A-22
- 23.- DREN RAMAL DERECHO K-3+120 DEL -
DREN LAS PALMAS (DEL K-0+000 AL -
K-1+380). DR-05A-23
- 24.- DREN LA LUZ (DEL K-0+000 AL K-2+-
000). DR-05A-24
- 25.- DREN LA LUZ (DEL K-2+000 AL K-4+-
240). DR-05A-25
- 26.- DREN RAMAL IZQUIERDO K-1+775 DEL-
LA LUZ (DEL K-0+000 AL K-1+680). DR-05A-26
- 27.- DREN RAML IZQ. K-3+709 DEL DREN -
LA LUZ (DEL K-0+000 AL K-1+283.96). DR-05A-27
- 28.- DREN LAS GAVIOTAS (DEL K-0+000 AL
K-2+000). DR-05A-28
- 29.- DREN LAS GAVIOTAS (DEL K-2+000 AL-
K-3+000) Y DREN RAMAL IZQ. K-1+314
.07 DEL DREN LAS GAVIOTAS (DEL K-0+-
000 AL K-1+010). DR-05A-29

ESTRUCTURAS DEN CANALES

- 30.- ESTRUCTURAS DE CARGA CONSTANTE -
Q=2000 L.P.S. (d=1.20 M.MAX.). DR-05A-30
- 31.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE - -
Q=750 L.P.S. (d=1.20 M.MAX.). DR-05A-31

- 32.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE -
 $Q=500$ L.P.S. ($1.20 \text{ m} < d < 2.00 \text{ m}$). DR-05A-32
- 33.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE -
 $Q=500$ L.P.S. ($d < 1.20 \text{ m}$). DR-05A-33
- 34.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE -
 $Q=250$ L.P.S. ($1.20 \text{ m} < d < 2.00 \text{ m}$). DR-05A-34
- 35.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE -
 $Q=2.50$ L.P.S. ($d < 1.20 \text{ m}$). DR-05A-35
- 36.- TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFO-
 RADORA TIPO VENTURI. DR-05A-36
- 37.- TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFO-
 RADORA TIPO VENTURI DR-05A-37
- 38.- TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFO-
 RADORA TIPO VENTURI. DR-05A-38
- 39.- AFORADORA FINAL DE FRENTE TIPO-
 VENTURI CON CAJA REPARTIDORA. DR-05A-39
- 40.- REPRESA DEL CANAL PRINCIPAL AU-
 XILIAR SAN PEDRO PLANO GENERAL. DR-05A-40
- 41.- REPRESA DEL CANAL PRINCIPAL AU-
 XILIAR SAN PEDRO PLANO ESTRUCTU-
 RAL DR-05A-41
- 42.- PUENTE ALCANTARILLA PARA CANA-
 LES DE SECCION TIPO PLANO GENE-
 RAL Y ESTRUCTURAL DR-05A-42
- 43.- PUENTE ALCANTARILLA PLANO GENE-
 RAL Y ESTRUCTURAL DR-05A-43
- 44.- CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL -
 TRAPEZIAL DR-05A-44
- 45.- RAPIDA. DR-05A-45
- 46.- ENTRADA DE AGUA TIPO VADO. DR-05A-46

- 47.- PASO INFERIOR DR-05A-47
- 48.- PASO SUPERIOR PLANO GENERAL
Y ESTRUCTURAL. DR-05A-48
- 49.- AFORADORA PARSHALL PLANO -
GENERAL Y ESTRUCTURAL. DR-05A-49
- 50.- OBRA DE TOMA PLANO GENERAL-
Y ESTRUCTURAL. DR-05A-50.
- 51.- COMPUERTA DESLIZANTE. DR-05A-51
- 52.- SIFON PLANO GENERAL DR-05A-52
- 53.- SIFON PLANO ESTRUCTURAL DR-05A-53
- 54.- DESAGUE TOTAL DEL CANAL --
PRINCIPAL AUXILIAR SAN PEDRO
PLANO GENERAL DR-05A-54
- 55.- DESAGUE TOTAL DEL CANAL PRIN
CIPAL AUXILIAR SAN PEDRO, -
PLANO ESTRUCTURAL DR-05A-55
- 56.- COMPUERTAS CIRCULARES PARA -
TOMAS DE CANAL DIAMETROS: 457,
610 y 914 MM. DR-05A-56
- 57.- REPRESA CAIDA DE UNA COM - -
PUERTA DESLIZANTE DR-05A-57
- 58.- REPRESA CAIDA DE DOS COMPUER
TAS DESLIZANTES. DR-05A-58
- 59.- REPRESA DE UNA COMPUERTA DES-
LIZANTE. DR-05A-59
- 60.- REPRESA DE DOS COMPUETAS DES-
LIZANTES. DR-05A-60

ESTRUCTURAS EN DREÑES

- 61.- CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL -
TRAPECIAL DR-05A-61
- 62.- CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL -
TRAPECIAL DR-05A-62
- 63.- CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL -
TRAPECIAL DR-05A-63
- 64.- ENTRADA DE AGUA TIPO ALCANTA -
RILLA DR-05A-64
- 65.- ENTRADA DE AGUA TIPO VADO DR-05A-65
- 66.- REMATE FINAL CON ENTRADA DE -
AGUA FRONTAL ABIERTA DR-05A-66
- 67.- CONFLUENCIA DR-05A-67
- 68.- PUENTA ALCANTARILLA, PLANO GENE
RAL Y ESTRUCTURAL DR-05A-68
- 69.- PUENTE VEHICULOS, DOS CLAROS -
SUBESTRUCTURA DR-05A-69
- 70.- PUENTE VEHICULOS, SUPERESTRUC-
TURA DR-05A-70
- 71.- PASO INFERIOR CON REMATE FINAL DR-05A-71

PLANOS COMPLEMENTARIOS

- 72.- CASA PARA CANALERO INSTALACION-
ELECTRICA Y ESTRUCTURAL DR-05A-72
- 73.- FANTASMAS DE SEÑALAMIENTO, TUBOS
DE CONCRETO REFORZADO Y SELLOS -
DE CLORURO DE POLIVINILO DR-05A-73
- 74.- PROGRAMA GENERAL DE TRABAJO DR-05A-74

7

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO PARA
EL PROYECTO DE AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGO -
05, CD. DELICIAS, CHIH., UNIDAD BACHIMBA, ETAPA -
TRES, PRIMER CONCURSO.

JULIO 1981.

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO PARA EL PROYECTO DE AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGO 05, CD. DELICIAS, CHIH.,

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

1.- REFERENCIAS A LAS ESPECIFICACIONES GENERALES.

A las especificaciones de los Conceptos de Trabajo que a continuación se anotan complementan, modifican o amplían en su caso los consignados en la Obra "Conceptos Principales de Trabajo", a las que deberá apegarse el presente concurso.

Para abreviar, se llamará aquí "Especificaciones Generales" a las "Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción", Primera Edición, publicadas por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en 1975.

En caso de contradicción entre las "Especificaciones Generales y Técnicas" y las contenidas tanto en la Obra "Conceptos Principales de Trabajo, como en éste cuaderno serán éstas últimas las que rijan.

2. LO QUE INCLUYEN LOS PRECIOS DEL CATALOGO.

Con los precios correspondientes a los Conceptos de Trabajo que cotice el Postor en el Concurso, se considerarán cubiertos todos los gastos que el Contratista tenga que efectuar para realizar las actividades a que se refiere cada concepto de trabajo de acuerdo con los planos y especificaciones del presente contrato, incluyendo cada precio, en la parte que le corresponda o en conjunto según el caso, los gastos correspondientes a los renglones expresados en la Cláusula Vigésima del Contrato, con sus adiciones expuestas en la Cláusula Vigésima Segunda del mismo en las referencias correspondientes a la primera de las cláusulas citadas.

3. LINEAS DE PROYECTO.

En todos los casos de éstas especificaciones en que se indique "Líneas de Proyecto", ésto significará:

- a). Las líneas, niveles, acotaciones y en general, todas las indicaciones que aparezcan en los planos.
- b). Lo indicado en el inciso anterior, pero con las modificaciones o adiciones que, en su caso, haga el Ingeniero.
- c). Las líneas, niveles e indicaciones que dé el Ingeniero al Contratista directamente, sin estar anotadas en ningún plano.

4. CANTIDADES DE TRABAJO.

Las cantidades que se indican en el Catálogo de Conceptos de Trabajo son aproximadas por lo que podrán variar en la práctica sin que ésto sea motivo de reclamación del Contratista.

5. NATURALEZA DEL TERRENO .

En los Conceptos de Trabajo correspondientes a excavaciones, (tajos, cubeta del canal, drenes, caminos, etc.), serán clasificados los suelos en dos tipos: Excavación en cualquier Material Excepto Roca; y Excavación en Roca .

Se entenderá por ésto que el Contratista ejecutará dichas excavaciones por el precio estipulado para cada concepto y que el postor ha inspeccionado personalmente todos los sondeos y muestras de los mismos, para determinar el Precio Unitario propuesto, por lo que no se admitirá ninguna reclamación sobre el particular.

En caso de que la localización y trazo de las vías (canales, drenes y caminos) varíe durante el período de ejecución, dicha variante no dará lugar a que los Precios Unitarios propuestos en el concurso pierdan su vigencia, aplicándose únicamente los nuevos volúmenes obtenidos en los trabajos ejecutados.

Asímismo no será motivo de reclamación, el hecho de que las excavaciones tengan que ser realizadas en presencia de agua. En caso de que la cantidad de agua que aparezca al ejecutar las obras sea excesiva a Juicio del Ingeniero, éste determinará la conveniencia de eliminarla por medio de bombeo, drenaje o algún otro método, pagándose al Contratista dichos trabajos de eliminación de agua como trabajos extraordinarios.

6. ACARREOS .

Los Precios Unitarios de los Conceptos de Trabajo correspondientes específicamente a acarreos, o los que incluyen acarreos o transportes, no varía -

rán por el hecho de que el Contratista tenga que ocupar determinados Sindicatos, gremios o cubrirles alguna regalía o cuota por no utilizar sus servicios, pues se considera que el postor previó esas circunstancias.

Asimismo, no será motivo de modificación de los Precios Unitarios o de cualquier reclamación, el hecho de que el Contratista tenga que efectuar los acarreos por rutas que señale la Secretaría en los casos en que la ruta que haya elegido el Contratista ocasione daños, ya sea a las mismas obras o terceros.

7. SOBREEXCAVACIONES .

Se entiende por sobreexcavaciones, para los efectos de estas especificaciones, la parte de una excavación practicada en exceso que quede fuera de las líneas y niveles, mostrados para la propia excavación en los planos o indicados por el Ingeniero.

Si el Contratista como resultado de sus operaciones de excavación, afloja o altera el material que la deba limitar, de manera que sea necesario la remoción de dicho material para la utilización adecuada de la superficie de la excavación en el desplante de estructuras, en el apoyo de revestimiento, o por otras causas a juicio del Ingeniero, deberá remover estos materiales utilizando procedimientos satisfactorios para el mismo Ingeniero, y la excavación excedente que resulte por esta operación será considerada "Sobre-excavación".

El Contratista conviene en que no recibirá ningún pago por las excavaciones excedentes practicadas o resultantes fuera de las líneas de proyecto o de pago indicadas en los planos o fijadas por el Ingeniero para las excavaciones correspondientes.

El Contratista se obliga a rellenar las sobreexcavaciones con los materiales o procedimientos indicados en las especificaciones o fijados por el Ingeniero y conviene en que no recibirá ningún pago o compensación de este trabajo ni por el suministro de los materiales que se empleen, ya que será de su responsabilidad, tomar las precauciones necesarias para que las excavaciones se ajusten a las líneas de proyecto o de que las superficies se conserven en condiciones adecuadas para el uso a que se destinen .

Si para ejecutar los rellenos a que se refiere el párrafo anterior, el Contratista emplea materiales proporcionados por la Secretaría o comprados por él por cuenta de ésta última el costo de dichos materiales se le cargará a su cuenta .

En caso de que el Ingeniero ordene o autorice al Contratista la ampliación de alguna excavación para cualquier fin favorable para la ejecución de las obras, ésta ampliación no se considerará como sobreexcavación y será pagada

a) Contratista, así como el relleno de la misma si se requiere a los Precios Unitarios correspondientes consignados en el Catálogo.

8. COORDINACION ENTRE LA EXCAVACION Y LA UTILIZACION DE LOS MATERIALES.

Salvo los casos en que los Programas de Trabajo o que el Ingeniero indique algo en contrario, el Contratista deberá efectuar las excavaciones en forma coordinada cronológicamente para la utilización de los materiales producto de las excavaciones que sean aprovechables para la construcción de la obra.

9. ABASTECIMIENTO DE AGUA .

El suministro de agua necesarios para los trabajos de terracerías, lavados, y agregados, elaboración de concreto, curado de los mismos y la que se use en otros conceptos de trabajo, deberá ser previsto en el programa del Contratista.

Para la fabricación de concreto el precio que incluirá el Contratista será: Obtención, carga y acarreo de agua en el primer kilómetro; el agua que se utilice para el labado de los agregados y para la fabricación de morteros y concretos deberá recibir el tratamiento necesario para que cumpla con los requisitos de pureza y calidad establecidos en las especificaciones Generales 13-3.00.0.

Todas las erogaciones que tenga que hacer el Contratista para disponer de los volúmenes de agua necesarios para sus trabajos incluyendo el manejo, transporte, almacenamiento y tratamiento deben estar incluidos en los Precios Unitarios Propuestos.

10. MATERIALES QUE PROPORCIONARA EL CONTRATISTA.

El contratista proporcionará el cemento, la puzolana, aditivos, membrana de curado, sellador de las juntas de construcción y el fierro de refuerzo requerido para la obra.

El cemento empleado será el tipo 1 excepto se indique lo contrario.

11. INDEMNIZACIONES

Serán por cuenta de la Secretaría, las indemnizaciones correspondientes a los terrenos, cultivos, cercas, etc., que queden comprendidos en las áreas que de acuerdo con las líneas de proyecto ocupen las obras.

Cuando por necesidad de sus trabajos el Contratista tenga que afectar terrenos, cultivos, cercas, etc., para la construcción de caminos de acceso, de construcción e instalaciones, etc., previamente éste deberá hacer los arreglos que sean necesarios con los propietarios, quedando estipulado que la Secretaría no asume ninguna responsabilidad o reclamaciones que deberán quedar satisfechas por el Contratista. Cuando sea necesario, la Secretaría auxiliará al Contratista en los arreglos de los propietarios.

12. PERSONAL DEL CONTRATISTA.

Los Precios Unitarios estipulados en el catálogo incluyen las erogaciones por parte del Contratista para sostener una planta de personal idóneo y eficiente que pueda llevar a cabo la ejecución de las obras y cumplir satisfactoriamente a juicio de la Secretaría con las siguientes actividades:

- a) Personal Directivo. Este personal deberá estar capacitado para dirigir y manejar las actividades de la empresa en tal forma que la obra cumpla con los requisitos de programa y calidad de acuerdo con las instrucciones que dé la Secretaría.
- b) Personal de Construcción. Este personal estará capacitado para llevar a cabo las obras de construcción en forma eficiente y correcta, de tal manera, que se cumplan todos los requisitos que pide la Secretaría.
- c) Personal de Ingeniería. Este personal estará capacitado para interpretar los ordenamientos técnicos que proporcione la Secretaría para interpretar los planos y las especificaciones y será el número suficiente para atender al proporcionamiento de líneas, niveles y dimensiones de detalles para la construcción de las obras, a partir de los datos base de líneas y niveles que proporcionará la Secretaría.

El personal de la Secretaría tendrá opción para revisar estos trabajos en cualquiera de sus puntos de avance.

En caso de que los datos de líneas y niveles proporcionados por la Secretaría sean dañados y removidos será por cuenta exclusiva del Contratista su reposición.

13. BANCOS.

la Secretaría proporcionará un plano de localización de bancos, para la obtención de materiales que intervengan en la Construcción de la obra, con sus volúmenes probables, tipos de material, localización, caminos existentes, caminos probables por construir, distancias de acarreos y sobrecarreos pero será de la exclusiva responsabilidad del contratista, verificar que los bancos que elija para estudiar sus proposiciones de Precios Unitarios sean los materiales adecuados para la ejecución de las obras, ya que en caso contrario, la Secretaría podrá fijar otros bancos de los contenidos en el plano correspondiente que cumplan con las especificaciones, sin que ésto sea motivo de reclamación por parte del Contratista.

Si el contratista propone a la Secretaría el cambio de cualquier banco que no aparezca en el plano de localización, efectuará su petición por escrito, anexando nueva proposición de precio o declarando que acepta explotar el nuevo banco por el mismo Precio Unitario. En este caso la Secretaría hará los estudios de calidad y economía que procedan, los que una vez terminados conducirán a tomar la determinación correspondiente.

ESPECIFICACIONES ESPECIALES
PARA CANAL PRINCIPAL

2.1.1.2.a.- DESPALME DE MATERIAL NO APTO PARA CIMENTACION-
Y/O DESPALME DE TERRAPLENES Y DE LOS BANCOS DE
PRESTAMO.

Por despalme se entiende el trabajo que se realiza posteriormente al desmonte y que consiste principalmente en la remoción de una capa superficial del terreno natural, cuyo material no resulta adecuado para la Construcción. Se efectúa en áreas destinadas al desplante de cimentaciones y terraplenas.

La profundidad del despalme estará en función de la calidad del material a remover, por lo consiguiente, ésta profundidad será determinada por el Ingeniero, para efectos de pago se medirán en metros cúbicos, los volúmenes de material excavado para efectuar el despalme y a esta cantidad con aproximación a una decimal, se le aplicará el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto.

21.2 I.e.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA, EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA CUBETA DEL CANAL.

16

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por cubeta del canal, la parte de la sección del canal en la que se apoyará el revestimiento de concreto asfáltico.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto en el catálogo, el Contratista ejecutará apoyándose en los trazos que suministre el Ingeniero y sujetándose a los planos de proyecto o en su caso a las órdenes del Ingeniero, las excavaciones que se requieran para formar la cubeta del canal, en los cuales se aceptará una tolerancia máxima de 2 cm. en más o en menos, con las líneas de proyecto de la cubeta, siempre y cuando no se presenten éstos en forma sistemática.

Además de la excavación propiamente dicha, el Contratista ejecutará dentro del Precio Unitario que se aprueba para este concepto, las operaciones siguientes:

- 1.- El afine de la sección excavada de acuerdo con las líneas de proyecto y en base a lo anteriormente señalado.
- 2.- El relleno, con el material y el procedimiento que indique el Ingeniero cuando por motivo de las sobreexcavaciones imputables al Contratista, existan oquedades fuera de las líneas de proyecto y mayores de la tolerancia especificada, como se indica en las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción para definir lo que corresponde a sobreexcavaciones, serán llenadas por el Contratista, no siendo motivo de pago alguno debido cubrir él mismo el importe del equipo, materiales y mano de obra utilizada para satisfacer lo anteriormente señalado.
- 3.- Formará los bordos o terraplenas que son parte integrante de la sección del canal con el producto de las excavaciones de la cubeta, con la disposición que se indica en los planos de proyecto o en su caso las que suministre el Ingeniero, con un acabado tal que ninguno de los puntos de los bordos después de tomados, diste más de 10 cm. del correspondiente de la línea de proyecto, en las partes no revestidas y a las líneas cuando los bordos sirvan de apoyo al revestimiento.

Previamente a la formación de los bordos despalmará la superficie de desplante y escarificará terreno natural si así lo ordena el Ingeniero.

4.- En los casos en que sobre material de la excavación, ampliaré los bordos y terraplenes que son parte integrante de la Sección del Canal colocando el material sobrante con la disposición que se muestra en los planos de proyecto o lo sea ordenada por el Ingeniero.

5.- Cuando los bordos o terraplenes formados con el producto de las excavaciones vayan a servir de apoyo al revestimiento, el Contratista deberá ejecutar éstos colocando el material producto de las excavaciones en capas y si se ordena su compactación a un porcentaje mayor que el proporcionado por el equipo de construcción, se le cubrirá dicha operación de compactación con el Precio Unitario existente en el catálogo para éste concepto.

Dueda estipulado que el Precio Unitario del concepto 2.1.2.1.a. ya incluye las cantidades necesarias para compensar al Contratista los gastos por traspaleos del material para colocarlo con la disposición que se indica en los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero.

El lapso máximo que se permitirá entre el afine de las excavaciones y colocación de los correspondientes revestimientos de concreto, en cualquier tramo del canal, será de 4 (cuatro) días, por lo que el Contratista deberá programar con todo cuidado sus trabajos de excavación y revestimiento. La superficie contra la que se coloque el concreto deberá estar suficientemente húmeda para que no se tome agua del concreto de los revestimientos.

Para efectos de pago de las excavaciones ejecutadas al amparo de éste concepto el Ingeniero determinará en metros cúbicos, el volumen de excavación definido como sigue:

a).- En los casos en que parte de la cubeta del canal vaya en "postizo", el volumen de excavación a pagar quedará limitado por el terreno natural antes de la excavación y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto.

b).- En los casos en que la cubeta del canal queda alojada en tajos, el volumen de excavación a pagar quedará confinado por la línea horizontal que limite el bordo libre total (que coincidirá con las banquetas inferiores de la excavación), y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto. La excavación que se ejecute arriba de la línea horizontal que limita el bordo libre total, se pagará con cargos a los conceptos 2.1.2.2.1.a "Excavaciones en cualquier material en los tajos".

A los volúmenes así determinados se aplicará el Precio Unitario aplicado en el Catálogo para éste concepto, para obtener la compensación del Contratista.

CONCEPTO 2.1.2.2.a.- EXCAVACIONES EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO
ROCA EN TAJOS.

18

Regirán para éste concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 2.1.2.2., salvo se excluirá la posibilidad de excavación en cualquier tipo de roca ver "Conceptos Principales de trabajo".

CONCEPTO 2.1.2.2.1.a.- EXCAVACION DE MATERIAL INDESEABLE EN TALUDES Y PLANTILLAS DEL CANAL.

Para fines de éstas especificaciones, se entenderá por excavación de material indeseable en taludes y plantillas de la cubeta del canal las excavaciones adicionales para la remoción de material indeseable que marquen los planos de proyecto o que a juicio del Ingeniero sea necesario efectuar.

Por el Precio Unitario consignado para éste concepto en el catálogo, el Contratista efectuará las operaciones siguientes:

- 1).- Excavará adicionalmente fuera de líneas de proyecto dentro de la cubeta del canal el material indeseable (no apto para los fines de construcción) principalmente arcillas expansivas que a juicio del Ingeniero de deban extraer en áreas reducidas y en volúmenes pequeños (20 M3 o menos por metro lineal del canal, 2,000 m3 en tramo de 1 Km. del canal) como máximo.
- 2.- Material excavado mediante éste concepto será depositado en los sitios que señale el Ingeniero con acarreo libre de 100 (cien) metros.
- 3.- En el caso que se ordene al Contratista a realizar sobrecarreos a más de 100 (cien) metros al volumen excavado, se le aplicará el concepto 2.1.2.2.1.1.a.

Para justificar la aplicación del Presente Concepto de Trabajo, deben informarse con toda oportunidad de los tramos del canal dónde se encuentre el material indeseable para así poder obtener la autorización para la aplicación de éste concepto.

Para efectos de pago, se estimarán los volúmenes expresados en metros cúbicos, que hayan sido removidos a satisfacción del Ingeniero, a base de la sección antes de la remoción y las líneas que en el proyecto o de acuerdo con las órdenes del Ingeniero limiten las excavaciones adicionales. El volumen anterior calculado en metros cúbicos se multiplicará por Precio Unitario consignado para éste concepto.

CONCEPTO: 2.1.2.3.b.- EXCAVACION DE CUALQUIER MATERIAL EXEPTO ROCA PARA FORMACION DE CONTRACUENTAS.

19

Para este concepto regirán las mismas especificaciones del concepto: 2.1.2.3., de los conceptos principales de trabajo, dictados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, - - - - - e impresión 1976, excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

CONCEPTO 2.1.2.3.1.1.- RELLENO DE MATERIAL INENTE EN LOS CONCIOS QUE SE REQUIERAN REALIZADOS POR LAS EXCAVACIONES ADICIONALES DE MATERIALES INESERABLES E.I.A. -
CONCEPTO 2.1.2.3.1.2.

20

Por el precio Unitario consignado en el Catálogo para éste Concepto, el contratista suministrará en el sitio de su utilización y colocará el material que se requiere para rellenar las excavaciones adicionales, requeridas y ordenadas expresamente por el Ingeniero.

El precio Unitario para el págo de éste Concepto , incluye además lo siguiente:

- 1.- Compactación de material colocado al 90% de la prueba Proctor (S.A.R.K.) o al 70% de densidad relativa, suministrando para ello el agua que se requiera siendo ésta necesaria para proporcionar la humedad óptima al material.
- 2.- El contratista se obliga a realizar acarreos hasta 500 (quinientos) metros.
- 3.- En el caso de que el contratista ejecute acarreos a mayor distancia que la indicada en el punto dos se le pagarán éstos trabajos de acuerdo con los conceptos 2.1.4.1.

Para fines de pago, se calcula el volumen en metros cúbicos con aproximación a la unidad, compactado a satisfacción del Ingeniero, empleado para el cálculo del volumen, los datos del proyecto y las secciones levantadas antes del relleno. A éste volumen se le aplicará el Precio Unitario con signo para éste Concepto.

CONCEPTO: 2.1.3.2.1.a.- COMPENSACION ADICIONAL POR COMPACTACION DE LOS TERRAPLENES CONSTRUIDOS SEGUN EL CONCEPTO: 2.1.2.1.a.

21

Se medirá para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto: 2.1.3.2. de los conceptos principales de trabajo editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, - - IMPRESION 1976 (tres tomos).

CONCEPTO: 2.1.3.2.a.- COMPACTACION DEL TERRENO NATURAL PARA EL DESPLANTE DE BORDOS Y TERRAPLENES.

Cuando las condiciones del terreno natural en que se desplantarán los bordos, requieran compactarse a juicio del Ingeniero, el Contratista efectuará las siguientes operaciones.

Después de efectuada la excavación del despalme, el Contratista adicionará el agua necesaria y procederá a efectuar el compactado -- de la terracería del desplante de los bordos del canal, 6 terraplenes.

Para los suelos fricciantes: 90 % mínimo de la prueba Porter.

Para los suelos arcillo-limosos: 90% mínimo de la prueba Proctor. - - (S. A. R. H.)

Después de efectuado el compactado, será aceptado por el Ingeniero solamente cuando las calas tomadas a 30 centímetros de profundidad den el grado de compactación requerido.

Para fines de pago se medirá en metros cuadrados con aproximación de una decimal, la superficie compactada por el Contratista y recibida por el Ingeniero a su entera satisfacción.

Esta superficie se multiplicará por el precio unitario consignado en el catálogo para éste concepto.

CONCEPTO: 2.1.3.3.3.a.- REVESTIMIENTO DE CAMINOS

Se medirá para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto: 5.2.1.1. de los conceptos principales de trabajo editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, - - IMPRESION 1976 (tres tomos), excluyendo el acarreo en el primer kilómetro.

2.1.4.1.2.1. - ANÁLISIS DE LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES DE LOS CONCEPTOS: 2.1.2.1.1. a), 2.1.2.2.1.1.2., - - 2.1.2.3.1.1. y 2.1.2.3.2., EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES DEL PUERTO.

22

región para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto: 2.1.4.1. de los Conceptos Principales de Trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976, y - además de los conceptos arriba mencionados (tres tomos).

CONCEPTO 2.2.1.1.6.- FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO PARA REVESTIMIENTO DEL CANAL CON 7 CMS. DE ESPESOR INCLUYENDO SUMINISTRO Y ACARREO DE CEMENTO. (CONSUMO DE CEMENTO 235 Kg/m³).

23

Por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista hará todas las erogaciones necesarias y ejecutará todas las operaciones que se requieran para construir el revestimiento de concreto del canal. Comprenderá las operaciones siguientes:

La instalación de las deificadoras y revolvedoras de concreto, incluyendo los trabajos necesarios para acondicionar los patios de almacenamiento.

El suministro de cemento, su acarreo y descarga en los almacenamientos del Contratista, así como todas las maniobras conexas y acarreos necesarios hasta su utilización.

El suministro, manejo y empleo de los aditivos y puzolana que se requieran para el concreto, de acuerdo con lo que ordene el Ingeniero.

La elaboración del concreto, así como su acarreo desde los sitios de fabricación hasta los de colocación.

El suministro de las formas y moldes para los colados, incluyendo su fabricación, colocación, empleo y remoción.

La obra falsa necesaria.

El rayado de juntas.

El curado de los concretos.

En general todas aquellas operaciones necesarias y suficientes para cumplir con las especificaciones que se estipulan para este concepto.

Las resistencias de los concretos quedarán indicadas en los planos del proyecto y los proporcionamientos de agregados y cemento serán fijados por el Laboratorio de la Secretaría y dados a conocer al Contratista por conducto del Ingeniero.

###...

Si el cemento esta en sacos, su almacenamiento deberá hacerse en locales decididamente acondicionados para este fin; - el cemento se colocará sobre plataformas de madera que estén - sobre el piso de la bodega como mínimo a 15 cm además deberán estar separados de las paredes; las estibas tendrán como altura máxima la correspondiente a 12 sacos de cemento. El almacenamiento deberá clasificarse y estibarse separando las distintas remesas de cemento de modo que pueda emplearse éste en el mismo orden cronológico en que fue recibido; además si se tendría cemento de varias fábricas se estibará agrupandolo por -- marcas con el fin de que no sean elaborados concretos que -- tengan cemento proveniente de varias fábricas.

En el caso de que la entrega del cemento sea a granel el Contratista deberá almacenarlos en silos y éstos deberán estar equipados con los dispositivos necesarios, de manera que - puedan descargarse totalmente y que no permitan que permanezcan pegados y/o atrapados residuos de las cargas de cemento al descargarse.

Aditivos para el concreto.- Los aditivos para el concreto que sean necesarios los suministrará y transportará el - Contratista por su cuenta, los gastos que éstos le origine son tan incluidos dentro del precio unitario de la fabricación y - colocación del concreto.

Las características de los aditivos y las proporciones de su aplicación deberán someterse previamente a la aprobación del Ingeniero.

Elaboración de concreto.- La elaboración del concreto se sujetará precisamente a las "Especificaciones Generales y - Técnicas" de la Secretaría, en sus conceptos 10-7.01.8 a 10-7.01.20 inclusive;

El Contratista deberá hacer sus instalaciones de la - planta dosificadora previendo el uso de puzolana adicionalmente al del cemento ordinario y de aditivos para el concreto, deberá tener siempre en buenas condiciones la planta dosificadora, limpiándola y nivelándola las veces que sea necesario para su correcto funcionamiento.

El equipo de mezclado será en cada caso el indicado para el concreto por utilizar. En caso de que el Contratista desee emplear camiones agitadores, como mezcladoras de concreto, deberá contar con la autorización previa del Ingeniero para que le indique el tiempo de mezclado para este tipo de camiones. Para el caso de revolventadoras estacionarias la Secretaría no las admitirá menores de 1 (un) saco de capacidad y para cada colado el Ingeniero indicará el número de revolventadoras con objeto de que el colado no se prolongue indebidamente o se produzcan juntas frías.

Colocación de concreto para revestimiento de canales. - -
Adicionalmente a las Especificaciones anteriores, se establecen como complementarias las siguientes:

Previamente a la colocación del concreto, deberán humedecerse los taludes que forman el respaldo del concreto de revestimiento, quedando entendido, que tanto el suministro en el sitio de la obra como la aplicación del agua necesaria quedarán incluidos en este mismo concepto.

En todos los casos el concreto para el revestimiento de canales deberá colocarse de abajo para arriba, es decir primeramente las porciones inferiores del mismo y posteriormente las superiores a medida que avance el colado.

Podrá utilizarse una forma deslizante en el sentido longitudinal, dotada de vibradores fijos a ella y el dispositivo para desplazarse a lo largo del canal será tal que origine un movimiento en el sentido del eje del canal y un desplazamiento de la sección de la forma paralela a ella. En el caso de las curvas, la tracción será tangencial con cables máximos de 10 metros. Se tendrá cuidado de que los huecos que la forma deje en cada lado sean iguales. Independientemente a los vibradores de forma, el Contratista deberá tener vibradores de chicote y además, reglas llanas, y paletas de madera para los acabados de los taludes y de la plantilla, también podrá efectuar el colado de los revestimientos utilizando formas que se desplazan de abajo hacia arriba sobre reglas bien fijas y alineadas pero en todo caso, colocando el concreto por capas horizontales y debidamente vibrado.

En los concretos de revestimiento de canales, no se permitirán errores mayores de 2 cm. (dos centímetros) en la línea y nivel por cada estación de 20 m. y en un tramo continuo de 100 m. un máximo de 4 cm. en línea y 3 cms. en nivel. El acabado del concreto deberá ser el que deja una forma metálica deslizante -- limpia, sin irregularidades ni defectos, y aprobada por el Ingeniero.

El rayado de las juntas en el concreto aún fresco, se hará por medio de puntas o ganchos operados manualmente por los albañiles que hagan el acabado de los revestimientos o por medio del aparato con la forma deslizante, en el que se insertarán herramientas similares y las cuales al trasladar toda la forma, dejarán hendiduras continuas. La junta longitudinal más baja en cada uno de los revestimientos de los taludes quedará a 0.50 m., - medidos en el sentido vertical, de la plantilla del canal. El resto del revestimiento por cada uno de los taludes se dividirá en tres porciones iguales por medio de dos ranuras intermedias. Todas las ranuras longitudinales tendrán la misma pendiente del tramo del canal en que se ejecuten. El rayado transversal al eje del canal se hará con separación de 2.00 a 3.50 metros según el tipo de la sección del canal de que se trate, apeguándose a los proyectos y/o las órdenes del Ingeniero.

Si el equipo que está usando el Contratista para el revestimiento de los canales no le permite interrumpir el colado en las secciones que alojarán las estructuras coladas en sitio, se le admitirá que el revestimiento lo efectúe sin interrupción en dichas secciones, y remueva o dañe posteriormente la parte de revestimiento necesario para alojar las estructuras; pero no se le estimará para fines de pago el concreto removido o dañado, y el cemento y aditivos que hubiere empleado para dicho concreto quedarán a su cargo.

Si en la sección en la que el Contratista remueve el concreto para alguna estructura, o bien interrumpa el revestimiento para el mismo objeto, las superficies de la excavación del canal se erosionan, enlodan, encharcan o sufran algún otro deterioro, serán por cuenta del Contratista los trabajos que tenga que efectuar para corregir los defectos, así como los volúmenes excedentes para que el revestimiento quede debidamente colocado. El exceso de materiales que se emplean se considerarán como relleno en "sobreexcavaciones", y serán por cuenta del Contratista.

27
Sin necesidad que el Ingeniero se lo indique el Contratista deberá tomar las providencias a que se ha hecho referencia en los párrafos anteriores para dolojar las estructuras que esté indicadas en los planos o perfiles que se le entreguen, salvo órdenes expresas del Ingeniero, así como aquellas otras estructuras no previstas en el proyecto pero que éste ordene con la debida anticipación.

Todo el concreto que de acuerdo con lo estipulado en estas Especificaciones o con lo ordenado por el Ingeniero sea demolido en los revestimientos de los canales, será depositado al pie del talud exterior del canal.

Queda entendido que los espesores de concreto en el revestimiento, no serán en ningún caso menores que el de proyecto, y que los excedentes de concreto para rellenar los defectos de las terracerías serán considerados como relleno de "sobrexexcavaciones" con cargo al Contratista.

Para efectos de pago, el Ingeniero determinará en metros cúbicos con aproximación de una decimal los volúmenes de revestimiento colocados de acuerdo con sus órdenes y a su satisfacción medidos conforme a las dimensiones mostradas en el proyecto.

Queda expresamente estipulado que no se hará ningún pago adicional por el volumen de concreto que resulte en exceso al volumen obtenido considerando para los revestimientos de concreto el espesor mostrado en los planos de proyecto.

2.2.3.5.2.- SUMINISTRO Y COLUCACION DE SELLOS EN JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS REVESTIMIENTOS DEL CONCRETO HIDRAULICO DEL CANAL.

Por el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto, el contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de - contracción de los revestimientos del canal, situados en las ranuras correspondientes según lo indican los planos del proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello; eliminación de humedad, así como la limpia de la junta a satisfacción del Ingeniero. (Incluye el suministro).

El material a usarse es un compuesto adhesivo y resistente que deberá sellar las juntas en los revestimientos de concreto e impedirá — el paso de agua através de las juntas de contracción y expansión de la junta. Su consistencia es tal que será colocado a cualquier temperatura entre 4° C a 50° C ya sea con pistola o cuchara sin necesidad de solventes adicionales o adulterantes, después de ser aplicado, el material no deberá correrse.

El Contratista hará las muestras necesarias, que a juicio del Ingeniero se requieran, y además transportará el material al sitio de su utilización y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a satisfacción del Ingeniero.

El material podrá colocarse en la ranura antes de efectuar el curado de concreto, o posteriormente a que el concreto de los revestimientos haya alcanzado la resistencia indicada y la ranura haya sido practicada según lo indicado en los planos a las órdenes del Ingeniero y llena los requisitos de limpieza y se haya eliminado la humedad a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas - rellenas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el Precio Unitario correspondiente.

EFECTO: 2.3.1.2.a.- EXCAVACION A MAQUINA EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, PARA ALOJAR LAS ESTRUCTURAS.

Hegirá para este concepto las mismas especificaciones — para el concepto ;2.3.1.2., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Rios, reimpresión 1976 (tres tomos), salvo se excluirá la posibilidad de excavación en roca y se dejará una capa de 10 cms. de espesor para el afine de la sección.

EFECTO: 2.3.1.2.b.- EXCAVACION A MAÑO (AFINE) EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA PARA ALOJAR LAS ESTRUCTURAS.

Hegirá para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto 2.3.1.2., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Rios, reimpresión 1976, (tres tomos)

Por el precio unitario para este concepto, el Contratista deberá remover una capa de 10 cms. de espesor y dejar el terreno ya excavado a las líneas de proyecto, asimismo deberá realizar todas las operaciones necesarias para obtener el afine a satisfacción del Ingeniero.

Para efecto de pago se determinará en m3. con aproximación a una decimal y el resultado obtenido se le aplicará el precio unitario consignado para este concepto.

CONCEPTO 2.3.2.3.a.- FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMPA-
INCLUYENDO SUMINISTRO Y ACARREO DEL CEMENTO
(CONSUMO DE CEMENTO 265 Kg/m³).

30

Por el precio consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista hará todas las erogaciones necesarias y -- ejecutará todas las operaciones que se requieran para construir el concreto de las estructuras, excepto sifones. Comprenderá las operaciones siguientes:

La instalación de las dosificadoras y revolvedoras de concreto, incluyendo los trabajos necesarios para acondicionar los patios de almacenamiento.

El suministro de cemento, su acarreo y descarga en los almacenes del Contratista, así como todas las maniobras conexas y acarreos necesarios hasta su utilización.

El suministro, manejo y empleo de los aditivos y puzola que se requieran para el concreto, de acuerdo con lo que ordene el Ingeniero.

La elaboración del concreto, así como su acarreo desde los sitios su fabricación hasta los de colocación.

El curado de los concretos.

En general todas aquellas operaciones necesarias y suficientes para cumplir con las especificaciones que se estipulan para estos conceptos.

Las resistencias de los concretos quedarán indicadas en los planos de proyecto y los proporcionamientos de agregados y cemento serán fijados por el Laboratorio de la Secretaría y dados a conocer al Contratista por conducto del Ingeniero.

Si el cemento se entrega en sacos, su almacenamiento deberá hacerse en locales debidamente acondicionados para este fin; el cemento se colocará sobre plataformas de madera que estén sobre el piso de la bodega como mínimo a 15 cm., además deberán estar separados de las paredes; las estibas tendrán como altura máxima la correspondiente a 12 sacos de cemento. El almacenamiento deberá clasificarse y estibarse separando las distintas remesas de cemento de modo que pueda emplearse éste en el mismo orden cronológico en que fué recibido, además si la Secretaría proporcionará cemento de varias fábricas se estibará agrupándolo por marca con el fin de que no sean elaborados concretos que contengan cemento proveniente de varias fábricas.

En el caso de que la entrega del cemento sea a granel el contratista deberá almacenarlo en silos y éstos deberán estar equipados con los dispositivos necesarios, de manera que puedan descargarse totalmente y que permitan que permanezcan pegados y/o -- atrapados recáudos de las cargas de cemento al descargarse.

Aditivos para el concreto. -- Los aditivos para el concreto que sean necesarios los suministrará y transportará el Contratista por su cuenta; los gastos que éstos le originen están incluidos dentro del precio unitario de la fabricación y colocación del concreto.

Las características de los aditivos y las proporciones de su aplicación deberán someterse previamente a la aprobación del Ingeniero.

Elaboración del concreto. -- La elaboración del concreto se sujetará precisamente a las "Especificaciones Generales y Técnicas" de la Secretaría, en sus conceptos 10-7.01.0 a 10-7.01.6 y el 10-7.01.8 al 10-7.01.20 inclusive.

El contratista deberá hacer sus instalaciones de la planta dosificadora previendo el uso de puzolana adicionalmente al -- el cemento ordinario y de aditivos para el concreto, deberá tener siempre en buenas condiciones la planta dosificadora, limpia y nivelándola las veces que sea necesario para su correcto funcionamiento.

El equipo de mezclado será en cada caso el indicado para el concreto por utilizar. En caso de que el Contratista desee emplear camiones agitadores, como mezcladoras de concreto, deberá contar con la autorización previa del Ingeniero para que le indique el tiempo de mezclado para este tipo de camiones. Para el caso de revolvedoras estacionarias la Secretaría no las admitirá más que de 1 (un) saco de capacidad y para cada colado el Ingeniero indicará el número de revolvedoras con objeto de que el colado no se prolongue indebidamente o se produzcan juntas frías.

Colocación de concreto en estructuras coladas en sitio. -- La colocación de concreto en las estructuras coladas en sitio será ejecutada empleando el equipo adecuado que ordene o apruebe el Ingeniero, o bien, canchales con las dimensiones, características y pendientes ordenadas o aprobadas por éste para evitar la segregación de los agregados y constituyentes del concreto. Si el Contratista emplea canchales, éstos deberán ser metálicos o en su defecto de madera y revestidos de lámina.

No se vaciará concreto para cimentaciones de estructuras, dentellones, etc., hasta que toda el agua que se encuentre en la superficie que vaya a ser cubierta por el concreto haya sido desalojada, salvo que lo apruebe el Ingeniero, en cuyo caso deberá hacerse el vaciado por el Método que éste indique o apruebe. No se permitirá el paso de agua corriente sobre concreto antes de doce horas de efectuado el colado.

Asimismo, el Contratista proporcionará las formas o moldes para los colados de concreto que se requieran, según las líneas de proyecto o instrucciones del Ingeniero.

Dentro de este precio unitario se incluyan las operaciones siguientes; el suministro del material necesario para la fabricación de las formas o moldes, su colocación, empleo y remoción, también se incluye dentro del precio unitario de este concepto el suministro, colocación y remoción de la obra falsa que sea requerida para llevar a cabo los colados.

Deberá ser observado lo relativo a las especificaciones 10-6.01.0 a la 10-6.01.13 inclusive y la 10-6.01.15.

Las formas que utilice el Contratista deberán estar en condiciones tales que produzcan en el concreto una calidad de "acabado aparente". Los concretos que no presentan un acabado satisfactorio a juicio del Ingeniero, éste podrá ordenar su remoción al Contratista para que corrija a sus expensas los defectos observados.

Medición y pago.— Para fines de pago, los concretos colocados en las estructuras serán medidos en metros cúbicos con aproximación hasta un décimo de dicha unidad; para el efecto se considerarán los volúmenes de concreto de acuerdo con las líneas de proyecto y a satisfacción del Ingeniero. Aplicándose a este volumen el precio unitario consignado en el contrato para este concepto, obteniéndose así la compensación del Contratista.

PTO: 2.3.3.2.a.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRA DE ACERVO PARA CA. -
 CRETE.

Regirá para este concepto las mismas especificaciones - -
 del concepto:2.3.2.5., de los conceptos principales de -
 trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación
 y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos).

PTO: 2.3.4.2.a.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE COMPLETAS "MILLER" PARA TUBOS
 DE 61 cm. DE DIAMETRO.

Regirá para este concepto las mismas especificaciones del
 concepto 3.4.4.1.3., de los conceptos principales de tra-
 bajo, editados por la Dirección General de Irrigación y -
 Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos).

CONCEPTO 2.3.6.1.a.- SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO DE 61 CM. DE DIAMETRO.

Al amparo de este Concepto de trabajo, el Contratista, suministrará e instalará las tuberías de concreto de los diámetros respectivos - estipulados en el proyecto y por cada concepto de trabajo, incluyen do los codos necesarios y suficientes señalados en los planos del - proyecto.

Se aplicará así mismo para este Concepto la especificación S-32.02.0.

Las tuberías que suministre el Contratista deberán ser nuevas, de - primera calidad y cumplirán con todo lo especificado en los planos o en caso de que a juicio del Ingeniero sea necesario realizar prue^{bas} mecánicas o hidráulicas, éstas deberán ser realizadas de acuer- do con lo estipulado en la norma A.S.T.M.- C -76

El Contratista instalará las tuberías de concreto, incluyendo los - codos que sean necesarios de acuerdo con las líneas señaladas por - el proyecto, operación que se sujetará a lo estipulado en las espe- cificaciones generales 10-10.01.1 a 10-10.01.3.

Para fines de pago, las tuberías de concreto que suministre e insta^{la} el Contratista al amparo de este Concepto de trabajo, le será me^{di}da en metros lineales con aproximación a la unidad; para el efec^{to}, se medirán los metros lineales de tubería efectivamente instala^{das} en las estructuras de acuerdo con lo estipulado en el proyecto y a satisfacción del Ingeniero.

A solicitud del Contratista, la Secretaría le podrá hacer un pago a cuenta de 50% del importe de los conceptos de trabajo, cuando aquel disponga ya de las tuberías dentro de su almacén, (almacén de Con- tratista), haciéndose la estimación normal cuando ya estén instala- das las tuberías, y de ésta se descontará el pago a cuenta que se - hubiere hecho sobre las mismas.

Todos los transportes, así como los acarreos locales que se requie- ren serán por cuenta y cargo del Contratista, considerándose inclu^{idos} dentro del Precio Unitario correspondiente a cada uno de estos conceptos de trabajo.

CONCEPTO	2.3.7.1.a.	DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.
----------	------------	--

Por el precio unitario consignado para estos conceptos el Contratista demolerá las estructuras de concreto que indiquen los planos de proyecto u ordene el Ingeniero hasta los límites y niveles que se le fijen.

El Contratista se obliga por el precio unitario a retirar el material a una distancia no mayor que un kilómetro; además, también en caso necesario, según instrucciones del Ingeniero, efectuará las demoliciones con el cuidado necesario -- con el cuidado necesario con el objeto de utilizar el material aprovechable que pueda ser recuperado, retirándolo a una distancia no mayor que un kilómetro, si así lo ordena el Ingeniero.

El material producto de la demolición será considerado como propiedad de la Secretaría.

Para efectos de pago, se medirán las estructuras a demoler en metros cúbicos, aplicándole el precio correspondiente para compensar al Contratista por las demoliciones efectivamente llevadas a cabo.

CEPTO:2.4.2.3.1.a.- FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN EN LAS TRANSICIONES, INCLUYENDO SUMINISTRO Y ACARREO DEL CEMENTO (CONSUMO DE CEMENTO 260kg/m³).

Regirá para este concepto las mismas especificaciones - que para el concepto: 2.4.2.3.1., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 - - (tres tomos), únicamente se incluye el suministro y - el acarreo del cemento por parte del Contratista.

CEPTO:2.4.2.3.2.a.-FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN EN EL BARRIL INCLUYENDO SUMINISTRO Y ACARREO DE CEMENTO (CONSUMO DE CEMENTO 290 Kg/m³).

Regirá para este concepto las mismas especificaciones - que para el concepto: 2.4.2.3.2., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos), únicamente se incluye el suministro y acarreo - del cemento por parte del Contratista.

CEPTO:2.4.2.4.a.- FABRICACION Y COLOCACION DEL CONCRETO CICLOPEO, INCLUYENDO SUMINISTRO Y ACARREO DE CEMENTO (CONSUMO DE CEMENTO 235kg/m³)

Regirá para este concepto las mismas especificaciones— del concepto: 2.4.2.4., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos), excluyendo en el precio unitario la obtención de agregados pétreos y el agua.

CEPTO:2.4.2.5.a.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO PARA CONCRETO.

regirá para este concepto las mismas especificaciones - del concepto: 2.4.2.5., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos)

CONCEPTOS

2.1.2.1.1.a.; 2.1.2.2.1.1.a.; 2.1.3.3.3.a.1.; 2.2.1.1.b.;
 2.2.1.1.b.1.; 2.2.1.1.c.; 2.2.1.1.c.1.; 2.2.1.1.d.; 2.2.1.1.e.;
 2.3.2.3.b.; 2.3.2.3.b.1.; 2.3.2.3.c.; 2.3.2.3.c.1.; 2.3.2.3.d.
 2.3.2.3.e.; 2.4.2.3.1.b.; 2.4.2.3.1.b.1.; 2.4.2.3.1.c.;
 2.4.2.3.1.c.1.; 2.4.2.3.1.d.; 2.4.2.3.1.e.; 2.4.2.3.2.b.;
 2.4.2.3.2.b.1.; 2.4.2.3.2.c.; 2.4.2.3.2.c.1.; 2.4.2.3.2.d.;
 2.4.2.3.2.e.; 2.4.2.4.b.; 2.4.2.4.b.1.; 2.4.2.4.c.; 2.4.2.4.c.1
 2.4.2.4.d.; y 2.4.2.4.e.; SE DEFINEN EN LAS HOJAS SIGUIENTES
 CON NUMERO. 32, 33, 34, 35 y 36 .

Por los precios unitarios consignados en el Catálogo para éstos conceptos, el Contratista efectuará las operaciones consistentes en transportar los materiales producto de las excavaciones de los bancos de préstamo ó de depósito a una distancia hasta de un kilómetro y en los subsecuentes, ya sea que el material vaya a ser utilizado en la obra ó que vaya a ser llevado a bancos de desperdicio.

MEDICION Y PAGO. La distancia entre los sitios de colocación - los bancos, que se indica en el plano de bancos, es aproximada; por lo que la distancia real de sobreacarreos, se medirá entre el centro de gravedad del banco de préstamo ó del area de excavación y el centro de gravedad de la sección del terraplen, ó banco de desperdicio según la ruta Transitible más corta ó aquella que autorice el Ingeniero, -- utilizando los caminos de acceso ó de construcción descontando el -- acarreo estipulado en los conceptos de Trabajo correspondientes.

El acarreo en el primer kilómetro de las terracerías se medirá en metros cúbicos del volumen realmente utilizado en la obra ó llevado a los bancos de desperdicio.

Para el caso del sobreacarreo, el volumen anterior se multiplicará por los kilómetros subsecuentes al primero, con el objeto de -- obtener los m^3-km , en unidades enteras.

Los acarreos y sobreacarreos de terracerías que vayan a ser -- utilizadas en la obra le serán pagadas al contratista a los precios unitarios estipulados en el catálogo.

DEFINICION Y EJECUCION

Los agregados requeridos para la fabricación de los Concretos (grava y arena) los obtendrá el Contratista de los Bancos mostrados en el plano correspondiente, incluyendo clasificación, tratamiento, extracción del material, carga y descarga y todas las operaciones necesarias para cumplir las especificaciones correspondientes a satisfacción de la Secretaría. Regalías, si las hubiere, serán por cuenta del Contratista.

Una vez que el Contratista haya seleccionado y la Secretaría le haya autorizado la explotación de un banco de agregados, sólo se podrá efectuar cambio de banco si el Contratista hace la petición por escrito. En este caso, la Secretaría hará los estudios que procedan, los que una vez terminados servirán de base para tomar una decisión.

MEDICION Y PAGO

La obtención, carga y descarga de agregados, se medirán en metros cúbicos serán las que se utilizarán para la fabricación de concretos colocados en el proyecto o las ordenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría, transformando los pesos dosificados a volúmenes según el peso volumétrico de cada material.

La remuneración al Contratista, se hará a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.

ACARREOS EN EL PRIMER KILOMETRO DE LOS AGREGADOS.

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por acarreos en el primer kilómetro de agregados (grava y arena) para la fabricación de concretos a la operación consistente de transportar estos materiales, producto de excavación de bancos de préstamo o de depósito, a una distancia de hasta un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El acarreo en el primer kilómetro de agregados (grava-arena) para la fabricación de concretos, se medirá en metros cúbicos, con aproximación de la parte inmediata superior del volumen realmente utilizado en el concreto colocado según el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero; para el efecto atendiendo a la dosificación propuesta o aprobada por la Secretaría, se transformarán los pesos de agregados dosificados a volúmenes, según el peso volumétrico de cada material.

La distancia entre los sitios de colocación y los bancos, que se indican en el plano de bancos, es aproximada, por lo que la distancia real de acarreos de agregados (grava y arena), se medirá entre el centro de gravedad del banco de préstamo y la dosificadora, según la ruta transitada más corta ó aquella que indique el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso ó de construcción.

Los acarreos le serán estimados y pagados al Contratista, a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.

SOBREACARRIO EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO DE LOS AGREGADOS.

DEFINICION Y EJECUCION

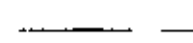
Se entenderá por sobreacarreo en los kilómetros subsecuentes al primero de los agregados (grava y arena), para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar estos materiales, producto de la excavación de préstamo o de depósito, a una distancia que sobrepasa al acarreo de un metro.

MEDICION Y PAGO

El sobreacarreo de agregados (grava y arena), para la fabricación de concretos, se medirá para su pago en M³-Km., con aproximación a la unidad inferior de los volúmenes realmente utilizados en los concretos colocados, de acuerdo con el proyecto o las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría, transformando los pesos dosificados a volúmenes, según el peso volumétrico de cada material.

La distancia entre los sitios de colocación y los bancos de agregados es aproximada, por lo que la distancia real de sobreacarreos de agregados (grava y arena), se medirá entre el centro de gravedad del lugar de obtención y la dosificadora por la ruta transitable más corta, o aquella que autorice el Ingeniero, considerando los caminos de acceso o de construcción, descontando el acarreo del primer kilómetro, estipulado en el catálogo para los conceptos de trabajo correspondientes.

Los sobreacarreos de agregados para concreto, le serán pagados al Contratista a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.



El agua requerida para la fabricación de los concretos la obtendrá el Contratista de la fuente de abastecimiento proporcionada por la Secretaría ó de otra fuente propuesta por él y aprobada por ésta última, debiendo tener incluidos en el precio unitario de la obtención, tanto los costos necesarios que tenga que ejecutar, como las obligaciones que tenga que hacer para disponer de los volúmenes necesarios, manejo, almacenamiento y el tratamiento que requiera.

MEDICION Y PAGO

La obtención, carga y descarga del agua, se medirá en metros cúbicos y será lo realmente se utilice en la fabricación de los concretos colocados, según el proyecto o las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

La obtención del agua para la fabricación de los concretos se le pagará al Contratista, al precio unitario estipulado en el Catálogo.

ACARREOS EN EL PRIMER KILOMETRO DE AGUA

DEFINICION Y EJECUCION

Entenderá por acarreo de agua para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar el agua desde la fuente de abastecimiento aprobada por la Secretaría, a una distancia de un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El acarreo de agua para la fabricación de concretos, se medirá para su pago con aproximación de un decimal y los volúmenes serán los realmente utilizados en los concretos colocados, según el proyecto ó las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

La distancia de acarreo entre la fuente de abastecimiento y la dosificadora se medirá según la ruta transitada más corta, o aquellas que autorice el Ingeniero, utilizando caminos de acceso o de construcción.

El acarreo de agua para la fabricación de concretos, le será pagado al contratista al precio estipulado en el Catálogo.

SOBRE ACARREO EN LOS KILOMETROS

SUBSECUENTES AL PRIMERO DE AGUA

DEFINICION Y EJECUCION

Entenderá por sobreacarreo de agua para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar el agua que el Contratista necesita en los kilómetros subsecuentes al primero.

MEDICION Y PAGO

El sobre acarreo de agua para la fabricación de concretos se medirá para efectos de pago con aproximación de una decimal y los volúmenes serán los realmente

lizados en los concretos colocados, según el proyecto a las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

42

La distancia de sobreacarreo entre la fuente de abastecimiento y la fabricadora, se medirá según la ruta transitable más corta, o aquella que autorice el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso ó construcciones descontando el acarreo de un kilómetro.

El sobreacarreo de agua para la fabricación de concretos, le será cobrado al Contratista al precio unitario estipulado en el Catálogo.

ESPECIFICACIONES ESPECIALES
PARA ZONAS DE RIEGO

CONCEPTO 3.1.1.2. • DESPALME DE LA ZONA DE CONSTRUCCION Y EN
LOS PRESTAMOS LATERALES .

Por despalme se entiende el trabajo que se realiza posteriormente al des -
monte y que consiste principalmente en la remoción de una capa superficial
del terreno natural, cuyo material no resulta adecuado para la Construc -
ción. Se efectúa en áreas destinadas al desplante de cimentaciones y te -
rraplenes .

La profundidad del despalme estará en función de la calidad del material a
remover, por lo consiguiente, esta profundidad será determinada por el In -
geniero, para efectos de pago se medirán en metros cúbicos, los volúmenes
de material excavado para efectuar el despalme y a esta cantidad con apro -
ximación a una decimal, se le aplicará el Precio Unitario estipulado en el
catálogo para éste concepto.

CONCEPTO 3.1.1.3.4. EMPAREJAMIENTO CON EL PRODUCTO DEL DESPALME.

El trabajo que se ejecute al amparo de este concepto, tendrá por objeto regresar el material, producto del despaje de las zonas afectadas (tierras de cultivo) cuando a juicio del Ingeniero se requiera.

Por el Precio Unitario estipulado para este concepto, el Contratista deberá efectuar todas las operaciones necesarias para el emparejamiento de las tierras y su nivelación, obteniendo una capa de 20 cms de espesor como máximo.

Para efectos de pago se estimará en metros cúbicos con aproximación a una decimal, a dicho volumen calculado se le aplicará el precio unitario correspondiente estipulado en el catálogo.

CONCEPTO 3.1.2.1. a.. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO
ROCA EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA
CUBETA DEL CANAL.

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por cubeta del canal, la parte de la sección del canal en la que se apoyará el revestimiento de concreto hidráulico.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto en el catálogo, el Contratista ejecutará apoyándose en los trazos que suministre el Ingeniero y sujetándose a los planos de proyecto o en su caso a las órdenes del Ingeniero, las excavaciones que se requieran para formar la cubeta del canal, en los cuales se aceptará una tolerancia máxima de 2 cm en más o en menos con las líneas de proyecto de la cubeta, siempre y cuando no se presenten éstos en forma sistemática.

Además de la excavación propiamente dicha, el Contratista ejecutará dentro del Precio Unitario que se aprueba para éste concepto, las operaciones siguientes:

1. El afine de la sección excavada de acuerdo con las líneas de proyecto y en base a lo anteriormente señalado.
2. El relleno, con el material y el procedimiento que indique el Ingeniero, cuando por motivo de las sobreexcavaciones imputables al Contratista, existan oquedades fuera de las líneas de proyecto y mayores de la tolerancia especificada, como se indica en las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción para definir lo que corresponda a sobreexcavaciones, serán llenadas por el contratista, no siendo motivo de pago alguno, debiendo cubrir él mismo el importe del equipo, materiales y mano de obra utilizada para satisfacer lo anteriormente señalado.

3. Formará los bordos o terraplenes que son parte integrante de la sección del canal con el producto de las excavaciones de la cubeta, con la disposición que se indica en los planos de proyecto o en su caso las que suministre el Ingeniero, con un acabado tal que ninguno de los puntos de los bordos después de formados, diste más de 10 cm del correspondiente de la línea de proyecto, en las partes no revestidas y a las líneas cuando los bordos sirvan de apoyo al revestimiento.

Previamente a la formación de los bordos despalmará la superficie de des-
plante y escarificará terreno natural si así lo ordena el Ingeniero.

4. En los casos en que sobre material de la excavación, ampliará los bordos y terraplenes que son parte integrante de la Sección del canal colocando el material sobrante con la disposición que se muestra en los planos de proyecto o le sea ordenada por el Ingeniero.

5. Cuando los bordos o terraplenes formados con el producto de las excavaciones vayan a servir de apoyo al revestimiento, el Contratista deberá ejecutar éstos colocando el material producto de las excavaciones en capas y si se ordena su compactación a un porcentaje mayor que el proporcionado por el equipo de construcción, se le cubrirá dicha operación de compactación el Precio Unitario existente en el catálogo para este concepto.

Queda estipulado que el Precio Unitario del concepto 3.1.2.1.a., ya incluye -- las cantidades necesarias para compensar al Contratista los gastos por traspapeos del material para colocarlo con la disposición que se indica en los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero.

El lapso máximo que se permitirá entre el afine de las excavaciones y colocación de los correspondientes revestimientos de concreto, en cualquier tramo del canal, será de 4 (cuatro) días, por lo que el Contratista deberá programar con todo cuidado sus trabajos de excavación y revestimiento. La superficie contra la que se coloque el concreto deberá estar suficientemente húmeda para que no se tome agua del concreto de los revestimientos.

Para efectos de pago de las excavaciones ejecutadas al amparo de éste concepto, el Ingeniero determinará en metros cúbicos, el volumen de excavación definido como sigue:

- a). En los casos en que parte de la cubeta del canal vaya en "postizo", el volumen de excavación a pagar quedará limitado por el terreno natural antes de la excavación y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto.
- b). En los casos en que la cubeta del canal quede alojada en tajos, el volumen de excavación a pagar quedará confinado por la línea horizontal que limita el bordo libre total (que coincidirá con las banquetas inferiores de la excavación), y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto. La excavación que se ejecute arriba de la línea horizontal que limita el bordo libre total, se pagará con cargo a los conceptos 3.1.2.2.a y 3.1.2.2.1.1 "Excavaciones en cualquier material en los Tajos".

A los volúmenes así determinados se aplicará el Precio Unitario aplicado en el catálogo para este concepto, para obtener la compensación del Contratista.

CONCEPTO: 3.1.2.2.2.- EXCAVACION EN DIMENSIONES MATERIAL, EXCEPTO HUCA
EN TALLAS.

49

Según para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto: 3.1.2.2., de los conceptos principales - de trabajo, editados por la Dirección General de Grande - Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos).

CONCEPTO 3.1.2.2.1.a. EXCAVACION EN MATERIAL INDESEABLE EN TALUDES Y PLANTILLA DEL CANAL .

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por excavación de material indeseable en taludes y plantilla de la cubeta del canal, las excavaciones adicionales para la remoción de material indeseable que marquen los planos de proyecto o que a juicio del Ingeniero sea necesario efectuar.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto en el catálogo, el Contratista efectuará las operaciones siguientes:

- 1). Excavará adicionalmente fuera de líneas de proyecto dentro de la cubeta del canal el material indeseable (no apto para los fines de construcción) principalmente arcillas expansivas que a juicio del Ingeniero se deban extraer en áreas reducidas y en volúmenes pequeños (10 m³ o menos por metro lineal de canal, 2 000 m³ en tramo de 1 km del canal) como máximo .
- 2). Material excavado mediante este concepto será depositado en los sitios que señale el Ingeniero con acarreo libre de 100 (cien) metros.
- 3). En los casos en que se ordene al contratista ejecutar excavaciones adicionales en taludes y plantilla, y este trabajo se pueda ejecutar con el equipo de construcción y sus volúmenes sean mayores que los indicados en el párrafo (1) se pagará con el concepto 3.1.2.2.1.1.a.
- 4). En el caso de que se ordene al contratista a realizar sobreacarreos, a más de 100 (cien) metros al volumen excavado se le aplicará el concepto 3.1.4.1.a.

Para justificar la aplicación del presente concepto de trabajo, deberá informarse con toda oportunidad de los tramos de canal donde se encuentre el material indeseable para así poder obtener la autorización para la aplicación de este concepto.

ra raras de 10%, se estimarán los volúmenes expresados en metros cúbicos, -
e hayan sido revisados a satisfacción del Ingeniero, a base de la sección antes
la remoción y las líneas que en el proyecto se muestra ó de acuerdo con las -
genes del Ingeniero que limiten las excavaciones adicionales. El volúmen ante -
er calculado en metros cúbicos se multiplicará por el precio Unitario consigna-
par este concepto.

1.2.3.a.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA PARA FORMACION DE -
CONTRACUJETAS.

regirá para este concepto las mismas especificaciones que para el -
concepto 3.1.2.3., de los Conceptos Principales de Trabajo, editados
por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión
1976 (tres tomos), excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

52

CONCEPTO 3.1.3.2.5.ª RELLENO DE MATERIAL INERTE EN LOS ESPACIOS QUE SE REQUIEREN MOTIVADOS POR LAS EXCAVACIONES ADICIONALES DE MATERIALES INDESEABLES SEGUN CONCEPTO 3.1.2.2:1.a.

Por el Precio Unitario consignado en el catálogo para este concepto, el Contratista suministrará en el sitio de su utilización y colocará el material que se requiera para rellenar las excavaciones adicionales requeridas y ordenadas expresamente por el Ingeniero.

Las excavaciones adicionales sólo serán necesarias cuando al ejecutar las excavaciones a líneas de proyecto se encuentren materiales inadecuados ya sea para el desplante del revestimiento o para la operación del canal.

Las excavaciones adicionales solo serán ejecutadas bajo permiso escrito del Ingeniero, lo cual amparará el pago del presente concepto.

El Precio Unitario para el pago de este concepto, incluye además lo siguiente:

1. Compactación del material colocado al 90% de la prueba Proctor (S.R.H.) o al 70% de densidad relativa, suministrando para ello el agua que se requiera siendo ésta necesaria para proporcionar la humedad óptima al material.
2. El Contratista se obliga a realizar acarreos hasta 500 (quinientos) metros.
3. En caso de que el Contratista ejecute acarreos a mayor distancia que la indicada en el punto dos se le pagarán estos trabajos de acuerdo con los conceptos 3.1.3.2.4.

Para fines de pago, se calcula el volumen en metros cúbicos con aproximación a la unidad, compactado a satisfacción del Ingeniero, empleando para el cálculo del volumen, los datos del proyecto y las secciones levantadas antes del relleno. A éste volumen se le aplicará el precio unitario consignado para este concepto.

PTO: 3.1.3.3.a.- COMPACTACION DEL TERRENO NATURAL PARA DESPLANTE DE BORDOS Y TERRAPLENES.

Cuando las condiciones del terreno natural en ⁵³ que se desplantarán los bordos requieran compactarse a juicio del Ingeniero, el Contratista efectuará las siguientes operaciones:

Una vez efectuada la excavación del despalme, el Contratista adicionará el agua necesaria y procederá a efectuar el compactado de terracerías del desplante de los bordos del canal ó terraplenes.

En suelos fricciantes: 90 % mínimo de la Prueba por ter.

En suelos arcillo-limoso: 90% mínimo de la Prueba - - Próctor (S.A.R.H.).

Una vez efectuado el compactado será aceptado por el Ingeniero, solamente cuando Calas tomadas a 30 centímetros de profundidad den el grado de compactación -- requeridas.

Para fines de pago se medirá en metros con aproximación de una decimal, la superficie compactada por el contratista y recibida por el Ingeniero a su entera satisfacción.

Esta superficie se multiplicará por el precio unitario consignado en el catálogo para este concepto.

PTO: 3.1.4.1.a.- ACARREO DE LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES DE LOS CONCEPTOS 3.1.2.1.1.a. y 3.1.2.2.1.1.a.- EN KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Regirán para éste concepto las mismas especificaciones que para el concepto 3.1.4.1. de los Conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976, - - (tres tomos), además de los conceptos arriba mencionados.

PTO: 3.2.2.1.a.- EXCAVACION PARA DRENES EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA.

Regirá para éste concepto las mismas especificaciones que para el concepto 3.2.2.1.; de los Conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 - (tres tomos), excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

Por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista hará todas las erogaciones necesarias y ejecutará todas las operaciones que se requieran para construir el revestimiento de concreto del canal. Comprenderán las operaciones siguientes:

La instalación de las dosificadoras y revolvedoras de concreto, incluyendo los trabajos necesarios para acondicionar los patios de almacenamiento.

El suministro de cemento, su acarreo y descarga en los almacenamientos del Contratista, así como todas las mañobras conexas y acarreos necesarios hasta su utilización.

El suministro, manejo y empleo de los aditivos-puzolana que se requieran para el concreto, de acuerdo con lo que ordene el Ingeniero.

La elaboración del concreto, así como su acarreo desde los sitios de fabricación hasta los de colocación.

El suministro de las formas y moldes para los volados, incluyendo su fabricación, colocación, empleo y remoción.

La obra falsa necesaria.

El rayado de juntas.

El curado de los concretos.

En general todas aquellas operaciones necesarias y suficientes para cumplir con las especificaciones que se estipulan para este concepto.

Las resistencias de los concretos quedarán indicadas en los planos del proyecto y los proporcionamientos de agregados y cemento serán fijados por el Laboratorio de la Secretaría y dados a conocer al Contratista por conducto del Ingeniero.

Si el cemento está en sacos, su almacenamiento deberá hacerse en locales debidamente acondicionados para este fin; el cemento se colocará sobre plataformas de madera que estén sobre el piso de la bodega como mínimo a 15 cm además deberán estar separados de las paredes; las estibas tendrán como altura máxima la correspondiente a 12 sacos de cemento. El almacenamiento deberá clasificarse y estibarse separando las distintas remesas de cemento de modo que pueda emplearse éste en el mismo orden cronológico en que fue recibido; además si se tendría cemento de varias fábricas se estibará agrupándolo por marcas con el fin de que no sean elaborados concretos que contengan cemento proveniente de varias fábricas.

En el caso de que la entrega del cemento sea a granel el Contratista deberá almacenarlos en silos y éstos deberán estar equipados con los dispositivos necesarios, de manera que puedan descargarse totalmente y que no permitan que permanezcan pegados y/o atrapados residuos de las cargas de cemento al descargarse.

Aditivos para el concreto.- Los aditivos para el concreto que sean necesarios los suministrará y transportará el Contratista por su cuenta, los gastos que éstos le originen están incluidos dentro del precio unitario de la fabricación y colocación del concreto.

Las características de los aditivos y las proporciones de su aplicación deberán someterse previamente a la aprobación del Ingeniero.

Elaboración de concreto.- La elaboración del concreto se sujetará precisamente a las "Especificaciones Generales y Técnicas" de la Secretaría, en sus conceptos 10-7.01.8 a 10-7.01.20 inclusive..

El Contratista deberá hacer sus instalaciones de la planta dosificadora previendo el uso de puzolana adicionalmente al del cemento ordinario y de aditivos para el concreto, deberá tener siempre en buenas condiciones la planta dosificadora, limpiándola y nivelándola las veces que sea necesario para su correcto funcionamiento.

###...

El equipo de mezclado será en cada caso el indicado para el concreto por utilizar. En caso de que el Contratista desee emplear camiones agitadores, como mezcladoras de concreto, deberá contar con la autorización previa del Ingeniero para que le indique el tiempo de mezclado para este tipo de camiones. Para el caso de revolvedoras estacionarias la Secretaría no las admitirá mayores de 1 (un) saco de capacidad y para cada colado el Ingeniero indicará el número de revolvedoras con objeto de que el colado no se prolongue indebidamente o se produzcan juntas frías.

Colocación de concreto para revestimiento de canales. - -
Adicionalmente a las Especificaciones anteriores, se establecen como complementarias las siguientes:

Previamente a la colocación del concreto, deberán unedecarse los taludes que forman el respaldo del concreto de revestimiento, quedando entendido, que tanto el suministro en el sitio de la obra como la aplicación del agua necesaria quedarán incluidos en este mismo concepto.

En todos los casos el concreto para el revestimiento de canales deberá colocarse de abajo para arriba, es decir primeramente las porciones inferiores del mismo y posteriormente las superiores a medida que avance el colado.

Podrá utilizarse una forma deslizante en el sentido longitudinal, dotada de vibradores fijos a ella y el dispositivo para desplazarse a lo largo del canal será tal que origine movimiento en el sentido del eje del canal y un desplazamiento de la sección de la forma paralela a ella. En el caso de las curvas, la tracción será tangencial con cables máximos de 10 metros. Se tendrá cuidado de que los huecos que la forma deje en cada lado sean iguales. Independientemente a los vibradores de forma, el Contratista deberá tener vibradores de chicote y además, reglas planas, y paletas de madera para los acabados de los taludes y de la plantilla, también podrá efectuar el colado de los revestimientos utilizando formas que se desplacen de abajo hacia arriba sobre reglas bien fijas y alineadas pero en todo caso, colocando el concreto por capas horizontales y debidamente vibrado.

En los concretos de revestimiento de canales, no se permitirán errores mayores de 2 cm. (dos centímetros) en la línea y nivel por cada estación de 20 m. y en un tramo continuo de 100 m. un máximo de 4 cm. en línea y 3 cms. en nivel. El acabado del concreto deberá ser el que deja una forma metálica deslizante — limpia, sin irregularidades ni defectos, y aprobada por el Ingeniero.

El rayado de las juntas en el concreto aún fresco, se hará por medio de puntas o ganchos operados manualmente por los albañiles que hagan el acabado de los revestimientos o por medio del aparato con la forma deslizante, en el que se insertarán herramientas similares y las cuales al trasladar toda la forma, dejarán hendiduras continuas. La junta longitudinal más baja en cada uno de los revestimientos de los taludes quedará a 0.50 m., — medidos en el sentido vertical, de la plantilla del canal. El resto del revestimiento por cada uno de los taludes se dividirá en tres porciones iguales por medio de dos ranuras intermedias. Todas las ranuras longitudinales tendrán la misma pendiente del tramo del canal en que se ejecuten. El rayado transversal al eje del canal se hará con separación de 2.00 a 3.50 metros según el tipo de la sección del canal de que se trate, apeándose a los proyectos y/o las órdenes del Ingeniero.

Si el equipo que está usando el Contratista para el revestimiento de los canales no le permite interrumpir el colado en las secciones que alojarán las estructuras coladas en sitio, se le admitirá que el revestimiento lo efectúe sin interrupción en dichas secciones, y remueva o demuela posteriormente la parte de revestimiento necesario para alojar las estructuras; pero no se le estimará para fines de pago el concreto removido o demolido, y el cemento y aditivos que hubiere empleado para dicho concreto quedarán a su cargo.

Si en la sección en la que el Contratista remueve el concreto para alguna estructura, ó bien interrumpa el revestimiento para el mismo objeto, las superficies de la excavación del canal se erosionan, enlodan, encharcan o sufran algún otro deterioro, serán por cuenta del Contratista los trabajos que tenga que efectuar para corregir los defectos, así como los volúmenes excedentes para que el revestimiento quede debidamente colocado. El exceso de materiales que se empleen se considerarán como relleno en "sobreeexcavaciones", y serán por cuenta del Contratista.

58) Sin necesidad que el Ingeniero se lo indique el Contratista deberá tomar las providencias a que se ha hecho referencia en los párrafos anteriores para alojar las estructuras que están indicadas en los planos o perfiles que se le entreguen, salvo órdenes expresas del Ingeniero, así como aquellas otras estructuras no previstas en el proyecto pero que éste ordene con la debida anticipación.

Todo el concreto que de acuerdo con lo estipulado en estas Especificaciones o con lo ordenado por el Ingeniero sea demolido en los revestimientos de los canales, será depositado al pie del talud exterior del canal.

Queda entendido que los espesores de concreto en el revestimiento, no serán en ningún caso menores que el de proyecto, y que los excedentes de concreto para rellenar los defectos del afino de las terracerías serán considerados como relleno de "sobrexcastraciones" con cargo al Contratista.

Para efectos de pago, el Ingeniero determinará en metros cúbicos con aproximación de una decimal los volúmenes de revestimiento colocados de acuerdo con sus órdenes y a su satisfacción medidos conforme a las dimensiones mostradas en el proyecto.

Queda expresamente estipulado que no se hará ningún pago adicional por el volumen de concreto que resulte en exceso al volumen obtenido considerando para los revestimientos de concreto el espesor mostrado en los planos de proyecto.

SUMINISTRO Y

3.3.3.5.a COLOCACION DE SELLOS EN JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS REVESTIMIENTOS DEL CONCRETO HIDRAULICO DEL CANAL .

Por el Precio Unitario estipulado en el catálogo para este concepto, el contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de contracción de los revestimientos del canal, situados en las ranuras correspondientes según lo indican los planos del proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello; eliminación de humedad, así como la limpia de la junta a satisfacción del Ingeniero.

El material a usarse es un compuesto adhesivo y resistente que deberá sellar las juntas en los revestimientos de concreto e impedirá el paso de agua a través de los ciclos de contracción y expansión de la junta. Su consistencia es tal que será colocado a cualquier temperatura entre 4°C a 50°C ya sea con pistola o cuchara sin necesidad de solventes adicionales o adyuvantes, después de ser aplicado, el material no deberá correrse.

El Contratista hará las muestras necesarias, que a juicio del Ingeniero se requieran, y además transportará el material al sitio de su utilización, y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a satisfacción del Ingeniero.

El material podrá colocarse en la ranura antes de efectuar el curado de concreto, o posteriormente a que el concreto de los revestimientos haya alcanzado la resistencia indicada y la ranura haya sido practicada según lo indicado en los planos a las órdenes del Ingeniero y llene los requisitos de limpieza y se haya eliminado la humedad a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas rellenas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el Precio Unitario correspondiente.

CONCEPTO: 3.4.1.2.a.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA PARA ALOJAR LAS ESTRUCTURAS.

60

Regirá para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto: 3.4.1.2.- de los Conceptos Principales, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos reimpresión 1976 (tres tomos) salvo que se excluirá la posibilidad de excavación en roca.

CONCEPTO 3.4.2.3.a.- FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN, -
INCLUYENDO SUMINISTRO Y ACARREO DEL CEMENTO
(CONSUMO DE CEMENTO 265 Kg/m³).

61

Por el precio consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista hará todas las erogaciones necesarias y -- ejecutará todas las operaciones que se regularan para construir el concreto de las estructuras, excepto sifones. Comprenderá las operaciones siguientes:

La instalación de las dosificadoras y revolvedoras de concreto, incluyendo los trabajos necesarios para acondicionar los patios de almacenamiento.

El suministro de cemento, su acarreo y descarga en los almacenes del Contratista, así como todas las maniobras conexas y acarreos necesarios hasta su utilización.

El suministro, manejo y empleo de los aditivos y puzola que se requieran para el concreto, de acuerdo con lo que ordene el Ingeniero.

La elaboración del concreto, así como su acarreo desde los sitios su fabricación hasta los de colocación.

El curado de los concretos.

En general todas aquellas operaciones necesarias y suficientes para cumplir con las especificaciones que se estipulan para estos conceptos.

Las existencias de los concretos quedarán indicadas en los planos de proyecto y los proporcionamientos de agregados y cemento serán fijados por el Laboratorio de la Secretaría y dados a conocer al Contratista por conducto del Ingeniero.

Si el cemento se entrega en sacos, su almacenamiento deberá hacerse en locales debidamente acondicionados para este fin; el cemento se colocará sobre plataformas de madera que estén sobre el piso de la bodega como mínimo a 15 cm., además deberán estar separados de las paredes; las estibas tendrán como altura máxima la correspondiente a 12 sacos de cemento. El almacenamiento deberá clasificarse y estibarse separando las distintas remesas de cemento de modo que pueda emplearse éste en el mismo orden cronológico en que fué recibido, además si la Secretaría proporcionará cemento de varias fábricas se estibará agrupándolo por marca con el fin de que no sean elaborados concretos que contengan cemento proveniente de varias fábricas.

En el caso de que la entrega del cemento sea a granel el Contratista deberá almacenarlo en silos y éstos deberán estar equipados con los dispositivos necesarios, de manera que puedan descargarse totalmente y que permitan que permanezcan pegados y/o atrapados residuos de las cargas de cemento al descargarse.

Aditivos para el concreto.— Los aditivos para el concreto que sean necesarios los suministrará y transportará el Contratista por su cuenta; los gastos que éstos le originen están incluidos dentro del precio unitario de la fabricación y colocación del concreto.

Las características de los aditivos y las proporciones de su aplicación deberán someterse previamente a la aprobación del Ingeniero.

Elaboración del concreto.— La elaboración del concreto se sujetará precisamente a las "Especificaciones Generales y Técnicas" de la Secretaría, en sus conceptos 10-7.01.0 a 10-7.01.6 y del 10-7.01.8 al 10-7.01.20 inclusive.

El Contratista deberá hacer sus instalaciones de la planta dosificadora previendo al uso de puzolana adicionalmente al cemento ordinario y de aditivos para el concreto, deberá tener siempre en buenas condiciones la planta dosificadora, limpiarla y nivelándola las veces que sea necesario para su correcto funcionamiento.

El equipo de mezclado será en cada caso el indicado para el concreto por utilizar. En caso de que el Contratista desee emplear camiones agitadores, como mezcladoras de concreto, deberá contar con la autorización previa del Ingeniero para que le indique el tiempo de mezclado para este tipo de camiones. Para el caso de revolvedoras estacionarias la Secretaría no las admitirá menores de 1 (un) saco de capacidad y para cada colado el Ingeniero indicará el número de revolvedoras con objeto de que el colado no se prolongue indebidamente o se produzcan juntas frías.

Colocación de concreto en estructuras coladas en sitio.— La colocación de concreto en las estructuras coladas en sitio será ejecutada empleando el equipo adecuado que ordene o apruebe el Ingeniero, o bien, canalones con las dimensiones, características y pendientes ordenadas o aprobadas por éste para evitar la segregación de los agregados y constituyentes del concreto. Si el Contratista emplea canalones, éstos deberán ser metálicos o en su defecto de madera y revestidos de lámina.

No se vaciará concreto para cimentaciones de estructuras, dentellones, etc., hasta que toda el agua que se encuentre en la superficie que vaya a ser cubierta por el concreto haya sido desalojada, salvo que lo apruebe el Ingeniero, en cuyo caso deberá hacerse el vaciado por el Método que éste indique o apruebe. No se permitirá el paso de agua corriente sobre concreto antes de doce horas de efectuado el colado.

Asimismo, el Contratista proporcionará las formas o moldes para los colados de concreto que se requieran, según las líneas de proyecto o instrucciones del Ingeniero.

Dentro de este precio unitario se incluyan las operaciones siguientes: el suministro del material necesario para la fabricación de las formas o moldes, su colocación, empleo y remoción, también se incluye dentro del precio unitario de este concepto el suministro, colocación y remoción de la obra falsa que sea requerida para llevar a cabo los colados.

Deberá ser observado lo relativo a las especificaciones 10-6.01.0 a la 10-6.01.13 inclusive y la 10-6.01.15.

Las formas que utilice el Contratista deberán estar en condiciones tales que produzcan en el concreto una calidad de "acabado aparente". Los concretos que no presenten un acabado satisfactorio a juicio del Ingeniero, éste podrá ordenar su remoción al Contratista para que corrija a sus expensas los defectos observados.

Medición y pago.— Para fines de pago, los concretos colocados en las estructuras serán medidos en metros cúbicos con aproximación hasta un décimo de dicha unidad; para el efecto se considerarán los volúmenes de concreto de acuerdo con las líneas de proyecto y a satisfacción del Ingeniero. Aplicándose a este volumen el precio unitario consignado en el contrato para este concepto, obteniéndose así la compensación del Contratista.

CONCEPTO: 3-4.2.5.a.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO.

Regirán para este concepto las mismas especificaciones del concepto: 3.4.2.5., de los conceptos Principales de Trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976, - (tres tomos).

CONCEPTO 3.4.5.1.3.a. TUBO DE CONCRETO DE 61 CMS DE DIAMETRO .

Al amparo de este concepto de trabajo, el Contratista suministrará e instalará las tuberías de concreto de los diámetros respectivos estipulados en el proyecto y por cada concepto de trabajo, incluyendo los codos necesarios y suficientes señalados en los planos del proyecto.

Se aplicará asimismo para este concepto la especificación 5-32.02.0.

Las tuberías que suministre el Contratista deberán ser nuevas, de primera calidad y cumplirán con todo lo especificado en los planos o en caso de que a juicio del Ingeniero sea necesario realizar pruebas mecánicas o hidráulicas, éstas deberán ser realizadas de acuerdo con lo estipulado en la norma A.S.T.M.-C-76.

El Contratista instalará las tuberías de concreto, incluyendo los codos que sean necesarios de acuerdo con las líneas señaladas por el proyecto, operación que se sujetará a lo estipulado en las especificaciones Generales 10-10.01.1 a 10-10.01.3

Para fines de pago, las tuberías de concreto que suministre e instale el Contratista al amparo de este concepto de trabajo, le será medida en metros lineales con aproximación a la unidad; para el efecto, se medirán los metros lineales de tubería efectivamente instalados en las estructuras de acuerdo con lo estipulado en el proyecto y a satisfacción del Ingeniero.

A solicitud del Contratista, la Secretaría le podrá hacer un pago a cuenta hasta de 50% del importe de los conceptos de trabajo, cuando aquel disponga ya de las tuberías dentro de su almacén, (almacén del Contratista) haciéndose la estimación normal cuando ya estén instaladas las tuberías, y de ésta se descontará el pago a cuenta que se hubiere hecho sobre las mismas.

Todos los transportes, así como los acarreos locales que requieran serán por cuenta y cargo del Contratista, considerándose incluidos dentro del Precio Unitario correspondiente a

CEPTO: 5.2.1.1.a.- REVESTIMIENTO DE CAMINOS.

66

Regirá para este concepto las mismas especificaciones para el concepto: 5.2.1.1. de los conceptos principales de trabajo, editadas por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión (tres tomos), excluyendo el acarreo en el primer kilómetro.

LOS CONCEPTOS.- 3.1.2.1.1.a., 3.1.2.1.1.a., 3.3.1.1.b., 3.3.1.1.c.1., 3.3.1.1.c.,
3.2.1.1.c.1.; 3.3.1.1.d.; 3.3.1.1.e.; 3.4.2.3.a.; 3.4.2.3.b.; -
3.4.2.3.c.; 3.4.2.3.c.1.; 3.4.2.3.d.; 3.4.2.3.e.; 5.2.1.1.b.;
SE DEFINEN EN LAS HOJAS SIGUIENTES CON NUMEROS. 62, 63, 64, -
65 Y 65.

ACARREO Y SOBRECARRERO DE TERRACERIAS.

68

Por los precios unitarios consignados en el Catálogo para éstos conceptos, el Contratista efectuará las operaciones consistentes en Transportar los materiales producto de las excavaciones de los bancos de préstamo ó de depósito a una distancia hasta de un kilómetro y en los subsecuentes, ya sea que el material vaya a ser utilizado en la obra ó que vaya a ser llevado a bancos de desperdicio.

MEDICION Y PAGO. La distancia entre los sitios de colocación y los bancos, que se indica en el plano de bancos, es aproximada; por lo que la distancia real de sobreacarreos, se medirá entre el centro de gravedad del banco de préstamo ó del area de excavación y el centro de gravedad de la sección del terraplen, ó banco de desperdicio según la ruta Transitable más corta ó aquella que autorice el Ingeniero, -- utilizando los caminos de acceso ó de construcción descontando el -- acarreo estipulado en los conceptos de Trabajo correspondientes.

El acarreo en el primer kilómetro de las terracerías se medirá en metros cúbicos del volumen realmente utilizado en la obra ó llevado a los bancos de desperdicio.

Para el caso del sobreacarreo, el volumen anterior se multiplicará por los kilómetros subsecuentes al primero, con el objeto de -- obtener los m^3-Km . en unidades enteras.

Los acarreos y sobreacarreos de terracerías que vayan a ser -- utilizadas en la obra le serán pagadas al contratista a los precios unitarios estipulados en el catálogo.

OBTENCION, CARGA Y DESCARGA DE GRAVAS.

OBTENCION, CARGA Y DESCARGA DE ARENAS.

69

DEFINICION Y EJECUCION

Los agregados requeridos para la fabricación de los Concretos (grava y arena) los obtendrá el Contratista de los Bancos mostrados en el plano correspondiente, incluyendo clasificación, tratamiento, extracción del material, carga y descarga y todas las operaciones necesarias para cumplir las especificaciones correspondientes a satisfacción de la Secretaría. Las regalías, si las hubiere, serán por cuenta del Contratista.

Una vez que el Contratista haya seleccionado y la Secretaría le haya autorizado la explotación de un banco de agregados, sólo se podrá efectuar cambio de banco si el Contratista hace la petición por escrito. En este caso, la Secretaría hará los estudios que procedan, los que una vez terminados servirán de base para tomar una decisión.

MEDICION Y PAGO

La obtención, carga y descarga de agregados, se medirán en metros cúbicos serán las que se utilizarán para la fabricación de concretos colocados en el proyecto o las ordenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría, transformando los pesos dosificados a volúmenes según el peso volumétrico de cada material.

La remuneración al Contratista, se hará a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.

ACARREOS EN EL PRIMER KILOMETRO DE LOS AGREGADOS.

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por acarreos en el primer kilómetro de agregados (grava y arena) para la fabricación de concretos a la operación consistente de transportar estos materiales, producto de excavación de bancos de préstamo o de depósito, a una distancia de hasta un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El acarreo en el primer kilómetro de agregados (grava-arena) para la fabricación de concretos, se medirá en metros cúbicos con aproximación de la distancia inmediata superior del volumen realmente utilizado en el concreto colocado según el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero: para el efecto atendiendo a la dosificación propuesta o aprobada por la Secretaría, se transformarán los pesos de agregados dosificados a volúmenes, según el peso volumétrico de cada material.

La distancia entre los sitios de colocación y los bancos, que se indican en el plano de bancos, es aproximada, por lo que la distancia real de acarreos de agregados (grava y arena), se medirá entre el centro de gravedad del banco de préstamo y la dosificadora, según la ruta transitada más corta ó aquella que indique el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso ó de construcción.

Los acarreos le serán estimados y pagados al Contratista, a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.

SOBREACARREO EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES
AL PRIMERO DE LOS AGREGADOS.

70

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por sobreacarreo en los kilómetros subsecuentes al primero de los agregados (grava y arena), para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar estos materiales, producto de la excavación de los préstamos o de depósito, a una distancia que sobrepasa al acarreo de un metro.

MEDICION Y PAGO

El sobreacarreo de agregados (grava y arena), para la fabricación de concretos, se medirá para su pago en M^3 -Km., con aproximación a la unidad inferior de los volúmenes realmente utilizados en los concretos colocados en el proyecto o las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría, transformando los pesos dosificados a volúmenes, según el peso volumétrico de cada material.

La distancia entre los sitios de colocación y los bancos de agregados se aproximada, por la distancia real de sobreacarreos de agregados (grava y arena), se medirá entre el centro de gravedad del lugar de obtención y la dosificadora por la ruta transitable más corta, o aquella que autorice el Ingeniero, considerando los caminos de acceso o de construcción, descontando el acarreo de un kilómetro, estipulado en el catálogo para los conceptos de trabajo correspondientes.

Los sobreacarreos de agregados para concreto, le serán pagados al Contratista, a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.

El agua requerida para la fabricación de los concretos la obtendrá el Contratista en la fuente de abastecimiento proporcionada por la Secretaría ó en otra fuente propuesta por él y aprobada por los Síndicos, debiendo quedar incluidos en el precio unitario de la obtención, tanto los obras necesarias que tenga que ejecutar, como las operaciones que tenga que hacer para disponer de los volúmenes necesarios, manejo, almacenamiento y el tratamiento que requiera.

MEDICION Y PAGO

71

La obtención, carga y descarga del agua, se medirá en metros cúbicos y será la que realmente se utilice en la fabricación de los concretos colocados, según el proyecto o las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

La obtención del agua para la fabricación de los concretos se le pagará al Contratista, al precio unitario estipulado en el Catálogo.

ACARREOS EN EL PRIMER KILOMETRO DE AGUADEFINICION Y EJECUCION

Entenderá por acarreo de agua para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar el agua desde la fuente de abastecimiento aprobada por la Secretaría, a una distancia de un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El acarreo de agua para la fabricación de concretos, se medirá para su pago con aproximación de un decimal y los volúmenes serán los realmente utilizados en los concretos colocados, según el proyecto ó las ordenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

La distancia de acarreo entre la fuente de abastecimiento y la dosificadora se medirá en la ruta transitable más corta, o aquellas que autorice el Ingeniero, utilizando caminos de acceso o de construcción.

El acarreo de agua para la fabricación de concretos, le será pagado al Contratista al precio estipulado en el Catálogo.

SOBRE ACARREO EN LOS KILOMETROSSUBSECUENTES AL PRIMER KILOMETRO DE AGUADEFINICION Y EJECUCION

Entenderá por sobreacarreo de agua para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar el agua que el Contratista necesita en los kilómetros sucesivos al primero.

MEDICION Y PAGO

El sobre acarreo de agua para la fabricación de concretos se medirá para efectos de pago con aproximación de una decimal y los volúmenes serán los realmente

utilizados en los concretos colocados, según el proyecto o las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

72

La distancia de sobreacarreo entre la fuente de abastecimiento y dosificadora, se medirá según la ruta transitable más corta, o aquella que autorice el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso ó construcción descontando el acarreo de un kilómetro.

El sobreacarreo de agua para la fabricación de concretos, le será pagado al Contratista al precio unitario estipulado en el Catálogo.

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego - 05, Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Etapa III - Primer Concurso, Canal Ppal. Aux. San Pedro del - Km-16+200 al K-25+300 y Zona de Riego 1534.81h		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS DE IRRIGACION						73	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	DESCRIPCION						
2.	CANAL PRINCIPAL						
2.1	TERRACERIAS.						
2.1.1.	<u>DESMONTE</u>						
2.1.1.1.	Desmonte, desentraque, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	26.9				
2.1.1.2.a.	Despalme de material no apto para cimentación y/o despalme de terraplones y de los bancos de préstamo.	M ³	11,200.0				
2.1.2	<u>Excavaciones.</u>						
2.1.2.1.a.	Excavación en cualquier material excepto roca en el terreno natural, para formar la cubeta del canal.	M ³	87,130.0				
2.1.2.1.1.	a. Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 2.1.2.1.a.	M ³	29,081.0				
2.1.2.2.a.	a. Excavación en cualquier material excepto roca en los tajos.	M ³	165,799.0				
2.1.2.2.1.	1.a. Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.1.2.2. a.	M ³	18,721.0				
2.1.2.2.1.	Excavación en cualquier material indeseable en taludes y plantilla del canal.	M ³	32,455.0				
2.1.2.3.a.	Excavación en cualquier material excepto roca para formación de contracuestas	M ³	3,360.1				
2.1.3.	<u>Construcción de bordos y terraplenes</u>						
2.1.3.1.	Terraplén para bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreo.						
2.1.3.1.1.	No mayor de 50 metros.	M ³	8,600.0				
2.1.3.1.4.	Mayor de 500 y hasta 1000 metros.	M ³	5,739.0				
2.1.3.1.5.	b. Relleno de material inerte en los espacios que se requieran, motivados por las excavaciones adicionales de materiales indeseables, según concepto 2.1.2.2.1.a.	M ³	32,455.0				

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego - 05, Cd. Delicias, Chih., Unidad Ruchimba Etapa III Primer Conc. Canal Ppal. Aux. San Pedro del K-16+200 al K-25+300 y Zona de Riego 1534.81 ha.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
SUBDIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE GRANDE IRRIGACIÓN						74	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRAS)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACIÓN	DESCRIBIDO						
2.1.3.2.1.a.	Compensación adicional por compactación de los terraplenes construídos, según el concepto 2.1.2.1.a.	M ³	11,919.0				
2.1.3.2.a.	Compactación del terreno natural para el desplante de bordos y terraplenes.	M ²	8,760.0				
2.1.3.3.1.a.	Revestimiento de caminos	M ³	11,289.5				
2.1.3.3.3.a.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.1.3.3.3.a.	M ³	11,289.5				
2.1.4.1.	Sobrecarreo de Terracerías.						
2.1.4.1.a.	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos: 2.1.2.1.1.a., 2.1.2.2.1.1.a., 2.1.2.2.1.a. y 2.1.2.3.a., en los kilómetros sub-secuentes al primero.	M ³ -Km.	93,604.0				
2.1.4.2.	Acarreo de los materiales para el concepto 2.1.3.3.3.a. en los kilómetros sub-secuentes al primero.	M ³ -Km.	124,185.0				
2.2	<u>REVESTIMIENTOS.</u>						
2.2.1.1.a.	Fabricación y colocación de concreto para revestimiento del canal con 7 cms. de espesor, incluye suministro y acarreo del cemento (consumo de cemento 235 kg/m ³).	M ³	5,402.3				
2.2.1.1.b.	Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación del concreto.	M ³	6,591.0				
2.2.1.1.b.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.2.1.1.b.	M ³	6,591.0				
2.2.1.1.c.	Obtención carga y descarga de agua para la fabricación del concreto.	M ³	827.0				
2.2.1.1.c.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.2.1.1.c.	M ³	827.0				
2.2.1.1.d.	Sobrecarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsecuentes al primero (long. promedio 29 kms).	M ³ -Km.	154,545.0				
2.2.1.1.e.	Sobrecarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsecuentes al primero (long. promedio 29 kms).	M ³ -Km.	5,724.2				
2.2.1.5.a.	Suministro y colocación de juntas en juntas de contracción en los revestimientos del concreto hidráulico del canal.	M	10,550.2				
2.3.	<u>ESTRUCTURAS EN EL CANAL.</u>						
2.3.1.	<u>Terracerías para estructuras.</u>						
2.3.1.1.	Desmonte, desbrozaje, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción	Ha.	1.0				
2.3.1.2.a.	Excavación y limpieza en cualquier material de la zona para preparar las estructuras.	M ³	1,100.0				

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego 05 Cd. Delicias, Chih., Unidad Buchimba Etapa III. Primer Long. Canal Ppal. Aux. San Pedro del K-16r 200 al K-25+100 y Zona de Riego 1534.91 ha.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL PESERA	
SUBDIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE GRANDE IRRIGACION						75	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	ENUNCIADO						
2.3.1.2.b.	Excavación a mano, (afines) en cualquier material excepto roca para alojar las estructuras.	M ³	4,049.0				
2.3.1.3.	Relleno sin compactar de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M ³	602.0				
2.3.1.5.	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M ³	2,410.0				
2.3.1.9.	Relleno de grava, ó grava y arena, inclusive drenes, lloraderas y filtros.	M ³	25.5				
2.3.2.	<u>Fabricación y colocación de materiales manufacturados para estructuras.</u>						
2.3.2.1.	Zapicado seco.	M ³	192.0				
2.3.2.3.a.	Fabricación y colocación de concreto común incluyendo suministro y acarreo del cemento. (Consumo de cemento 265 Kg/m ³)	M ³	2,502.0				
2.3.2.3.b.	Obtención carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	3,045.0				
2.3.2.3.b1	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.3.2.3.b.	M ³	3,045.0				
2.3.2.3.c.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación del concreto.	M ³	398.0				
2.3.2.3.c1	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.3.2.3.c.	M ³	398.0				
2.3.2.3.d.	Sobrecarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero Long. Promedio 29 Kms.	M ³ -Km	85,260.0				
2.3.2.3.e.	Sobrecarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (long. promedio 8 Kms.).	M ³ -Km	2,786.0				
2.3.2.5.a.	Suministro y colocación de Hierro de refuerzo para concreto.	Kg.	142,858.0				
2.3.3.	<u>ACERO ESTRUCTURAL</u>						
2.3.3.1.	Suministro y colocación de acero estructural.	Kg.	50.0				
2.3.4.	<u>COMPUERTAS Y MECANISMOS.</u>						
2.3.4.1.	Suministro y colocación de compuertas radiales.	Kg.	14,106.0				
2.3.4.2.a.	Suministro y colocación de compuertas "Miller" para tubo de 61 cm. de diámetro.	Pzts.	18.0				
2.3.4.2.	Suministro y colocación de compuertas deslizantes.	Kg.	2,500.0				
2.3.5.	<u>CONCEPTOS DIVERSOS.</u>						

S. A. R. H.		SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego 3 ^o Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Etapa III. Primer Conc. Canal Ppal. Aux. San Pedro del E-10+200 al K-25+100 y Zona de Riego I 533.81 ha.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
								76	
CONCEPTO				UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	ENUNCIADO								
2.3.5.1.	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.			M ²	154.0				
2.3.5.2.	Suministro y colocación de saltos de hule de tres buibas o de cloruro de polivinilo corrugado.			M	837.0				
2.3.5.3.	Suministro y colocación de barandas de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cms (2") de diámetro nominal.			Kg	1,250.0				
2.3.5.4.	Suministro y colocación de escalones de varilla corrugada de 1.91 cms (3/4") de diámetro.			Pza.	195.0				
2.3.5.5.	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cms. (2 1/2") de diámetro nominal para lloraderas.			Pza.	67.0				
2.3.6.1.a	Suministro e instalación de tubería de concreto para tubo de 61 cms. de diámetro.			M	162.0				
2.3.7.1.a	Demoliciones de estructuras de concreto.			M ³	3.0				

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego 03 Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Etapa III - lan, Conc., Canal Pnal Aux. San Pedro del K - 16-200 al K-25+100 y Zona de Riego 1 534, 516.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR 77	
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION							
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRAS)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	DESCRIPCION						
2.4.	SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.						
2.4.1.1.	Desmonte, desmenuce, desyerbe y limpieza del terreno para propósitos de construcción	Ha.	0.5				
2.4.1.2.	Excavación en cualquier material para alojar los sifones y conductos cubiertos.	M ³	1,760.0				
2.4.1.6.	Relleno compactado de cualquier material excepto roca, proveniente de bancos de préstamo.	M ³	680.0				
2.4.2.3.1.	a. Fabricación y colocación de concreto común en las transiciones, incluyendo suministro y acarreo de cemento (consumo de cemento 265 Kg/M ³).	M ³	27.2				
2.4.2.3.1.	b. Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	33.2				
2.4.2.3.1.	b.1. Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.4.2.3.1.b.	M ³	33.2				
2.4.2.3.1.	c. Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	4.4				
2.4.2.3.1.	c.1. Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.4.2.3.1.c.	M ³	4.4				
2.4.2.3.1.	d. Sobreacarreos de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (Long. promedio 19 Km).	M ³ -Km	930.0				
2.4.2.3.1.	e. Sobreacarreos de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (Long. promedio 9 Kms).	M ³ -Km	30.9				
2.4.2.3.2.	a. Fabricación y colocación de concreto común en el barril, incluyendo suministro y acarreo del cemento (consumo de cemento 290 Kg/M ³).	M ³	19.2				
2.4.2.3.2.	b. Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	47.6				
2.4.2.3.2.	b.1. Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.4.2.3.2.b.	M ³	47.6				
2.4.2.3.2.	c. Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	6.1				
2.4.2.3.2.	c.1. Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 2.4.2.3.2.c.	M ³	6.1				
2.4.2.3.2.	d. Sobreacarreos de agregados pétreos para la fabricación de concreto en el kilómetro subsiguiente al primero (Long. Prom. 20 Km).	M ³ -Km	1,338.4				
2.4.2.3.2.	e. Sobreacarreos de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (Long. Prom. 20 Km).	M ³ -Km	1,338.4				

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego C. Co. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Etapa III - Ier. Conc. Canal Ppal. Aux. San Pedro del - - - - -		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
SUBDIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE IRRIGACIÓN		K-16+300 al K-25+300 y Zonas de Riego L 534.91				78	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	ENUNCIADO						
2.4.2.4.a	Fabricación y colocación de concreto ciclópico incluyendo suministro y acarreo del cemento (consumo de cemento 235 Kg/m ³).	m ³	105.0				
2.4.2.4.b	Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	m ³	125.0				
2.4.2.4.b1	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 2.4.2.4.b.	m ³	125.0				
2.4.2.4.c	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	m ³	16.5				
2.4.2.4.c1	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 2.4.2.4.c.	m ³	16.8				
2.4.2.4.d	Sobrecarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero. (Long. promedio 31 Km.)	m ³ -Km	3,750.0				
2.4.2.4.e	Sobrecarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (long. promedio 8 Km.)	m ³ -Km	117.0				
2.4.2.5.a	Suministro y colocación de fierro de refuerzo para concreto.	Kg.	4,500.0				
2.4.4.1.	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2(dos) centímetros de espesor.	m ²	12.0				
2.4.4.2.	Suministro y colocación de xallo de hule de 3 bulbo 6 de cloruro de polivinilo corrugado.	m	55.0				
7.3.	<u>Maquinaría y Equipo</u>						
7.3.1.	Equipo de bombeo para desague en general.						
7.3.1.1.	Bomba de 50.8 mm (2") de diámetro	H.e.	30				
7.3.1.2.	Bomba de 76.2 mm (3") de diámetro	H.e.	40				
7.3.1.3.	Bomba de 102 mm (4") de diámetro	H.e.	20				
7.3.1.4.	Bomba de 152 mm (6") de diámetro	H.e.	-				

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego 05. Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Itana III Primer Concurso, Canal Pobl. Av. San Pedro del Km-16+200 al K25+300 y zona de Riego 1574.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION						79	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	ENUNCIADO						
3.	Zona de Riego.						
3.1.	TERRACERIAS PARA CANALES.						
3.1.1.	DESMONTE.						
3.1.1.1.	Desmonte, desazorra, desyerba y limpia de terreno para propósitos de construcción	Ha.	29.1				
3.1.1.2.a.	Despaje de la zona de construcción y en los préstamos laterales.	m ³	20,925.0				
3.1.1.3.a.	Esparejamiento con el producto del despaje	m ³	16,740.0				
3.1.2.	Excavaciones.						
3.1.2.1.a.	Excavación en cualquier material excepto roca, en el terreno natural para formar la cubeta del canal.	m ³	14,506.4				
3.1.2.1.1.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 3.1.2.1.a.	m ³	2,901.0				
3.1.2.2.a.	Excavación en cualquier material excepto roca en tajos.	m ³	32,023.0				
3.1.2.2.1.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 3.1.2.2.a.	m ³	6,405.0				
3.1.2.2.1.a.	Excavación en material indeseable en taludes y plantilla del canal.	m ³	1,846.0				
3.1.2.3.a.	Excavación en cualquier material excepto roca para formación de contracunetas.	m ³	4,395.0				
3.1.3.	CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES.						
3.1.3.2.	Terraplén para bordos y caminos formados con material obtenido de préstamo con acarreo.						
3.1.3.2.1.	No mayor de 50 metros.	m ³	4,530.0				

S. A. R. H.		Proyecto de Aseptación del Distrito de Riego US		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL PODER	
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION		Cd. Celicias, Chile, Unidad Achimbe Etapa III - Primer Concurso, Canal Pnal. Aux. San Pedro del Km-16+200 al Km- 24+300 y Zonas de Riego 1534.5 Ha.				80	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	ENUNCIADO						
3.1.3.2.3	Mayor de 100 y hasta 500 metros	M ³	5.603,0				
3.1.3.2.4	Mayor de 500 y hasta 1000 metros.	M ³	14.308,8				
3.1.3.2.5	a. Relleno de material inerte en los espacios que se requieran motivados por las excavaciones adicionales de materiales indeseables, según concepto 3.1.2.2.1.a.	M ³	1.846,0				
3.1.3.3	Compensación adicional por compactación en los terraplenes construidos según los conceptos 3.1.2.1.a., 3.1.2.2.e., 3.1.3.2.1., 3.1.3.2.3. y 3.1.3.2.4.	M ³	25.174,0				
3.1.3.3.a	Compactación del terreno natural para desplantes de bordes y terraplenes.	M ²	109.525,0				
3.1.4.	SOBRECARREGO DE TERRACERIAS PARA CANALES.						
3.1.4.1.a	Acarreo de los materiales producto de la excavación para el concepto 3.1.2.1.f. y 3.1.2.2.1.a., en los kilómetros subsiguientes al primero.	M ³ -Km	19.612,0				
3.1.4.2	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones para el concepto 3.1.3.2.4. en los kilómetros subsiguientes al primero.	M ³ -Km	12.912,0				
3.2.	TERRACERIAS PARA DRENES.						
3.2.1.1.	Desmonte, desarenaje, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	29,7				
3.2.2.	EXCAVACIONES.						
3.2.2.1.a	Excavación para drenes en cualquier material, excepto roca.	M ³	222.760,0				
3.3.	REVESTIMIENTOS.						
3.3.1.1.	Revestimiento de concreto.						
3.3.1.1.a	Fabricación y colocación de concreto para revestimiento del canal con 5 cms. de espesor incluyendo suministro y acarreo del cemento (consumo de cemento 215 Kg/m ³)	M ³	1.219,1				
3.3.1.1.b	Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	2.219,0				
3.3.1.1.b	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 3.3.1.1.b.	M ³	2.219,0				
3.3.1.1.c	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	340,0				
3.3.1.1.c	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 3.3.1.1.c.	M ³	340,0				
3.3.1.1.d	Sobrecarrego de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (longitud promedio 20 km).	M ³ -Km	62.132,0				
3.3.1.1.e	Sobrecarrego de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (longitud promedio 20 km).	M ³ -Km	2.380,0				

S. A. R. H. SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION		Proyecto de Ampliacion del Distrito de Riego 03, Cd. Delicias, Chih., Unidad Ruchimba Etapa III - Primer Concurso, Canal Ppal. Aux. San Pedro del Km-16+300 al Km-25+300 y Zonas de Riego 1531.91H		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR 81	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	ENUNCIADO						
3.3.3.5.a	Suministro y colocación de sellas juntas de contracción en los revestimientos del con- creto hidráulico del canal.	M	14,215.0				
3.4.	ESTRUCTURAS EN GENERAL.						
3.4.1.	Terracerías para estructuras.						
3.4.1.2.a	Excavación en cualquier material excepto roca para alajar las estructuras.	M ³	10,457.0				
3.4.1.3.	Relleno sin compactar, en cualquier mate- rial excepto roca, proveniente de excava- ciones previas.	M ³	550.2				
3.4.1.5.	Relleno compactado de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M ³	1,275.4				
3.4.1.9.	Relleno de grava o grava arena, inclusive drenas, floraderos y filtros.	M ³	294.0				
3.4.2.	Fabricación y colocación de materiales - manufacturados para estructuras.						
3.4.2.3.a	Fabricación y colocación de concreto común incluyendo suministro y acarreos del cemento (consumo de cemento 265 - Kg/m ³)	M ³	4,666.0				
3.4.2.3.b.	Obtención, carga y descarga de agregados pé- treos para la fabricación de concreto.	M ³	5,675.5				
3.4.2.3.b.	Acarreos en el primer kilómetro correspon- diente al concepto 3.4.2.3.b.	M ³	5,675.5				
3.4.2.3.c.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	742.0				
3.4.2.3.c.	Acarreos en el primer kilómetro correspon- diente al concepto 3.4.2.3.c.	M ³	742.0				
3.4.2.3.d.	Sobrecarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsecuentes al primero. (long.promedio 20 Kms).	M ³ -Km	155,095.0				
3.4.2.3.e	Sobrecarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsecuentes al primero (long. promedio 2 kms).	M ³ -km.	5,194.0				

S. A. R. H.
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
DE GRANDE IRRIGACION

Proyecto de Ampliacion del GRABATO de RIESGO
Cd. Delicias, Chih., Unidad Riegra Etapa III -
Primer Concurso, Canal Ppal. Aux. San Pedro del
K-1b-200 al K-25+300 y Zonas de Riego 1534.81H.

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

10 de 11

NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR

82

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO(\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
3.4.2.5.	Suministro y colocación de fierro de refuerzo.	Kg	319,042.0			
3.4.4.	Compuertas.					
3.4.4.1.	Suministro e instalación de compuertas tipo "Miller".					
3.4.4.1.3.	Para tubo de 61 cms. de diámetro	Pza.	35.0			
3.4.4.3.	Suministro e instalación de compuertas deslizantes.	Kg	3,360.0			
3.4.5.	Tubería de concreto					
3.4.5.1.	Suministro e instalación de tuberías de Concreto.					
3.4.5.1.3.	Tubo de 61 cms. de diámetro	M	462.0			
3.4.8.	Conceptos Diversos.					
3.4.8.1.	Suministro y colocación de junta asfáltica de dos (2) cms. de espesor.	M ²	240.0			
3.4.8.2.	Suministro y colocación de sello de hule de tres bulbos de florura de polivinilo corrugado.	M	2,137.0			
3.4.8.3.	Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cms. (2") de diámetro nominal.	Kg				
3.4.8.5.	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cms. (2½") de diámetro nominal para floraderos.	Pza.	1,224.0			
3.4.9.6.	Suministro y colocación de tubo de asbesto cemento para desagües de los puentes y las estructuras afonadoras.	M	50.0			
3.6.	Casas para canales.					
3.6.1.	Construcción de casas para canales (incluye banda forra séptica y bomba).	M ²	93.50			

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego 05, Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Etapa III. Primer Concurso. Canal Ppal. Aus. San Pedro del 8-16+200 al 8-25+300 y Zonas de Riego 1533 y 1534.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE	NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
COMISIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE GRANDE IRRIGACION					83	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
5.2.1.	<u>REVESTIMIENTO</u>					
5.2.1.1.a.	Revestimiento de caminos	M ³	12,497.2			
5.2.1.1.b.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 5.2.1.1.a.	M ³	12,497.2			
5.2.2.	<u>SOBRECARGO DE TERRACERIAS</u>					
5.2.2.1.	Sobrecarreo de materiales para reves - - tamiento de caminos de distancias mayores de un kilómetro.	M ³ -Km.	137,467.0			



AL DE REHABILITACION

CHH.

6 84

MEMORIO

1587

ID TICO				OBSERVACIONES
152				
153				
154				
155				
156				
157				
158				
159				
160				
161				
162				
163				
164				
165				
166				
167				
168				
169				
170				
171				
172				
173				
174				
175				
176				
177				
178				
179				
180				
181				
182				
183				
184				
185				
186				
187				
188				
189				
190				
191				
192				
193				
194				
195				
196				
197				
198				
199				
200				



SARH

GERENCIA GENERAL EN EL ESTADO; RESIDENCIA GENERAL
DISTRITO DE RIEGO 05, CD DELICIAS,

UNIDAD BACHIMBA SIAPA TELS ANAR C

NOMBRE DEL CANAL LONGITUD	DESMONTE	EXCAVACION	PERFORACION	PERFORACION	EXCAVACION	PERFORACION	PERFORACION	PERFORACION	PERFORACION	PERFORACION	PERFORACION	PERFORACION	PERFORACION
	HA.	CUBETA M ³	TAJADO M ³	TIPO A M ³	CONTRAMURO M ³	TIPO B M ³	TIPO C M ³	TIPO D M ³	TIPO E M ³	TIPO F M ³	TIPO G M ³	TIPO H M ³	TIPO I M ³
ALVARADO PUNTO 5,540.32	26.11	17789.9	16578.1		33207		167770	11910	29553	118000	22279.2	4	
ALVARADO PUNTO 5,540.32	176	522.5	1529.0		2750		400	3550	504	10300	15.8		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	100	330.0	1013.0		1512		340	2000	204	4750	20.5		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	647	232.1	2356.0		3117		3180	2960	1047	15750	12.1		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	609	2786.7	12071.0		9513		3370	3700	3756	31500	22.1		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	692	2317.5	416.0		10814		37400	107400	4996	27500	27.6		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	124	2282.0	5657.0		3704		7360	22660	1415	11250	27.8		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	122	562.6	1953.0		1215		1910	6750	704	9500	27.4		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	126	1857	2214.0		4417		1960	7850	420	9000	7.5		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	456	1631.9	3814.0		5700		2670	2340	2966	22750	16.0		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	110	640.4	136.0		2812		2140	9650	756	15750	21.0		
ALVARADO PUNTO 5,540.32	2106	14,506.1	25,023.0		48119		67130	55720	17191	209250	72.2		
CANAL DEL DREN													
ALVARADO PUNTO 5,540.32	1128.00	8.22			12061.0								
ALVARADO PUNTO 5,540.32	1096	5.07			12213.0								
ALVARADO PUNTO 5,540.32	1210	8.76			16061.0								
ALVARADO PUNTO 5,540.32	880	7.49			26819.0								
ALVARADO PUNTO 5,540.32	1630	2.36			29509.0								
ALVARADO PUNTO 5,540.32	1213.86	2.57			23607.0								
ALVARADO PUNTO 5,540.32	2000	6.00			23846.0								
ALVARADO PUNTO 5,540.32	1010	2.02			12875.0								
ALVARADO PUNTO 5,540.32	1477.98	27.62			228,710.0								

(1)

2

3

SARH

GERENCIA GENERAL EN EL ESTADO DISTRITO DE RIEGO UNIDAD BACHIMBA E

NOMBRE DEL DREN	ESTRUCTURA	Nº DE ESTRUCTURAS	EXCAVACION (M³)		CONCRETO (M³)		ACERO DE REFUERZO (kg)		RELLENO COMPACTADO (M³)		JUNTA ASFÁLTICA (M²)		SELLO TL. C. POLIV (M)		COMPUERTA (PIEZAS MILLER)		[PZA.] TUBOS GALV (2.5')		ZAMPEADO EN SECO (M³)		ACERO ESTRUCT. (kg)	
			CU	CT	CU	CT	CU	CT	CU	CT	CU	CT	CU	CT	CU	CT	CU	CT	CU	CT	CU	CT
LAS PALOMAS	CAIDA	4	70	80	51	536	2060	1680	15	20	20	20	25	100			15	10				
	ENTRADA DE ANA	2	25	170	4	12	120	800	10	20												
	DTA. ALMORZADA	1	70	70	65	15	5226	5226	2	2	15	15	2	2			2	2				
LA K-91260	CAIDA	5	70	250	52	890	4060	12200	15	25	20	100	25	125			15	75				
	ENTRADA DE ANA	2	25	170	4	12	120	800	10	20												
	CONTINENCIA	1	10	70	42	42	1766	1766									30	30				
LA K-31127	CAIDA	4	70	250	52	890	4060	12200	15	25	20	100	25	125			15	75				
	ENTRADA DE ANA	2	25	250	4	12	120	800	10	20												
	DTA. ALMORZADA	1	70	70	65	65	5226	5226	2	2	15	15	2	2			2	2				
	REMOY. FINAL	1	300	300	52	52	3780	3780	20	20							7	7				
LA LUZI	CAIDA	12	70	140	52	576	4060	12200	15	170	20	800	25	300			15	110				
	ENTRADA DE ANA	2	25	120	4	12	120	800	10	20												
	DTA. ALMORZADA	1	140	800	52	144	1722	1722	110	120	20	20					2	2				
	REMOY. FINAL	1	300	300	52	52	3780	3780	20	20							7	7				
	CONTINENCIA	1	70	70	42	42	1766	1766									30	30				
LA K-14775	CAIDA	4	70	480	52	252	4060	12200	15	20	20	120	25	150			15	10				
	ENTRADA DE ANA	2	15	380	4	12	120	800	10	20												
	DTA. ALMORZADA	1	180	120	62	62	1980	1980	110	110	20	20					2	2				
	REMOY. FINAL	1	300	300	52	52	3780	3780	20	20							7	7				
LA K-32709	CAIDA	7	70	480	52	106	4060	12200	15	105	20	140	25	175			15	105				
	ENTRADA DE ANA	2	25	170	4	12	120	800	10	20												
	DTA. ALMORZADA	1	70	70	65	65	5226	5226	2	2	15	15	2	2			2	2				
LA SIVOTA	CAIDA	4	70	420	52	242	4060	12200	15	20	20	140	25	150			15	70				
	ENTRADA DE ANA	2	15	515	4	12	120	800	10	20												
	DTA. ALMORZADA	1	120	120	52	52	1980	1980	110	110	20	20					2	2				
	DTA. ALMORZADA	1	70	70	65	65	5226	5226	2	2	15	15	2	2			2	2				
	REMOY. FINAL	1	10	70	42	42	1766	1766									30	30				
LA K-3495	CAIDA	1	70	70	52	52	4060	4060	15	5	20	20	25	25			15	15				
	ENTRADA DE ANA	1	15	25	4	4	120	120	10	10												
	DTA. ALMORZADA	1	70	70	65	65	5226	5226	2	2	15	15	2	2			2	2				
	REMOY. FINAL	1	300	300	52	52	3780	3780	20	20							7	7				
			1225		2511		27726		252		225		145				140					





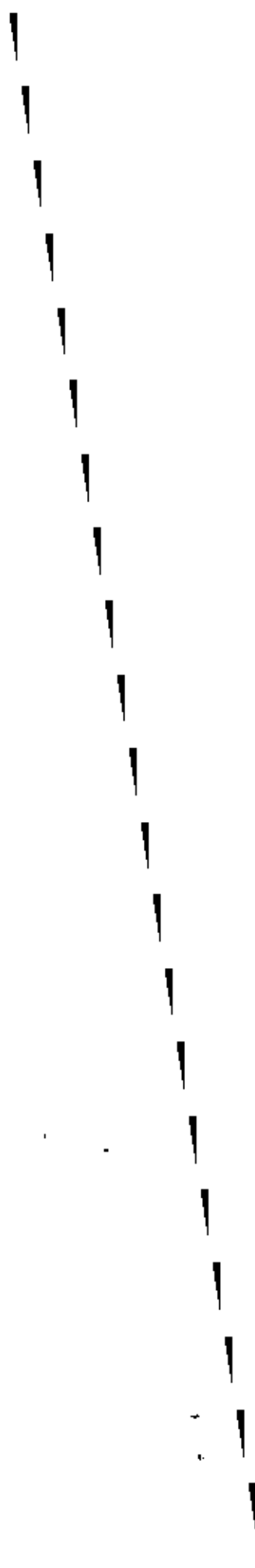
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.**

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO.

PROF. RODOLFO A. ORTEGA A.

OCTUBRE, 1981.



100

.

.

.

.

.

.

.

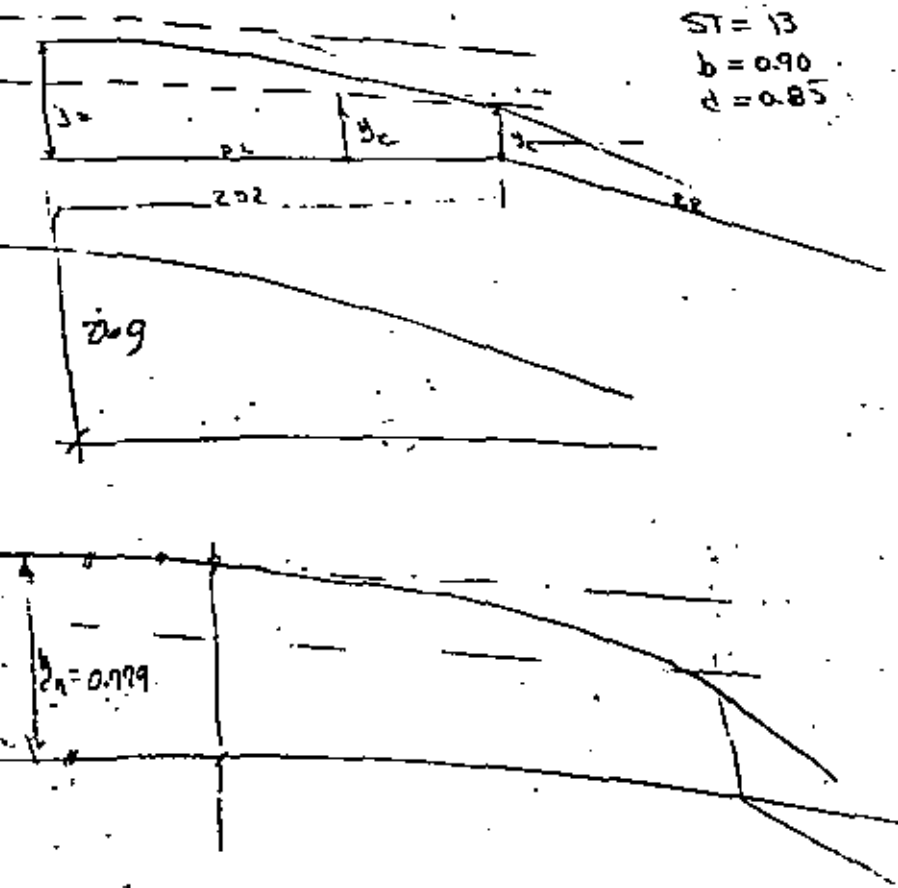
.

.

.

$w = 0.6$
 $g_c = 1.95$
 $V_c = 2.093$
 $\Delta c = 1.319$

$n = 0.779$ $b = 0.90$
 $t = 1.5$ $A = 1.6196$
 $S = 0.002$ $P = 3.712$
 $M = 0.015$ $R = 0.935$
 $Q = 2.76$ $V = 1.711$
 $Q_c = 2.763$



MEDIDORES PARSHALL

DESARROLLO DE LA ESTRUCTURA Y CALIDADES DE LA MISMA.

C. V. CONE, DE LA ESTACIÓN AGRÍCOLA EXPERIMENTAL DE COLORADO, E.U.A., EN 1915 DISEÑÓ UNA ESTRUCTURA DESTINADA A MEDIR EL AGUA CONDUcida POR CANALES, A LA CUAL LLAMÓ CONDUCTO MEDIDOR DE VENTURI, PUES ERA UNA MODIFICACIÓN DE LOS VENTURÍMETROS USADOS EN TUBERÍAS. EL OBJETO DE DISEÑAR ESTA ESTRUCTURA ERA BUSCAR UN NUEVO MEDIDOR QUE NO REQUIERIERA UNA PÉRDIDA DE CARGA CONSIDERABLE.

DESDE 1920, R.L. PARSHALL, DE LA MISMA ESTACIÓN EXPERIMENTAL, CONTINUÓ LAS INVESTIGACIONES DE CONE, E INTRODUCIÓ EN EL "MEDIDOR DE VENTURI" MODIFICACIONES QUE TERMINARON POR PRODUCIR UNA ESTRUCTURA RADICALMENTE DIFERENTE A LA IDEADA POR CONE. LA NUEVA ESTRUCTURA NO PARECÍA DE ALGUNOS DEFECTOS QUE TENÍA LA ESTRUCTURA PRIMITIVA. PARSHALL EJECUTÓ INMERCOS EXPERIMENTOS CON SU NUEVA ESTRUCTURA Y LOGRÓ ENCONTRAR FÓRMULAS EMPÍRICAS CON LAS CUALES PUEDE CALCULARSE EL AGUO CON UN ERROR NO MAYOR DEL 5%.

TENIENDO EN CUENTA LOS TRABAJOS EJECUTADOS POR PARSHALL Y POR RECOMENDACIÓN DEL COMITÉ DE RIEGOS DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES, CON LA APROBACIÓN DEL DEPARTAMENTO DE AGRICULTURA DE LOS ESTADOS UNIDOS Y DE LA ESTACIÓN EXPERIMENTAL DE COLORADO, SE ACORDÓ DESIGNAR A LA NUEVA ESTRUCTURA, CON EL NOMBRE DE MEDIDOR PARSHALL.

LAS VENTAJAS DE LOS MEDIDORES PARSHALL COMO ESTRUCTURAS DE AFORO SON LAS SIGUIENTES:

— AFORADOR PARSHALL —

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL		
PRINCIPAL	LATERAL	LATERAL CORREGIDAS INCLINACIONES
5.82	2.763	
6.00	2.925	2.763
6.25	1.732	1.711
7.25	1.749	1.646
0.922	0.4613	0.435
1.76	0.90	0.91
1.90	0.779	0.779 = H
0.30	0.15	
0.20	—	
0.09	0.05	
0.016	0.015	
1.5:1	1.5:1	
0.0002	0.002	0.002
6.00	1.00	
2.50	2.00	
0.20	0.15	

DISEÑO PRELIMINAR DEL PARSHALL

DISEÑO PRELIMINAR DEL AFORADOR PARSHALL

1- Para $Q_{promedio} = 2.76 \text{ m}^3/\text{seg}$ se consultan las tablas de dimensiones y gastos (pag 17 y 18 TELA N° 2) para este ejemplo se toma un parshall para $w=2$ ya que $Q_{max} = 3.18 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{min} = 0.09 \text{ m}^3/\text{s}$ en este caso se trata q' habete a descarga libre por lo cual se tomara un % de sumersion $S = 0.7$ (ver pag. 20)

2- Consultando al nomograma para calcular la perdida de carga pag. 95 se tiene:

(q' para $S=0.7$, $Q=2.76 \text{ m}^3/\text{seg}$ y $w=2.0 \text{ m}$)
se encuentra $p=24$



3- Calculo de $Z =$

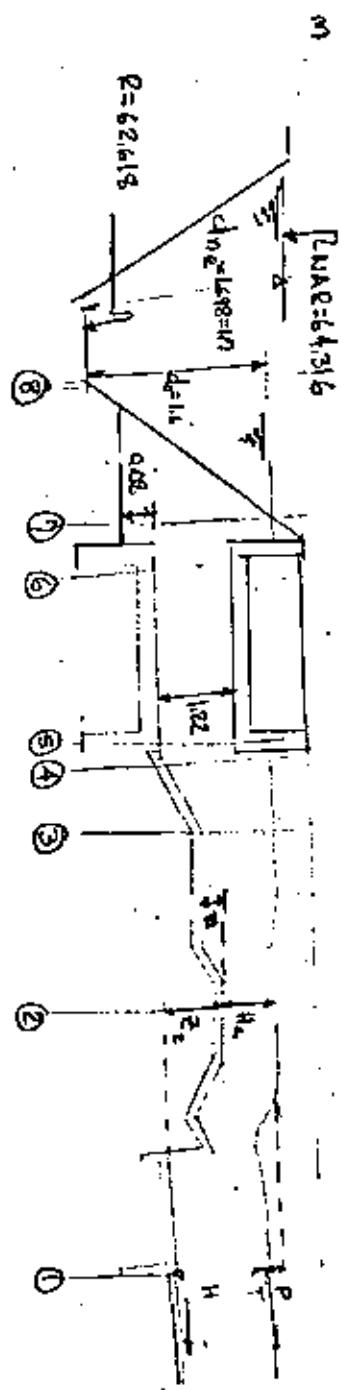
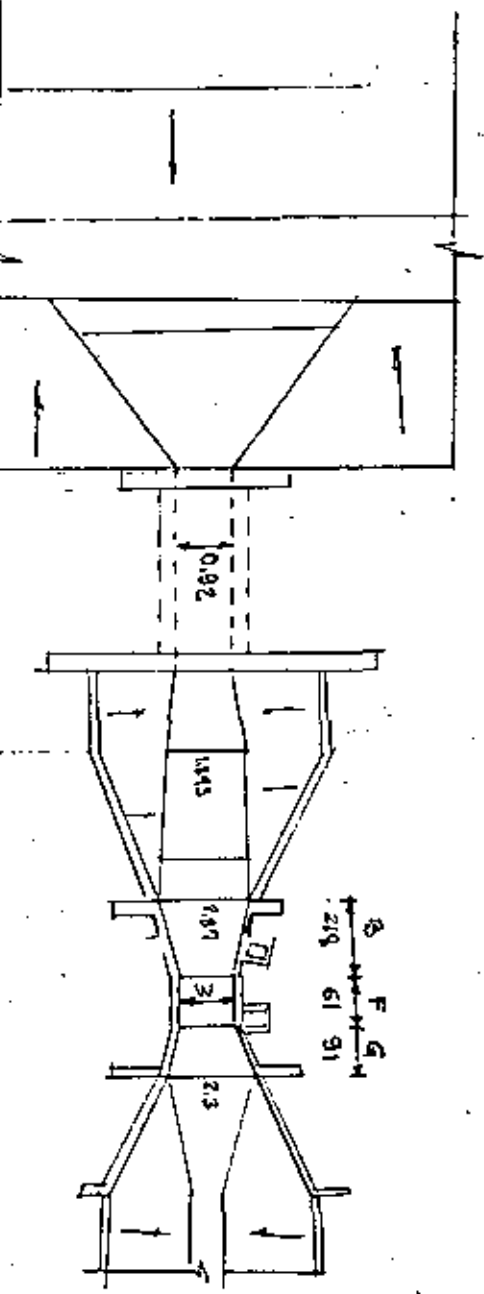
$$Z \approx H + p - H_a \quad (\text{ver fig 13 pag 34})$$

a) Primero se calcula H_a en pag 67; $H_a = 0.708 \text{ m}$ segun nomograma.

$H =$ frente q' se tiene al salir del aforador
 $H = 0.779 \approx 0.78$ (ver hoja 3 para su calculo)

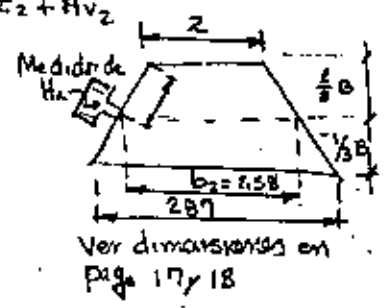
$$Z \approx 0.78 + 0.24 - 0.708 = 0.312$$

se acostumbra aumentar de 0.05 en por la perdida por fricción en este caso se tomara $Z = 0.35$



Bernoulli entre ① y ②
 $d_1 + h_{v1} + P \approx H_a + z_2 + h_{v2}$
 $h_{v1} = \frac{Q}{A} = \frac{1.711^2}{1.6146} = 0.149$; $d_1 = 0.78$
 $0.78 + 0.149 + 0.24 \approx 0.708 + z_2 + h_{v2}$

$A_2 = H_a \times b_2 = 0.708 \times 2.58 = 1.827$
 $V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{2.76}{1.827} = 1.511 \text{ m/s}$
 $h_{v2} = \frac{1.508^2}{19.62} = 0.116 \text{ m}$



Despejando $z_2 = 0.345$
 Bernoulli entre ② y ③

$H_a + h_{v2} + z = d_3 + h_{v3}$
 $0.708 + 0.116 + 0.25 = d_3 + h_{v3}$
 $1.074 = d_3 + h_{v3}$
 se cumple para $d_3 = 1.13$

$A_3 = 1.13 \times 1.895 + 0.75 \times 1.895^2 = 3.099$
 $V_3 = 0.891$
 $h_{v3} = 0.04 \therefore d_3 + h_{v3} = 1.13 + 0.04 = 1.17 \text{ OK}$

Bernoulli entre ③ y ④
 $d_3 + h_{v3} + z_4 + h_f = d_4 + h_{v4}$
 $1.13 + 0.04 + 0.4 + 0.2(0.04 - h_{v4}) = d_4 + h_{v4}$
 $1.57 + 0.2(0.04 - h_{v4}) = d_4 + h_{v4}$

Se cumple para $d_4 = 1.55 \text{ m}$
 $A_4 = 1.55 \times 0.92 + 1.5 \times 1.53^2 = 5.03 \text{ m}^2$
 $V_4 = \frac{2.76}{5.03} = 0.549 \therefore h_{v4} = 0.015$
 $1.57 + 0.005 = 1.55 + 0.015 \text{ OK}$ $1.575 \approx 1.565$

ANIDA DEL					EN EL KM. 123+476+289.10								
20	03	05	06	07	09	11	12	14	16	18	20	21	22
Y	A	P	R	R ² /A	V	V ² /2g	E	AE	SI	ST	S-SI	ΔX	X
1.25	0.18	0.25	0.25	0.25	3.6106	0.6644	134.89	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019
1.25	0.20	0.25	0.25	0.25	3.6055	0.6616	134.32	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019
1.25	0.22	0.25	0.25	0.25	3.5556	0.6443	133.93	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.24	0.25	0.25	0.25	3.5064	0.6272	133.57	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.26	0.25	0.25	0.25	3.4576	0.6102	133.22	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.28	0.25	0.25	0.25	3.4092	0.5932	132.87	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.30	0.25	0.25	0.25	3.3612	0.5762	132.52	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.32	0.25	0.25	0.25	3.3136	0.5592	132.17	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.34	0.25	0.25	0.25	3.2664	0.5422	131.82	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.36	0.25	0.25	0.25	3.2196	0.5252	131.47	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.38	0.25	0.25	0.25	3.1732	0.5082	131.12	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.40	0.25	0.25	0.25	3.1272	0.4912	130.77	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.42	0.25	0.25	0.25	3.0816	0.4742	130.42	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.44	0.25	0.25	0.25	3.0364	0.4572	130.07	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.46	0.25	0.25	0.25	2.9916	0.4402	129.72	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.48	0.25	0.25	0.25	2.9472	0.4232	129.37	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.50	0.25	0.25	0.25	2.9032	0.4062	129.02	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.52	0.25	0.25	0.25	2.8596	0.3892	128.67	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.54	0.25	0.25	0.25	2.8164	0.3722	128.32	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.56	0.25	0.25	0.25	2.7736	0.3552	127.97	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.58	0.25	0.25	0.25	2.7312	0.3382	127.62	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.60	0.25	0.25	0.25	2.6892	0.3212	127.27	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.62	0.25	0.25	0.25	2.6476	0.3042	126.92	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.64	0.25	0.25	0.25	2.6064	0.2872	126.57	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.66	0.25	0.25	0.25	2.5656	0.2702	126.22	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.68	0.25	0.25	0.25	2.5252	0.2532	125.87	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.70	0.25	0.25	0.25	2.4852	0.2362	125.52	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.72	0.25	0.25	0.25	2.4456	0.2192	125.17	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.74	0.25	0.25	0.25	2.4064	0.2022	124.82	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.76	0.25	0.25	0.25	2.3676	0.1852	124.47	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.78	0.25	0.25	0.25	2.3292	0.1682	124.12	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.80	0.25	0.25	0.25	2.2912	0.1512	123.77	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.82	0.25	0.25	0.25	2.2536	0.1342	123.42	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.84	0.25	0.25	0.25	2.2164	0.1172	123.07	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.86	0.25	0.25	0.25	2.1796	0.1002	122.72	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.88	0.25	0.25	0.25	2.1432	0.0832	122.37	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.90	0.25	0.25	0.25	2.1072	0.0662	122.02	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.92	0.25	0.25	0.25	2.0716	0.0492	121.67	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.94	0.25	0.25	0.25	2.0364	0.0322	121.32	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.96	0.25	0.25	0.25	2.0016	0.0152	120.97	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	0.98	0.25	0.25	0.25	1.9672	0.0002	120.62	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
1.25	1.00	0.25	0.25	0.25	1.9332	0.0000	120.27	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018

5

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_4 + h_{v4} + 0.4 h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \frac{P_5}{\rho g}$$

$$1.55 + 0.015 + 0.4(0.015) = 1.22 + 0.308 + \frac{P_5}{\rho g} \quad \therefore \frac{P_5}{\rho g} = 0.043$$

$$A_5 = 1.22 \times 0.92 = 1.122 \text{ m}^2, \quad V_5 = \frac{2.76}{1.122} = 2.46, \quad h_{v5} = 0.308$$

Bernoulli entre 5 y 6

$$d_5 + h_{v5} + \frac{P_5}{\rho g} + h_f = d_6 + h_{v6} + \frac{P_6}{\rho g}$$

$$h_f = \left(\frac{V_5}{2g} \right)^2 L = \left(\frac{2.46 \times 0.015}{0.262^2} \right)^2 \times 7 = 0.057$$

$$\frac{P_6}{\rho g} = 0.043 + 0.057 = 0.10 \text{ m}$$

Bernoulli entre 6 y 7

$$d_6 + h_{v6} + \frac{P_6}{\rho g} + 0.2(h_{v6}) + 0.08 = d_7 + h_{v7}$$

$$1.77 = d_7 + h_{v7}$$

se cumple para $d_7 = 1.59 \text{ m}$

$$A_7 = 1.59 \times 0.92 = 1.463$$

$$V_7 = \frac{2.76}{1.463} = 1.887$$

$$h_{v7} = 0.181$$

$$d_7 + h_{v7} = 1.59 + 0.181 = 1.77 \text{ ok}$$

Suma de Perdidas

- 2 - 0.24
 - 3 - 0.005
 - 4 - 0.006
 - 5 - 0.057
 - 6 - 0.062
- $$h_f = 0.370$$

Bernoulli entre 1 y 7

$$d_1 + h_{v1} + \Sigma \text{perdidas}$$

1.- ES UNA ESTRUCTURA CON LA CUAL PUEDE DETERMINARSE EL GASTO CON PRECISIÓN PUES AUN PARA CUANDO TRABAJA AHOGADA, EL ERROR NO PASA Y CUANDO TRABAJA LIBREMENTE, EL ERROR ES MENOR DEL 3%.

2.- ESTAS ESTRUCTURAS TRABAJAN EFICIENTEMENTE TANTO PARA GASTOS PEQUEÑOS COMO PARA GASTOS CONSIDERABLES, DE MANERA QUE LA OSCILACIÓN EN EL GASTO PUEDE TENER MUCHA AMPLITUD SIN QUE POR ELLO DEJE DE SER DETERMINADO CON LA DEBIDA PRECISIÓN Y EXACTITUD.

3.- PARA SU FUNCIONAMIENTO REQUIEREN UNA PÉRDIDA DE CARGA DEMASIADA PEQUEÑA SI SE LE COMPARA CON LA QUE ORIGINAN OTRAS ESTRUCTURAS DE AFORO, LA PÉRDIDA DE CARGA PRODUCIDA POR UN MEDIDOR PARSHALL TRABAJANDO A DEBIDA VELOCIDAD, ES APROXIMADAMENTE LA CUARTA PARTE DE LA PÉRDIDA DE CARGA QUE SE PRODUCE EN UN VERTEDOR.

4.- A DIFERENCIA DE OTRAS ESTRUCTURAS, EN LOS MEDIDORES PARSHALL LA VELOCIDAD DEL AGUA AUMENTA Y POR ESA RAZÓN NO SE PROVOCAN AZULES AGUAS EN LA ESTRUCTURA NI EN ELLA MISMA, MANTENIÉNDOSE CONSTANTEMENTE LIBRE DE OBSTRUCCIONES Y POR LO TANTO EN CONDICIONES DE NO DISMINUIR SU PRECISIÓN EN LA MEDIDA QUE EL TIEMPO VASECURRE.

5.- LA VELOCIDAD DE LLEGADA TIENE UNA INFLUENCIA INAPRECIABLE EN EL FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA Y ESTO HACE QUE ADÉMÁS DE SER INCONVENIENTE EL USO DE CÁMARAS DE REPOSO, PUEDA SER USADA EN CONDICIONES EN QUE OTRAS ESTRUCTURAS PROPORCIONARÍAN DATOS INCORRECTOS.

6.- EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA ES DEMASIADO SIMPLE Y SU CONSTRUCCIÓN RESULTA POR LO TANTO BARATA, ESPECIALMENTE SI LA ESTRUCTURA SE SITUA EN UN LUGAR QUE DEBE SER PROVEISTO DE REVERTIMIENTO O SI SE COMBINA CON ALGUNAS OTRAS ESTRUCTURAS.

NATURALEZA DE LAS FÓRMULAS RELATIVAS A MEDIDORES PARSHALL.

LAS FÓRMULAS RELATIVAS A MEDIDORES PARSHALL SON COMPLETAMENTE EMPÍRICAS Y FUERON ESTABLECIDAS MEDIANTE EL ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN UNA GRAN CANTIDAD DE EXPERIMENTOS EJECUTADOS, USANDO MEDIDORES DE CAPACIDADES DIFERENTES. PARA AUMENTAR LA CAPACIDAD DE LOS MEDIDORES, PARSHALL HIZO VARIAR LAS DIMENSIONES DE LOS MIEMBROS; AUN CUANDO LAS DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS NO VARIARON SIGUIENDO UNA LEY DEFINIDA, SINO DE UNA MANERA MÁS O MENOS ARBITRARIA, SE ENCONTRÓ QUE PARA MEDIDORES CUYA AMPLITUD EN LA GARGANTA ESTABA COMPRENDIDA ENTRE UNO Y OCHO PIES, EL GASTO SE OBTENÍA POR MEDIO DE UNA MISMA FÓRMULA. IGUALMENTE SE ENCONTRÓ QUE TRATÁNDOSE DE MEDIDORES DE DIEZ A CINCUENTA PIES, EL GASTO ESTABA DADO TAMBIÉN POR UNA MISMA FÓRMULA. LO ANTERIOR DEMUESTRA QUE, TRATÁNDOSE DE LOS DISTINTOS TAMAÑOS DE MEDIDOR PARA LOS CUALES ES VÁLIDA UNA MISMA FÓRMULA, PARA DETERMINAR EL GASTO, LA FORMA UN TANTO IRREGULAR EN QUE PARSHALL HIZO VARIAR SUS DIMENSIONES AL IR HACIÉNDOLOS MAYORES, NO ALTERÓ FUNDAMENTALMENTE EL FENÓMENO NATURAL DEL CUAL ES EXPRESIÓN LA FÓRMULA EMPÍRICA CON QUE SE CALCULA EL GASTO.

TENIENDO EN CUENTA LO ANTERIOR, RESULTA EVIDENTE QUE LAS MISMAS FÓRMULAS QUE FUERON ENCONTRADAS EXPERIMENTALMENTE POR PARSHALL PARA LAS ESTRUCTURAS USADAS EN SUS EXPERIMENTOS, SON IGUALMENTE VÁLIDAS TRATÁNDOSE DE OTRAS ESTRUCTURAS DE DIMENSIONES INTERMEDIAS, A LAS USADAS PARA OBTENER ESTAS FÓRMULAS. EN CONSECUENCIA RESULTA POSIBLE DISEÑAR MEDIDORES PARSHALL DE UN TAMAÑO CUALQUIERA, SIEMPRE Y CUANDO QUEDE COMPRENDIDO ENTRE LOS LÍMITES ABRACADOS POR LOS EXPERIMENTOS DE PARSHALL. ES ASÍ POSIBLE DISEÑAR MEDIDORES PARSHALL CUYO TAMAÑO (AMPLITUD EN LA GARGANTA) VARÍE POR EJEMPLO DE MEDIO METRO EN MEDIO METRO Y NO RESULTA INDISPENSABLE EL USO DE MEDIDORES

...OS CON LA INTENCIÓN, RARAMENTE REALIZADA, DE HACERLOS EXACTAMENTE
... A LOS USADOS POR PARSHALL EN SUS EXPERIMENTOS.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

CONSTA DE UNA ENTRADA CON PAREDES SIMÉTRICAMENTE CONVERGENTES Y
HORIZONTAL, LO CUAL CONECTA CON LA PARTE MÁS ESTRECHA, LLAMADA
"GARGANTA", EN LA QUE LAS PAREDES SON PARALELAS, Y EL PISO ESTÁ INCLINADO
HACIA ARRIBA. A LA ARISTA QUE SE FORMA EN LA INTERSECCIÓN DEL PISO HORIZON-
TAL DE LA ENTRADA CON EL PISO DESCENDENTE DE LA GARGANTA, SE LE LLAMA
"CRESTA DEL MEDIDOR". LA GARGANTA CONECTA CON LA SALIDA, EN LA CUAL LAS PA-
REDES SON SIMÉTRICAMENTE DIVERGENTES Y EL PISO ESTÁ INCLINADO HACIA ARRIBA.
LAS PAREDES DE LA ESTRUCTURA SON VERTICALES Y TANTO ÉSTAS COMO EL FONDO SON
PLANOS.

LA ESTRUCTURA CUENTA CON DOS TANQUES DE REPOSO DESTINADOS A MEDIR
LAS CARGAS QUE SIRVEN PARA DETERMINAR EL GASTO. UNO DE ESTOS TANQUES
ESTÁ EN LA ENTRADA Y EN ÉL SE MIDE LA CARGA QUE SE DESIGNA POR H_A .
EL OTRO TANQUE ESTÁ PRÓXIMO AL EXTREMO INFERIOR DE LA GARGANTA Y EN ÉL SE
MIDE LA CARGA QUE SE DESIGNA POR H_B . EN CADA UNO DE ESTOS TANQUES SE EN-
CONTRA UNA ESCALA, CUYO CERO DEBE TENER LA MISMA COTA QUE EL PISO DE LA
GARGANTA O SEA EL DE LA CRESTA DEL MEDIDOR. ES EN ESTOS TANQUES EN DONDE
SE ENCONTRAN LOS FLOTADORES DE LOS LÍMÍTGRAFOS, EN CASO DE QUE SE DOTE A LA
ESTRUCTURA CON ESTOS APARATOS.

EN LA FIGURA 1 SE ENCUENTRA REPRESENTADO UN MEDIDOR PARSHALL Y
SE ACOTAN SUS DIMENSIONES, CONSERVANDO PRÁCTICAMENTE LAS MISMAS UN-
IDADES USADAS POR PARSHALL. CABE HACER LA ACLARACIÓN DE QUE EN ESTA FIGU-
RA SE REPRESENTA EL MEDIDOR PROPIAMENTE DICHO, EL CUAL CONSISTE ÚNICAMENTE DE LOS

II.....

...RANOS B.F. Y G. SE INCLUYEN DOS TRANSICIONES, UNA A LA ENTRADA Y OTRA A LA
SALIDA DEL MEDIDOR. ESTAS TRANSICIONES PUEDEN SER DE UN DISEÑO CUALQUIERA Y
AUN PUEDEN SUPRIMIRSE EN EL CASO DE ESTRUCTURAS MUY PEQUEÑAS (MENORES DE 50
CENTÍMETROS), ESPECIALMENTE SI ÉSTAS SON PORTÁTILES Y CONSTRUÍDAS DE LÁMINA
DE FIERRO. DEBEN PREFERIRSE LAS TRANSICIONES MÁS SIMPLES PUES DE LO CONTRA-
RIO RESULTARÁ QUE LA CONSTRUCCIÓN DE LA TRANSICIÓN SERÍA MÁS DIFÍCIL O COS-
TOSA QUE LA DE LA ESTRUCTURA MISMA.

ES FUNDAMENTAL PARA LA PRECISIÓN DE LOS RESULTADOS, QUE EL PISO
DE LA ENTRADA SEA PERFECTAMENTE PLANO Y HORIZONTAL Y QUE LA CRESTA SEA TAM-
BIÉN HORIZONTAL Y RECTA, ASÍ COMO QUE DESPUÉS DE CONSTRUÍDA, LA ESTRUCTURA
TENGA SUS DIMENSIONES PRECISAMENTE IGUALES A LAS ESPECIFICADAS EN EL DISEÑO
CORRESPONDIENTE.

LA ANCHURA W DE LA GARGANTA DETERMINA, EN CIERTO MODO, LAS DEMÁS
DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA, ASÍ COMO LA CAPACIDAD DE LA MISMA, RAZÓN POR
LA CUAL UN MEDIDOR QUEDA COMPLETAMENTE DEFINIDO CONOCIENDO EL VALOR DE W .
POR ESTAS RAZONES, A LA ANCHURA W DE LA GARGANTA, SE LE LLAMA "TAMAÑO DEL
MEDIDOR".

DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL.

EL DISEÑO DE UN MEDIDOR PARSHALL ES ÚNICAMENTE UN PROCESO DE INTER-
POLACIÓN PARA ENCONTRAR LAS DIMENSIONES DEL MEDIDOR DESEADO, USANDO PARA HA-
CER TAL INTERPOLACIÓN, LOS VALORES DE LAS DIMENSIONES DE LOS MEDIDORES CON
LOS CUALES PARSHALL EXPERIMENTÓ. PARA ESTE FIN RESULTA CONVENIENTE ENCON-
TRAR LAS REGLAS ARBITRARIAS QUE PARSHALL USÓ PARA HACER VARIAR LAS DIMENSI-
ONES DE LAS ESTRUCTURAS CON QUE EXPERIMENTÓ.

EN LA TABLA NÚM. 1 SE HAN RECOPIADO LAS DIMENSIONES DE LAS ESTRU-
CTURAS USADAS EN LOS EXPERIMENTOS DE PARSHALL, EXPRESÁNDOLAS EN PIES Y EN
FRACCIONES DECIMALES DE PIE. ESTOS DATOS FUERON TOMADOS DE LAS SIGUIENTES
PUBLICACIONES:

II.....

TABLA NUMERO 1

DIMENSIONES EN PIES Y CAPACIDADES EN PIES CUBICOS POR SEGUNDO, DE MEDIDORES PARSHALL.

GASTO LIMITE
PARA DESCAR-
GA LIBRE.
MACHINE MEASUREMENTS

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z
0.50	1.360	2.000	1.292	1.361	1.590	1.000	2.000	0.125	0.375	0.083	0.250	8.5	0.05													
0.75	1.928	2.833	1.850	1.885	2.000	1.500	1.500	0.188	0.563	0.125	0.250	12.7	0.1													
1.00	3.000	4.406	2.000	2.771	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	16.9	0.35													
2.00	3.333	4.906	3.000	3.958	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	33.1	0.66													
3.00	3.667	5.396	4.000	5.159	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	50.4	0.97													
4.00	4.000	5.887	5.000	6.354	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	67.9	1.26													
5.00	4.333	6.375	6.000	7.552	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	84.8	2.22													
6.00	4.667	6.865	7.000	8.750	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	101.7	2.63													
7.00	5.000	7.354	8.000	9.948	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	118.7	4.08													
8.00	5.333	7.844	9.000	11.146	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	135.6	4.62													
10.00	6.000	12.748	12.000	15.604	3.333	2.663	6.000	0.375	1.000	1.000	0.750	260	6													
12.00	6.667	17.650	14.667	18.396	4.333	3.329	8.000	0.500	1.250	1.000	0.750	380	8													
15.00	7.667	25.000	18.333	25.000	5.333	4.328	10.000	0.688	1.625	1.000	0.750	570	8													
20.00	9.333	25.291	24.000	30.000	7.000	6.000	12.000	1.000	2.250	1.000	0.750	880	10													
25.00	11.000	25.578	29.333	35.000	7.000	6.000	13.000	1.000	2.250	1.000	0.750	1190	15													
30.00	12.667	25.865	34.667	40.400	7.000	6.000	14.000	1.000	2.250	1.000	0.750	1500	15													
40.00	16.000	26.296	45.333	50.792	7.000	6.000	16.000	1.000	2.250	1.000	0.750	2120	20													
50.00	19.317	26.396	56.667	60.792	7.000	6.000	20.000	1.000	2.850	1.000	0.750	2740	25													

(RING FLUME"; BULLETIN 423; COLORADO EXPERIMENT STATION.

G WATER IN IRRIGATION CHANNELS"; FARMERS' BULLETIN 1683 U.S. DEP. 1932).

FLUMES OF LARGE SIZE"; BULLETIN 386. COLORADO EXPERIMENT STATION.

LAS DIMENSIONES CUYOS VALORES APARECEN EN LA TABLA NÚM. 1, SON = SE ENCUENTRAN ACOTADAS EN LA FIGURA NÚM. 1.

EXAMINANDO LOS DATOS CONTENIDOS EN LA TABLA NÚM. 1, SE ENCUENTRA PARSHALL CONSERVÓ CONSTANTES, EN TODOS LOS CASOS, A LOS ÁNGULOS A Y B (NÚM. 1.) LOS VALORES QUE PARSHALL SE ASIGNÓ PARA ESTOS ÁNGULOS SON:

A = 11° 19' B = 9° 28'

EXACTAMENTE: = ANG. TO 1/5 = ANG. TO 1/6

ADemás Y TRATÁNDOSE ÚNICAMENTE DE MEDIDORES DE 8 PIES O MENORES, LA DISTANCIA A, MEDIDA SOBRE LA PARED CONVERGENTE DE ENTRADA (NO AXIAL), ES IGUAL A LAS DOS TERCERAS PARTES DE LA LONGITUD DE DICHA PARED.

DE LO ANTERIOR RESULTAN INMEDIATAMENTE LAS RELACIONES SIGUIENTES:

B = 3/2 A COS. = 1.47084 A(A)

D = W + 3A SEN. = W + 0.58869 A(B)

C = (C-W) / 2 COT. = 3 (C-W)(C)

D = W + 2B TG. = W + 2/5 B(D)

LAS RELACIONES (A) Y (B) SON VÁLIDAS SOLAMENTE TRATÁNDOSE DE MEDIDORES DE 8 PIES O MENORES, EN LOS CUALES W NO EXCEDA DE 8 PIES, EN TANTO QUE LAS RELACIONES (C) Y (D) SE APLICAN A MEDIDORES DE CUALQUIER TAMAÑO.

EN LA GRÁFICA DE LA FIGURA 2 SE HAN TOMADO COMO ABCISAS LOS VALORES DE W Y COMO ORDENADAS A LOS VALORES DE A CONSIGNADOS EN LA TABLA NÚM. 1.

CON ESTA GRÁFICA PUEDE ADMITIRSE QUE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

A = 3 W(1)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y 50 PIES:

A = W/3 + 2.667(2)

HACIENDO USO DE LA ECUACIÓN (A), SE TIENE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

B = 4.4127 W(3)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

B = 0.4903 W + 3.923(4)

DE ACUERDO CON LA GRÁFICA DE LA FIGURA 3, SE PUEDE ACEPTAR QUE:

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 15 PIES:

B = 2.451 W - 11.762(5)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 15 Y 50 PIES:

B = 0.0571 W + 24.143(6)

DE ACUERDO CON LA GRÁFICA DE LA FIGURA 4, PUEDE VERSE QUE SIN GRAN DIFERENCIA, SE TIENE:

PARA VALORES DE W HASTA DE UN PIE:

C = 2W(7)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

C = W + 1.000(8)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE OCHO Y VEINTE PIES:

C = 5/4 W - 1.000(9)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

C = 1.0889 W + 2.222(10)

SEGÚN LAS ECUACIONES (B), (1) Y (2), SE TIENE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

D = 2.7685 W(11)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$D = 1.1965 W + 1.572 \dots\dots\dots(12)$$

DE LAS EXPRESIONES (D), (5) Y (6), SE TIENEN:

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 15 PIES:

$$D = 1.9804 W - 4.705 \dots\dots\dots(13)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 15 Y 50 PIES:

$$D = 1.0228 W + 9.657 \dots\dots\dots(14)$$

EN LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 6, SE VE QUE NO HAY DISCREPANCIAS

DE CONSIDERACIÓN, ACEPTANDO QUE:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$E = 3 W \dots\dots\dots(15)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$E = 3.000 \dots\dots\dots(16)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$E = \frac{W}{3} + 0.333 \dots\dots\dots(17)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$E = 7.000 \dots\dots\dots(18)$$

LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 7 MUESTRA QUE PUEDE ACEPTARSE QUE:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$F = 2 W \dots\dots\dots(19)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$F = 2.000 \dots\dots\dots(20)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$F = \frac{W}{3} - 0.667 \dots\dots\dots(21)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$F = 6.000 \dots\dots\dots(22)$$

DE LAS ECUACIONES (c), (7), (8), (9) Y (10), SE OBTIENEN:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$G = 3 W \dots\dots\dots(23)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$G = 3.000 \dots\dots\dots(24)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$G = \frac{3}{4} W - 3.000 \dots\dots\dots(25)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$G = 0.2667 W + 6.667 \dots\dots\dots(26)$$

DE ACUERDO CON LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 8, SE TIENEN:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$K = \frac{W}{4} \dots\dots\dots(27)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$K = 0.250 \dots\dots\dots(28)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$K = \frac{W}{16} - 0.250 \dots\dots\dots(29)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$K = 7.000 \dots\dots\dots(30)$$

SEGÚN LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 9 PUEDE VERSE QUE NO SE TIENEN

DISCREPANCIAS DE CONSIDERACIÓN ACEPTANDO QUE:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$N = \frac{3}{4} W \dots\dots\dots(31)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y 8 PIES:

$$N = 0.750 \dots\dots\dots(32)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$N = \frac{W}{8} - 0.250 \dots\dots\dots(33)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$N = 2.250 \dots\dots\dots(34)$$

LO MUESTRA LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 10, PUEDE ADMITIRSE QUE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

$$X = 0.167 W \dots\dots\dots(35)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 1 Y 8 PIES:

$$X = 0.167 \dots\dots\dots(36)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 10 PIES:

$$X = \frac{5W}{12} - 3.166 \dots\dots\dots(37)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 10 Y 50 PIES:

$$X = 1.000 \dots\dots\dots(38)$$

CUANDO CON LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 11, HAY Poca DIVERGENCIA SI SE
A QUE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

$$Y = \frac{W}{4} \dots\dots\dots(39)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 1 Y 8 PIES:

$$Y = 0.250 \dots\dots\dots(40)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 10 PIES:

$$Y = \frac{W}{4} - 1.750 \dots\dots\dots(41)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 10 Y 50 PIES:

$$Y = 0.750 \dots\dots\dots(42)$$

EN LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 12 SE HAN CONSTRUÍDO LOS PUNTEROS
CONSIDERANDO COMO ASCISBA A W Y COMO ORDENADAS AL VALOR DE LA CAPACIDAD
DEBE EL GASTO MÁXIMO PARA EL CUAL MEDIDOR TRABAJA CON DESCARGA LIBRE.
CUANDO CON ESTA GRÁFICA PUEDE VERSE QUE SIN GRANDES DISCREPANCIAS, SE

PARA VALORES DE W HASTA DE 8 PIES:

$$Q_0 = 16.952 W \dots\dots\dots(43)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 50 PIES:

$$Q_0 = 62.017 W - 360.523 \dots\dots\dots(44)$$

EN LAS ECUACIONES (43) Y (44) W ESTÁ EXPRESADA EN PIES Y Q₀ EN
PIES CÚBICOS POR SEGUNDO.

POB LO QUE SE REFIERE AL GASTO MÍNIMO PARA EL CUAL EL MEDIDOR
TRABAJA CON DESCARGA LIBRE, SE ENCUENTRA QUE ESTE GASTO ES EL CORRESPON-
DIENTE A LOS SIGUIENTES VALORES DE LA CARGA H_A:

VALORES DE W	VALORES DE H _A
MEDIO PIE.....	0.10 PIE
1 A 4 PIES	0.20 PIE
5 A 6 PIES	0.25 PIE
7 A 50 PIES.....	0.30 PIE

EL OBJETO DE OBTENER LAS FÓRMULAS ANTERIORES, CONSISTE EN CONTAR
CON ELEMENTOS QUE PERMITAN ENCONTRAR LAS DIMENSIONES DE UN MEDIDOR PARSHALL
DE UNA ANCHURA DE GARGANTA CUALQUIERA.

LAS FÓRMULAS (1) A (44) CONVIENEN SATISFACTORIAMENTE CON LOS DA-
TOS DE PARSHALL CON EXCEPCIÓN QUIZÁ DE LAS FÓRMULAS RELATIVAS A MEDIDORES -
MENORES QUE UN PIE; SIN EMBARGO, DE LOS MEDIDORES MENORES QUE UN PIE EL ÚNI-
CO PARA EL CUAL PARSHALL HIZO ESTUDIO COMPLETO ES EL DE MEDIO PIE EL CUAL -
PUEDE, PARA PROPÓSITOS PRÁCTICOS, CONSIDERARSE COMO DE 15 CENTÍMETROS. EN -
CONSECUENCIA, SE HARÁ USO ÚNICAMENTE DE LAS FÓRMULAS RELATIVAS A MEDIDORES
DE UN PIE O MAYORES.

SI ESTAS FÓRMULAS SE TRANSFORMAN A UNIDADES MÉTRICAS, DE MANERA -
QUE LAS DIMENSIONES LONGITUDINALES ESTÉN EXPRESADAS EN METROS Y LOS GASTOS
EN METROS CÚBICOS, SE TIENE:

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 0.305 Y 2.44 METROS.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{W}{3} + 0.813 \dots\dots\dots (2-A) \\
 B &= 0.4903 W + 1.196 \dots\dots\dots (4-A) \\
 C &= W + 0.305 \dots\dots\dots (8-A) \\
 D &= 1.1965 W + 0.479 \dots\dots\dots (12-A) \\
 E &= 0.914 \dots\dots\dots (16-A) \\
 F &= 0.610 \dots\dots\dots (20-A) \\
 G &= 0.914 \dots\dots\dots (24-A) \\
 K &= 0.076 \dots\dots\dots (28-A) \\
 H &= 0.229 \dots\dots\dots (32-A) \\
 X &= 0.051 \dots\dots\dots (36-A) \\
 Y &= 0.076 \dots\dots\dots (40-A) \\
 Q_0 &= 1.575 W \dots\dots\dots (43-A)
 \end{aligned}$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 2.44 Y 3.05 METROS:

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{W}{3} + 0.813 \dots\dots\dots (2-A) \\
 B &= 2.451 W - 3.585 \dots\dots\dots (5-A) \\
 C &= 1.250 W - 0.305 \dots\dots\dots (9-A) \\
 D &= 1.9804 W - 1.434 \dots\dots\dots (13-A) \\
 E &= 0.3333 W + 0.102 \dots\dots\dots (17-A) \\
 F &= 0.3333 W - 0.203 \dots\dots\dots (21-A) \\
 G &= 0.75000 W - 0.914 \dots\dots\dots (25-A) \\
 K &= 0.0625 W - 0.076 \dots\dots\dots (29-A) \\
 H &= 0.1250 W - 0.076 \dots\dots\dots (33-A) \\
 X &= 0.4167 W - 0.965 \dots\dots\dots (37-A) \\
 Y &= 0.2500 W - 0.533 \dots\dots\dots (41-A) \\
 Q_0 &= 5.761 W - 10.203 \dots\dots\dots (44-A)
 \end{aligned}$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 3.05 Y 4.57 METROS.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{W}{3} + 0.813 \dots\dots\dots (2-A) \\
 B &= 2.451 W - 3.585 \dots\dots\dots (5-A) \\
 C &= 1.250 W - 0.305 \dots\dots\dots (9-A) \\
 D &= 1.9804 W - 1.434 \dots\dots\dots (13-A) \\
 E &= 0.3333 W + 0.102 \dots\dots\dots (17-A) \\
 F &= 0.3333 W - 0.203 \dots\dots\dots (21-A) \\
 G &= 0.7500 W - 0.914 \dots\dots\dots (25-A) \\
 K &= 0.0625 W - 0.076 \dots\dots\dots (29-A) \\
 H &= 0.1250 W - 0.076 \dots\dots\dots (33-A) \\
 X &= 0.305 \dots\dots\dots (38-A) \\
 Y &= 0.229 \dots\dots\dots (42-A) \\
 Q_0 &= 5.761 W - 10.203 \dots\dots\dots (44-A)
 \end{aligned}$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 4.57 Y 6.10 METROS:

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{W}{3} + 0.813 \dots\dots\dots (2-A) \\
 B &= 0.0571 W + 7.356 \dots\dots\dots (6-A) \\
 C &= 1.250 W - 0.305 \dots\dots\dots (9-A) \\
 D &= 1.0228 W + 2.943 \dots\dots\dots (14-A) \\
 E &= 0.3333 W + 0.102 \dots\dots\dots (17-A) \\
 F &= 0.3333 W - 0.203 \dots\dots\dots (21-A) \\
 G &= 0.7500 W - 0.914 \dots\dots\dots (25-A) \\
 K &= 0.0625 W - 0.076 \dots\dots\dots (29-A) \\
 H &= 0.1250 W - 0.076 \dots\dots\dots (33-A) \\
 X &= 0.305 \dots\dots\dots (38-A) \\
 Y &= 0.229 \dots\dots\dots (42-A) \\
 Q_0 &= 5.761 W - 10.203 \dots\dots\dots (44-A)
 \end{aligned}$$

DIMENSIONES Y GASTOS LÍMITES PARA DESCARGA LIBRE EN MEDIDORES PARSHALL
 (DIMENSIONES CONSTRUÍDAS EN METROS Y GASTOS EN METROS CÚBICOS POR SEGURO)

W	A	B	C	D	E	F	G	H	K	N	X	Y	GASTO LÍ PARA DES LIBRE Máximo Mínimo	
0.15	0.41	0.61	0.39	0.39	0.46	0.30	0.61	0.61	0.08	0.11	0.05	0.08	0.034	0.001
0.30	0.91	1.34	0.60	0.60	0.84	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	0.470	0.010
0.50	0.98	1.44	0.80	1.08	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	0.780	0.015
0.75	1.06	1.56	1.05	1.38	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	1.180	0.023
1.00	1.15	1.69	1.30	1.67	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	1.580	0.035
1.25	1.23	1.81	1.55	1.97	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	1.980	0.040
1.50	1.31	1.93	1.80	2.27	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	2.380	0.055
1.75	1.40	2.05	2.05	2.57	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	2.780	0.070
2.00	1.48	2.18	2.30	2.87	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	3.180	0.090
2.50	1.65	2.54	2.82	3.52	0.93	0.63	0.96	0.08	0.24	0.08	0.09	0.09	4.200	0.125
3.00	1.81	3.77	3.44	4.51	1.10	0.80	1.34	0.11	0.30	0.28	0.22	0.22	7.080	0.155
3.50	1.98	4.99	4.07	5.50	1.27	0.96	1.71	0.14	0.36	0.30	0.23	0.23	9.960	0.180
4.00	2.14	6.22	4.69	6.49	1.43	1.13	2.09	0.17	0.42	0.30	0.23	0.23	12.840	0.205
4.50	2.31	7.44	5.32	7.48	1.60	1.30	2.45	0.20	0.49	0.30	0.23	0.23	15.720	0.230

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 6.10 Y 15.24 METROS

- A = $\frac{W}{3} + 0.813$ (2-A)
- B = $0.0571 W + 7.356$ (6-A)
- C = $1.0889 W + 0.677$ (10-A)
- D = $1.0228 W + 2.943$ (14-A)
- E = 2.134 (18-A)
- F = 1.829 (22-A)
- G = $0.2667 W + 2.032$ (26-A)
- H = 0.305 (30-A)
- K = 0.686 (34-A)
- X = 0.305 (38-A)
- Y = 0.229 (42-A)
- Q₀ = $5.761 W - 10.203$ (44-A)

EL VALOR DE E DADO POR LAS FÓRMULAS ANTERIORES ES EL MÍNIMO NECESARIO PARA QUE NO HAY NINGÚN INCONVENIENTE, DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA, DE CONSTRUIRLA CON UNA ALTURA DE LAS PAREDES MAYOR QUE LA DADA POR LAS FÓRMULAS ANTERIORES O POR LA TABLA NÚM. 2.

AL APLICAR LAS FÓRMULAS ANTERIORES PARA UN DETERMINADO VALOR DE W SE DEBE INTERPOLAR LAS DIMENSIONES DEL MEDIDOR CONOCIENDO SU TAMAÑO W DE LAS GRÁFICAS DE LAS FIGURAS 2 A 12.

A CONTINUACIÓN SE ENCUENTRA LA TABLA NÚM. 2, EN LA CUAL SE HAN TOMADO POR MEDIO DE LAS FÓRMULAS (2-A) A (44-A) LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS MEDIDORES PARSHALL, A EXCEPCIÓN DEL MEDIDOR DE 15 CENTÍMETROS, LAS DIMENSIONES DE CUYO VALOR SE HAN TOMADO DIRECTAMENTE DE LA TABLA NÚM. 1.

DETERMINACION DEL GASTO.

COMO PUEDE OBSERVARSE EN LA FIGURA N^o 1, LOS MEDIDORES PARSHALL ESTÁN DOTADOS DE DOS TANQUES DE REPOSO EN LOS CUALES SE MIDEN LAS CARGAS H_a Y H_b QUE SIRVEN PARA CALCULAR EL GASTO. LA CARGA H_a SE MIDE EN EL TRAMO DE ENTRADA DEL MEDIDOR, ANTES DE LA GARGANTA Y LA CARGA H_b CERCA DEL EXTREMO INFERIOR DE DICHA GARGANTA.

AL ENTRAR EL AGUA EN EL MEDIDOR, DEBIDO A QUE LA SECCIÓN VA REDUCIÉNDOSE, SU VELOCIDAD VA AUMENTANDO Y AL LLEGAR A LA CRESTA DEL MEDIDOR, EL AGUA SE PRECIPITA SIGUIENDO EL PISO DESCENDENTE DE LA GARGANTA, PERO AL SALIR DE ELLA PRINCIPIA A PERDER VELOCIDAD Y COMO ÉSTA ES MENOR EN EL CANAL, AGUAS ABAJO DEL MEDIDOR, RESULTA QUE DEBE PRODUCIRSE UN SALTO HIDRÁULICO CERCA DEL EXTREMO INFERIOR DE LA GARGANTA. LA LOCALIZACIÓN DE ESTE SALTO ES VARIABLE CON EL GASTO QUE PASA POR EL MEDIDOR Y HAY UN CIERTO GASTO PARA EL CUAL EL SALTO SE SITÚA A LA MÁXIMA DISTANCIA DE LA GARGANTA; YA SEA QUE EL GASTO SEA MUY GRANDE O MUY REDUCIDO, EL SALTO SE APROXIMARÁ A LA GARGANTA, CON LO CUAL LA CARGA H_b TENDRÁ A SER IGUAL A LA CARGA H_a .

CUANDO LA CARGA H_b ES CONSIDERABLEMENTE MENOR QUE LA CARGA H_a , SE DICE QUE EL MEDIDOR TRABAJA CON "DESCARGA LIBRE" Y EN ESTAS CONDICIONES EL GASTO ES FUNCIÓN ÚNICAMENTE DE LA CARGA H_a ; PERO CUANDO LA CARGA H_b DIFIERE POCO DE LA CARGA H_a , SE DICE QUE EL MEDIDOR TRABAJA CON "SUMERSIÓN" Y ENTONCES EL GASTO ES FUNCIÓN DE LAS DOS CARGAS H_a Y H_b .

ES DE HACERSE NOTAR LA CONVENIENCIA DE QUE UN MEDIDOR TRABAJE CON DESCARGA LIBRE, PUESTO QUE PARA MEDIR EL GASTO, SERÁ SUFICIENTE LA LECTURA DE LA CARGA H_a . PARA CONSEGUIRLO, BASTARÁ CON INSTALAR EL MEDIDOR ADECUADO DÁNDOLE A LA CRESTA DEL MEDIDOR SUFICIENTE ALTURA SOBRE LA PLANTILLA DEL CANAL.

18.-

GASTO LIMITE
PARA DESCAR-
GA LIBRE.
Máximo Mínimo

V	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y		
5.00	2.48	7.64	5.94	8.06	1.77	1.46	2.83	0.24	0.55	0.30	0.23	18.609	0.255
6.00	2.81	7.70	7.19	9.08	2.10	1.80	3.58	0.30	0.67	0.30	0.23	24.360	0.305
7.00	3.15	7.75	8.30	10.10	2.13	1.83	3.90	0.30	0.69	0.30	0.23	30.120	0.355
8.00	3.48	7.81	9.39	11.12	2.13	1.83	4.16	0.30	0.69	0.30	0.23	35.880	0.405
9.00	3.81	7.87	10.48	12.15	2.13	1.83	4.43	0.30	0.69	0.30	0.23	41.640	0.455
10.00	4.15	7.93	11.56	13.17	2.13	1.83	4.70	0.30	0.69	0.30	0.23	47.400	0.505
11.00	4.48	7.98	12.65	14.19	2.13	1.83	4.96	0.30	0.69	0.30	0.23	53.170	0.555
12.00	4.81	8.04	13.74	15.22	2.13	1.83	5.23	0.30	0.69	0.30	0.23	58.930	0.605
13.00	5.15	8.10	14.83	16.24	2.13	1.83	5.50	0.30	0.69	0.30	0.23	64.690	0.655
14.00	5.48	8.15	15.92	17.26	2.13	1.83	5.76	0.30	0.69	0.30	0.23	70.450	0.705

SE DESIGNA POR "GRADO DE SUMERSIÓN" A LA RELACIÓN:

$$S = \frac{H_0}{H_A}$$

ESTA RELACIÓN LA QUE DETERMINA SI EL MEDIDOR TRABAJA EN UN MOMENTO DADA DESCARGA LIBRE O CON SUMERSIÓN. SI EL GRADO DE SUMERSIÓN ES MAYOR UN CIERTO VALOR, EL MEDIDOR TRABAJA CON SUMERSIÓN. LOS VALORES DEL GRADO DE SUMERSIÓN SE ENCUENTRAN CONSIGNADOS A CONTINUACIÓN:

DEL MEDIDOR	DESCARGA LIBRE	CON SUMERSIÓN
QUE UN PIE	S MENOR QUE 0.60	S DE 0.60 A 0.95
UNO Y OCHO PIES	S MENOR QUE 0.70	S DE 0.70 A 0.95
OCHO Y 50 PIES	S MENOR QUE 0.80	S DE 0.80 A 0.95

PARSHALL INDICA QUE CUANDO EL GRADO DE SUMERSIÓN ES MAYOR QUE UN DETERMINACIÓN DEL GASTO SE VUELVE MUY INCIERTA Y DEBE, EN CONSECUENCIA, ACEPTARSE 0.95 COMO EL VALOR MÁXIMO DEL GRADO DE SUMERSIÓN QUE NO DEBE ACEPTARSE SI SE QUIERE QUE LA DETERMINACIÓN DEL GASTO MERCEA CONFIANZA. PERO QUE TRATÁNDOSE DE MEDIDORES MAYORES DE 8 PIES, PUEDE ACEPTARSE UN GRADO DE SUMERSIÓN DE 0.98, PERO DE CUALQUIER MANERA, AUN PARA MEDIDORES, RESULTA PRUDENTE ADOPTAR A 0.95 COMO VALOR MÁXIMO ADMISIBLE DEL GRADO DE SUMERSIÓN.

SI LAS CARACTERÍSTICAS DEL CANAL EN EL QUE SE ENCUENTRA INSTALADO EL MEDIDOR NO CAMBIARAN, ES MUY POSIBLE QUE DESPUÉS DE RELATIVAMENTE POCO TIEMPO DE FUNCIONAR EL MEDIDOR, SE PUDIERA ENCONTRAR, POR MEDIO DE OBSERVACIONES NUMEROSAS, UNA RELACIÓN ENTRE LA CARGA H_A Y EL GRADO DE SUMERSIÓN S , LA CUAL PODRÍA PRESCINDIRSE DE LA OBSERVACIÓN DE LA CARGA H_0 . SIN EMBARGO, ESTE PROCEDIMIENTO NO ES DE RECOMENDARSE YA QUE NO PUEDE ASEGURARSE QUE LAS CARACTERÍSTICAS DE CUALQUIER CANAL SEAN INALTERABLES.

PARSHALL ENCONTRÓ QUE CUANDO UN MEDIDOR TRABAJA CON DESCARGA LIBRE, EL GASTO QUEDA DETERMINADO CONOCIENDO LA CARGA H_A DE ACUERDO CON LA EXPRESIÓN GENERAL:

$$Q = M H_A^N \dots\dots\dots (c)$$

LOS VALORES DE M Y N VARIAN CON EL TAMAÑO DEL MEDIDOR Y EN GENERAL, PUEDE DECIRSE QUE TANTO M COMO N SON FUNCIONES DE W , PERO PARA UN MEDIDOR DETERMINADO ESTOS PARÁMETROS TIENEN VALORES DEFINIDOS QUE HACEN QUE EN LA FÓRMULA (c), EL GASTO Q DEPENDA SOLO DE LA CARGA H_A , ESTANDO LIGADAS ENTRE SI ESTAS DOS VARIABLES EN UNA FORMA ANÁLOGA A COMO SE LIGA EL GASTO CON LA CARGA EN LOS VERTEDORES.

COMO RESULTADO DE NUMEROSOS EXPERIMENTOS, PARSHALL ENCONTRÓ LAS SIGUIENTES FÓRMULAS, PARA LOS DISTINTOS TAMAÑOS DE MEDIDORES USADOS:

PARA $W = 0.5$ PIES:

$$Q = 2.06 H_A^{1.58} \dots\dots\dots (45)$$

PARA W COMPRENDIDO ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$Q = 4 W H_A^{1.522 W^{0.026}} \dots\dots\dots (46)$$

PARA W COMPRENDIDO ENTRE 10 Y 50 PIES:

$$Q = (3.6875 W + 2.5) H_A^{1.6} \dots\dots\dots (47)$$

LA FÓRMULA (47) PUEDE APLICARSE PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 10 PIES, PUES AUN APLICADA PARA $W = 8$ PIES, LA FÓRMULA (47) PRODUCE RESULTADOS QUE DIFIEREN POCO DE LOS OBTENIDOS POR MEDIO DE LA FÓRMULA (46).

EN LAS FÓRMULAS (45), (46) Y (47), W Y H_A ESTÁN EXPRESADOS EN PIES Y Q LO ESTÁ EN PIES CÚBICOS POR SEGUNDO.

TRANSFORMANDO ESTAS FÓRMULAS AL SISTEMA MÉTRICO DE MANERA QUE W Y H SE EXPRESARAN EN METROS Y Q QUEDA EXPRESADA EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO TIENE:

PARA W = 0.15 METRO.

$$Q = 0.3812 H_A^{1.580} \dots\dots\dots (45-a)$$

PARA W COMPRENDIDA ENTRE 0.30 Y 2.44 METROS.

$$Q = 0.3716 W (3.281 H_A)^{1.570} \omega^{0.026} \dots\dots\dots (46-a)$$

PARA W COMPRENDIDA ENTRE 2.44 Y 15.00 METROS.

$$Q = (2.2926 W + (1.4738) H_A)^{1.60} \dots\dots\dots (47-a)$$

CON ESTAS FÓRMULAS, TRANSFORMADAS A UNIDADES MÉTRICAS, SE HAN CALCULADO LOS VALORES DE LOS PARÁMETROS M Y N QUE FIGURAN EN LA EXPRESIÓN (c), DE ACUERDO A LOS DIFERENTES VALORES DE W QUE APAREZCAN EN LA TABLA NÚM. 2 QUE SIGUE:

TABLA NÚM. 3.- VALORES DE M Y N PARA FÓRMULAS EN UNIDADES MÉTRICAS.

M	N	W	M	N
0.3812	1.580	4.50	10.790	1.60
0.680	1.522	5.00	11.937	1.60
1.161	1.542	6.00	14.229	1.60
1.774	1.558	7.00	16.522	1.60
2.400	1.570	8.00	18.815	1.60
3.033	1.579	9.00	21.107	1.60
3.673	1.587	10.00	23.400	1.60
4.316	1.593	11.00	25.692	1.60
4.968	1.599	12.00	27.985	1.60
6.277	1.608	13.00	30.278	1.60
7.352	1.60	14.00	32.570	1.60
8.498	1.60	15.00	34.863	1.60
9.644	1.60	-	-	-

SE HA DICHO QUE CUANDO LAS FÓRMULAS (46) Y (47) SE APLICAN AL CASO DE W = 8 PIES, PRODUCEN RESULTADOS MUY SEMEJANTES. IGUAL COSA PUEDE DECIRSE DE LAS FÓRMULAS (46-a) Y (47-a) CUANDO SE APLICAN AL CASO DE W = 2.50 METROS, EN EFECTO, CALCULANDO POR MEDIO DE LA FÓRMULA (46-a) SE OBTIENEN LOS VALORES:

$$M = 6.277 \text{ Y } N = 1.608.$$

VALORES MUY SEMEJANTES A:

$$M = 6.205 \text{ Y } N = 1.600.$$

QUE SE OBTIENEN MEDIANTE LA FÓRMULA (47-a). SE HA CONSIDERADO, SIN EMBARGO QUE PARA ESTE CASO LA FÓRMULA (46-a) PRODUCIRÁ RESULTADOS MÁS CORRECTOS, PUESTO QUE 2.50 METROS ESTÁ MÁS PRÓXIMO A 8 QUE A 10 PIES.

GASTO CUANDO EL MEDIDOR TRABAJA CON SUMERSIÓN.

CUANDO UN MEDIDOR TRABAJA CON SUMERSIÓN, EL USO DE LAS FÓRMULAS CORRESPONDIENTES A DESCARGA LIBRE DA UN GASTO MAYOR QUE EL REAL. EN CONSECUENCIA, CUANDO UN MEDIDOR TRABAJA EN ESTAS CONDICIONES, ES NECESARIO APLICAR UNA CORRECCIÓN SUBTRACTIVA C AL GASTO. ESTA CORRECCIÓN C AUMENTA A MEDIDA QUE CRECE EL VALOR DEL GRADO DE SUMERSIÓN.

DE UNA MANERA GENERAL, CUANDO EL MEDIDOR TRABAJA CON SUMERSIÓN, EL GASTO ESTÁ DADO POR LA EXPRESIÓN:

$$Q = M H_A^N - C \dots\dots\dots (r)$$

LA CORRECCIÓN C ES UNA FUNCIÓN DE W, H_A Y H₀, O SI SE QUIERE DE W, H_A Y S.

PARSHALL ENCONTRÓ, DESPUÉS DE NÚMEROS Y CUIDADOSOS EXPERIMENTOS, LAS FÓRMULAS PARA CALCULAR LA CORRECCIÓN C; QUE SON LAS QUE SE ENCUENTRAN A CONTINUACIÓN

PARA W = 0,500 PIES:

$$C = \frac{0.072}{\frac{H_A + 10}{10} - S^{1.44}} \frac{H_A^{2.22}}{8.17} = \frac{H_A - 0.184}{8.17} \dots (48)$$

PARA MEDIDORES EN LOS CUALES W ESTÁ COMPRENDIDA ENTRE 1 Y 8 PIES:

$$C = \left[\left(\frac{H_A}{\left(\frac{1.8}{S}\right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.57-3.14 S} + 0.093 S \right] W^{0.815} \dots (49)$$

PARSHALL NO DA A CONOCER LA FÓRMULA QUE SIRVE PARA CALCULAR LA CORRECCIÓN C PARA MEDIDORES DE 10 A 50 PIES, PERO EN LA PÁGINA 45 DE SU PUBLICACIÓN "MARSHALL FLUMES OF LARGE SIZE", INSERTA UN MONOGRAMA PARA EL CÁLCULO DE LA CORRECCIÓN. PARTIENDO DE ESTE MONOGRAMA SE HA INVESTIGADO LA FÓRMULA QUE ESTÁ CONSTRUÍDO, HABIÉNDOSE ENCONTRADO QUE SI NO ESTÁ CONSTRUÍDO LA FÓRMULA (50), POR LO MENOS DICHA FÓRMULA SE ACERCA TANTO A LA CORRECCIÓN CALCULANDO CON ELLA NO SE ENCUENTRAN DISCREPANCIAS PERCEPTIBLES CON LOS DATOS OBTENIDOS POR MEDIO DEL MONOGRAMA DE PARSHALL:

$$\left[\frac{(100 S - 71)^{\frac{10}{3}}}{6662} H_A^2 \right] \frac{W}{10} \dots (50)$$

NO SE HA CREÍDO ÚTIL INCLUIR LOS CÁLCULOS QUE FUERON NECESARIOS PARA OBTENER LA FÓRMULA ANTERIOR.

EN LAS FÓRMULAS (48), (49) Y (50), C REPRESENTA LA CORRECCIÓN EN PIES CÚBICOS POR SEGUNDO, W Y H_A ESTÁN EXPRESADAS EN PIES Y S EN EL GRADO DE SUMERSIÓN.

SI LAS FÓRMULAS ANTERIORES SE TRANSFORMAN A UNIDADES MÉTRICAS, DE MANERA QUE C QUEDE EXPRESADA EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO Y W Y H_A ESTÉN EN METROS, SE OBTIENE:

PARA W = 0.15 METROS.

$$C = \frac{0.0285}{\left(\frac{H_A + 3.048}{3.048} - S^{1.44}\right)} \frac{H_A^{2.22}}{87.93} = \frac{H_A - 0.056}{87.93} \dots (48-A)$$

PARA W COMPRENDIDA ENTRE 0.305 Y 2.44 MTS.

$$C = 0.07457 \left[\left(\frac{3.281 H_A}{\left(\frac{1.8}{S}\right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.57-3.14 S} + 0.093 S \right] W^{0.815} \dots (49-A)$$

PARA W COMPRENDIDA ENTRE 2.44 Y 15.00 METROS.

$$C = \left[\frac{(100 S - 71)^{\frac{10}{3}}}{66620} H_A^2 \right] W \dots (50-A)$$

CUANDO SE TRATA DE DESCARGA CON SUMERSIÓN, EL BASTO TIENE UNA PRESIÓN BASTANTE COMPLICADA, PUES POR EJEMPLO, TRATÁNDOSE DE MEDIDORES COMPRENDIDOS ENTRE 0.30 Y 2.44 METROS, LA EXPRESIÓN COMPLETA DEL BASTO INCLUYENDO LA CORRECCIÓN POR SUMERSIÓN, SERÍA:

$$Q = 0.3716 W (3.281 H_A)^{1.370 W^{0.028}} - 0.07457 \left[\left(\frac{3.281 H_A}{\left(\frac{1.8}{S}\right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.57-3.14 S} + 0.093 S \right] W^{0.815}$$

LA CUAL IMPLICARÍA CÁLCULOS BASTANTE LABORIOSOS AUN PARA UN VALOR
 DETERMINADO DE V. PARA EVITAR ESTE INCÓVENIENTE, SE HA CONSTRUÍDO UN MONO-
 GRAMA PARA EL CÁLCULO DEL GASTO DE CADA UNO DE LOS MEDIDORES CUYAS DIMENSIONES
 SE CONSIGNAN EN LA TABLA NÚM. 2. EN ESTOS MONOGRAMAS EN LUGAR DE FIGURAR
 EL GRADO DE SUMERSIÓN S, APARECE EL PORCENTAJE DE SUMERSIÓN 100 S.

EL USO DE ESTOS MONOGRAMAS NO PRESENTA NINGUNA DIFICULTAD, PUES EL
 GASTO SE DETERMINA SIGUIENDO UNA LÍNEA HORIZONTAL CORRESPONDIENTE AL VALOR
 DE LA CARGA H_a HASTA QUE ÉSTA LÍNEA ENCUENTRE A LA CURVA ACOTADA CON EL
 CORRESPONDIENTE VALOR DEL PORCENTAJE DE SUMERSIÓN Y BAJANDO VERTICALMENTE
 DE ESTE PUNTO, SE LEE EL GASTO EN EL EJE HORIZONTAL.

SE HA JUZGADO CONVENIENTE INCLUIR ADEMÁS, LAS TABLAS NÚMEROS 4 Y 5
 QUE SIRVIERON PARA CONSTRUIR ESTOS MONOGRAMAS.

PERDIDA DE CARGA EN EL MEDIDOR.

PARA LA SELECCIÓN DEL MEDIDOR ADECUADO, ASÍ COMO PARA SU CORRECTA
 INSTALACIÓN, ES NECESARIO CONOCER DE ANTEMANO LA PÉRDIDA DE CARGA QUE ESTA
 ESTRUCTURA PRODUCIRÁ, PUES DE LO CONTRARIO, Y AUN SUPONIENDO QUE SE HUBIERA
 ESCOJIDO EL TAMAÑO CORRECTO, SE CORRE EL RIESGO DE COLOCARLO DEMASIADO BAJO
 HACIENDO QUE AUN PARA GASTOS REDUCIDOS TRABAJE CON SUMERSIÓN; O BIEN QUE SE
 SEA COLOCADO DEMASIADO ALTO CON LO CUAL, ADEMÁS DE SOBRECARGAR INNECESARIAMENTE
 EL CANAL AGUAS ARRIBA DEL MEDIDOR, SE ORIGINE UNA VELOCIDAD EXCESIVA
 EN LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA QUE PUEDE CAUSAR EROSIONES PERJUDICIALES PARA
 EL CANAL.

LA PÉRDIDA DE CARGA P QUE PRODUCE UN MEDIDOR PARSHALL, DEPENDE
 DEL TAMAÑO V DEL MEDIDOR, DEL GASTO Q Y DEL GRADO DE SUMERSIÓN S CON QUE
 SE GASTA ESCURRE.

PARSHALL NO INDICA LAS FÓRMULAS QUE SIRVEN PARA CALCULAR LA PÉRDIDA
 DE CARGA DE MEDIDORES DE 8 PIES O MENORES, PERO EN SU PUBLICACIÓN "THE
 PARSHALL MEASURING FLUME" SE ENCUENTRA UN MONOGRAMA PARA EL OBJETO. A PARTIR
 DE ESTE MONOGRAMA SE INVESTIGARON LAS FÓRMULAS CON LAS QUE ESTÁ CONSTRUI-
 DO Y UNA VEZ ENCONTRADAS ESTAS FÓRMULAS, FUERON TRANSFORMADAS A UNIDADES MÉ-
 TRICAS, DE MODO TAL QUE V Y P ESTÁN EXPRESADAS EN METROS Y Q QUEDA EXPRESADA
 EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO, OBTENIÉNDOSE:

PARA $V = 0.15$ MT.

PARA S COMPRENDIDA ENTRE 0.95 Y 0.874 :

$$p = 0.042 = 0.351 \left(\frac{1 - S}{0.95} \right)^{0.75} \dots \dots \dots (51-a)$$

PARA S COMPRENDIDA ENTRE 0.874 y 0.50

$$P_{0.872} = 0.299 \left(\frac{1-S}{0.05} \right)^{0.923} Q^{0.562} \dots\dots\dots(52-A)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 0.30 y 2.44 MTS.

Q COMPRENDIDO ENTRE 0.028 y 0.283 METROS CÚBICOS

S COMPRENDIDA ENTRE 0.50 y 0.874:

$$P_{0.972} = \frac{1}{2.844 W 0.652} \left(\frac{1-S}{0.05} \right)^{0.923} Q^{0.562} \dots\dots\dots(53-A)$$

S COMPRENDIDA ENTRE 0.874 y 0.95:

$$P_{0.972} = \frac{1}{2.438 W 0.652} \left(\frac{1-S}{0.05} \right)^{0.75} Q^{0.562} \dots\dots\dots(54-A)$$

GASTO Q COMPRENDIDO ENTRE 0.283 y 2.517 METROS CÚBICOS

S COMPRENDIDA ENTRE 0.50 y 0.874:

$$P_{0.972} = \frac{1}{2.520 W 0.652} \left(\frac{1-S}{0.05} \right)^{0.923} Q^{0.657} \dots\dots\dots(55-A)$$

S COMPRENDIDA ENTRE 0.874 y 0.95:

$$P_{0.972} = \frac{1}{2.148 W 0.652} \left(\frac{1-S}{0.05} \right)^{0.75} Q^{0.657} \dots\dots\dots(56-A)$$

AUN CUANDO LAS ECUACIONES (51-A) A (56-A), NO DEBEN SER PRECISAMENTE
S PDA PARSHALL PARA CONSTRUIR SU MONOGRAMA, POR MEDIO DE ELLAS SE OBTIENEN
RESULTADOS QUE SON SUBSTANCIALMENTE IGUALES A LOS OBTENIDOS HACIENDO
MONOGRAMA DE PARSHALL.

//...

USANDO LAS ECUACIONES (51-A) A (56-A) SE HA CONSTRUIDO UN MONOGRAMA
QUE PERMITE CALCULAR CON FACILIDAD LA PÉRDIDA DE CARGA PARA MEDIDORES DE BOCAL
0.15 HASTA 2.50 MTS. TANTO EN ESTE MONOGRAMA, COMO EN LOS QUE PROPORCIONAN EL
GASTO, EL GRADO DE SUMERSIÓN SE ENCUENTRA EXPRESADO EN PORCENTAJE, ES DECIR,
EN LUGAR DE HACERSE FIGURAR A S, SE HACE APARECER 100 S LA CUAL SE DESIGNA COMO
"PORCENTAJE DE SUMERSIÓN".

LA MANERA DE USAR ESTE MONOGRAMA SE ILUSTRARÁ CON EL SIGUIENTE EJEMPLO:
SE TRATA DE DETERMINAR LA PÉRDIDA DE CARGA PRODUCIDA POR UN MEDIDOR DE
1.00 MT. TRABAJANDO CON UN GRADO DE SUMERSIÓN DE 0.65 Y UN GASTO DE 300 LITROS
POR SEGUNDO. SE ENCUENTRA EL PUNTO DONDE SE CORTA UNA HORIZONTAL ACOTADA CON
UN GASTO DE 0.300 METROS CÚBICOS CON UNA RECTA INCLINADA ACOTADA CON EL PORCEN
TAJE DE SUMERSIÓN DE 65, Y DE ESTE PUNTO SE BAJA VERTICALMENTE HASTA ENCONTRAR
A LA RECTA INCLINADA ACOTADA CON EL TAMAÑO DEL MEDIDOR DE 1.00 METRO Y DE ESTE
PUNTO SE SIGUE HORIZONTALMENTE PARA LEER LA PÉRDIDA DE CARGA, LA CUAL EN ESTE
CASO ES DE DIEZ CENTÍMETROS.

TRATÁNDOSE DE MEDIDORES, DE 10 A 50 PIES, PARSHALL EN SU PUBLICACIÓN
"PARSHALL FLUMES OF LARGE SIZE" PUBLICA UN MONOGRAMA Y ADÉMÁS LA FÓRMULA CON
QUE ESTÁ CONSTRUIDO DICHO MONOGRAMA. ESTA FÓRMULA PARA DETERMINAR LA PÉRDIDA
DE CARGA P, EN UNIDADES INGLÉSES ES:

$$P = \frac{1}{(W \cdot 15)^{1.46}} \left(\frac{1-S}{0.05} \right)^{0.72} Q^{0.67} \dots\dots\dots(57)$$

Y TRANSFORMADA A UNIDADES MÉTRICAS SE CONVIERTE EN:

$$P = \frac{1}{1.707 (W \cdot 4.572)^{1.46}} \left(\frac{1-S}{0.05} \right)^{0.72} Q^{0.67} \dots\dots\dots(57-A)$$

CON LA FÓRMULA (57-A) SE HA CONSTRUIDO TAMBIÉN UN MONOGRAMA PARA CAL
CULAR LA PÉRDIDA DE CARGA PARA MEDIDORES DE 3.00 A 15.00 METROS. LA MANERA DE
USAR ESTE MONOGRAMA ES LA MISMA YA INDICADA TRATÁNDOSE DEL MONOGRAMA PARA CAL
CULAR LA PÉRDIDA DE CARGA EN MEDIDORES DE 0.15 A 2.50 METROS.

LECCION DEL TAMAÑO DEL MEDIDOR.

CUANDO SE PROYECTA INSTALAR UN MEDIDOR PARSHALL, ES NECESARIO DETERMINAR PREVIAMENTE CUAL ES EL TAMAÑO ADECUADO DE LA ESTRUCTURA, DADO LAS CONDICIONES DEL CASO PARTICULAR DE QUE SE TRATA.

ES DESDE LUEGO NECESARIO CONOCER EL GASTO MÁXIMO QUE LA ESTRUCTURA DEBE MEDIR. PARA ESTABLECER ESTE GASTO MÁXIMO, DEBEN CONSIDERARSE LAS AMPLIACIONES DEL CANAL EN EL QUE VA A INSTALARSE EL MEDIDOR. LA ESTRUCTURA DEBE SATISFACER LA CONDICIÓN DE SER CAPAZ DE MEDIR ESTE GASTO MÁXIMO. PUEDE VERSE EN LA TABLA No. 2, DADO UN GASTO MÁXIMO, EXISTEN VARIOS TIPOS DE MEDIDORES CAPACES TANTO DE MEDIRLO Y ES NECESARIO SELECCIONAR EL MÁS ADECUADO. SON VARIAS LAS CONSIDERACIONES QUE CONJUNTAMENTE DEBEN TENERSE EN CUENTA PARA DEFINIR EL TAMAÑO DEL MEDIDOR QUE DEBE INSTALARSE, PERO COMO LA DIFERENCIA ENTRE UN MEDIDOR Y EL QUE LE SIGUE EN TAMAÑO ES RELATIVAMENTE PEQUEÑA, EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS SE TIENE QUE SELECCIONAR UN TAMAÑO DE ENTRE DOS O TRES IGUALMENTE SATISFACTORIOS.

DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL BUEN FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA, DEBE TENERSE EN CUENTA QUE NUNCA DEBE TRABAJAR CON UN GRADO DE SUMERSIÓN MAYOR QUE 0.95 SI ES POSIBLE, SE PRECUBRAN QUE SIEMPRE TRABAJE CON DESCARGA LIBRE, ESPECIALMENTE SI SE TRATA DE MEDIDORES MENORES DE 3.00 METROS. UN MEDIDOR DEMASIADO PEQUEÑO RESULTARÁ IMPRECISO, PUES UNA VARIACIÓN PEQUEÑA EN LA CARGA, CORRESPONDIENDO A MEDIDORES GRANDES A UNA VARIACIÓN CONSIDERABLE EN EL GASTO; ÉSTA ES LA RAZÓN PARA PREFERIR AL MEDIDOR DE MENOR TAMAÑO QUE TENGA LA CAPACIDAD REQUERIDA.

TAMBIÉN DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA ECONOMÍA EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA, EL MENOR DE LOS MEDIDORES CON LA CAPACIDAD REQUERIDA, ES EL MÁS ADECUADO.

SIN EMBARGO, HAY OTRAS CONSIDERACIONES QUE HACEN EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS EL MEDIDOR QUE SE INSTALE NO SEA EL MEDIDOR MÁS PEQUEÑO. ÉSTAS CONSIDERACIONES SE INDICAN A CONTINUACIÓN:

UN MEDIDOR PEQUEÑO ORIGINA UNA PÉRDIDA DE CARGA FUERTE, QUE SE TRADUCE EN UN APRECIABLE AUMENTO EN EL TIRANTE DEL CANAL AGUAS ARRIBA DEL MEDIDOR, LO QUE PUEDE PONER EN PELIGRO AL CANAL, REDUCIENDO EL SOBRECARGO, Y SI EL MEDIDOR ESTÁ CERCA DE LA BOCA-TOMA QUE ALIMENTA EL CANAL EN QUE ESTÁ INSTALADO, AÚN PUEDE HACER IMPOSIBLE DERIVAR HACIA EL CANAL EL GASTO PARA EL CUAL ESTÁ PROYECTADO.

OTRA CONSIDERACIÓN QUE A MENUDO OBLIGA A INSTALAR UN MEDIDOR DE TAMAÑO MAYOR QUE EL MÍNIMO NECESARIO, ES LA FUERTE VELOCIDAD QUE SE PRODUCE A LA SALIDA DEL MEDIDOR, PUES ESTA VELOCIDAD ES MAYOR A MEDIDA QUE EL MEDIDOR SEA DE MENOR TAMAÑO Y CON EL OBJETO DE EVITAR EROSIONES PERJUDICIALES AGUAS ABAJO DEL MEDIDOR, ES A VECES NECESARIO OPTAR POR UN TAMAÑO UN POCO MAYOR. DADO UN MEDIDOR DETERMINADO Y UN GASTO TAMBIÉN FIJO, LA VELOCIDAD DEL AGUA A LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA AUMENTA A MEDIDA QUE DISMINUYE EL GRADO DE SUMERSIÓN CON EL CUAL SE ESCURRE; POR ESTA RAZÓN, EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS, CUANDO SE TRATA DE MEDIDORES MAYORES DE 3.00 METROS, SE PROYECTAN DE MANERA QUE EL GASTO MÁXIMO ESCURRA CON UN GRADO DE SUMERSIÓN DE 0.90, A MENOS QUE EL TERRENO AGUAS ABAJO DEL MEDIDOR SEA MUY RESISTENTE A LA EROSIÓN Y NO HAYA TEMOR DE DETERIORAR EL CANAL CON VELOCIDADES FUERTES EN LAS INMEDIACIONES DE LA ESTRUCTURA.

PARA PODER DETERMINAR EL TAMAÑO ADECUADO DE UN MEDIDOR PARA UN CASO PARTICULAR, ES NECESARIO ADÉMÁS DE CONOCER EL GASTO MÁXIMO QUE ESTA ESTRUCTURA DEBE MEDIR, CONTAR CON UNA CURVA DE GASTOS, AUNQUE SEA SÓLO APROXIMADA, POR LA CUAL PUEDA CONOCERSE EL TIRANTE DEL AGUA EN EL CANAL EN EL LUGAR EN EL QUE VA A INSTALARSE LA ESTRUCTURA, PARA LOS DIVERSOS GASTOS QUE EL CANAL VA A CONDUCCION. ESTA CURVA DE GASTOS PUEDE OBTENERSE INSTALANDO UNA ESCALA Y HACIENDO UNOS CUANTOS AFOROS; PARA REDUCIR ÉSTOS AL MÍNIMO, CONVIENE DETERMINAR EN UN PUNTO DEL CANAL, DE SER ESTO POSIBLE, LA PENDIENTE Y LA SECCIÓN MEDIA PARA

OS DATOS UNIDOS A UN NÚMERO REDUCIDO DE AÑOS, PERMITAN CALCULAR EL VALOR COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n Y SEA YA FÁCIL CONSTRUIR UNA CURVA DE GASTOS - O MENOS APROXIMADA, USANDO LA FÓRMULA DE LOS CANALES.

LA SELECCIÓN DEL TAMAÑO DEL MEDIDOR SE ILUSTRÁ EN SIGUIENTE CON UN EJEMPLO.

SE INTENTA INSTALAR UN MEDIDOR PARSHALL EN UN CANAL PARA MEDIR UN GASTO MÁXIMO DE 2,000 LITROS POR SEGUNDO. LA ANCHURA EN LA PLANTILLA DEL CANAL ES DE 2.50 METROS Y EL TALUD ES DE $1\frac{1}{2}$ POR UNO. SE HA CONSTRUIDO UNA CURVA DE GASTOS APROXIMADA, QUE PERMITE TENER UNA IDEA DEL TIRANTE n EN EL LUGAR DONDE VA A INSTALARSE EL MEDIDOR PARA LOS DIVERSOS GASTOS EN EL CANAL, COMO SE VE EN LA SIGUIENTE TABLA.

TIRANTE n EN METROS	GASTO Q EN LITROS POR SEGUNDO.
0.25	165
0.50	550
0.75	1 140
1.00	1 960
1.25	3 010

EL CANAL ARRIBA DEL MEDIDOR PUEDE ADMITIR UN TIRANTE HASTA DE 1.30 METROS, SIN PONER EN PELIGRO A LOS BORDOS NI AFECTAR A LA BOCA-TOBA. SE DEBE RECORDAR QUE AUN PARA EL GASTO MÁXIMO, EL MEDIDOR TRABAJE CON DESCARGA LIBRE.

DE ACUERDO CON LA TABLA NO. 2, TIENEN LA CAPACIDAD REQUERIDA LOS MEDIDORES DE 1.25, 1.50 Y 2.00 METROS; DE ENTRE ELLOS DEBE SELECCIONARSE AL MÁS PEQUEÑO. COMO SE REQUIERE QUE AUN PARA EL GASTO MÁXIMO DE DOS METROS CÚBICOS POR SEGUNDO, EL MEDIDOR TRABAJE CON DESCARGA LIBRE, TIENE QUE SUPONERSE QUE PARA ESTE GASTO EL GRADO DE SUMERSIÓN HA DE SER DE 0.70. LA PÉRDIDA DE CARCA

PRODUCIDA POR CADA UNO DE ESTOS MEDIDORES TRABAJANDO EN ESTAS CONDICIONES CON EL GASTO MÁXIMO ES, DE ACUERDO CON EL NOMOGRAMA RESPECTIVO:

MEDIDOR DE 1.25 MTS.	$P = 0.27$ MT
" " 1.50 "	$P = 0.23$ "
" " 1.75 "	$P = 0.21$ "

ANTES DE INSTALAR EL MEDIDOR, CUANDO EL GASTO ES DE DOS METROS CÚBICOS POR SEGUNDO, EL TIRANTE ES DE 1.00 METRO, DE MANERA QUE DESPUÉS DE INSTALAR EL MEDIDOR, EL TIRANTE AGUAS ARRIBA DE LA ESTRUCTURA SERÍA DE 1.27 METROS PARA EL MEDIDOR DE 1.25; DE 1.23 PARA EL DE 1.50 Y DE 1.21 PARA EL MEDIDOR DE 1.75.

PUEDE VERSE QUE CUALQUIERA DE LOS MEDIDORES CONSIDERADOS ES ADMISIBLE EN LO QUE SE REFIERE A LOS EFECTOS QUE ORIGINAN SU INSTALACIÓN ARRIBA AGUAS ARRIBA, PUES NINGUNO DE ELLOS PRODUCE UN TIRANTE MAYOR QUE 1.30 POR LO QUE PODRÍA ADOPTARSE COMO MÁS ADECUADO AL MEDIDOR DE 1.25 POR SER EL DE CONSTRUCCIÓN MÁS BARATA, PERO SIN ENBARGO, SE DEBE ADOPTAR EL DE 1.50 YA QUE ES SÓLO LIGERAMENTE MÁS CARO QUE EL DE 1.25 Y LA PEQUEÑA DIFERENCIA EN EL COSTO DE CONSTRUCCIÓN QUEDA JUSTIFICADA CON EL MAYOR MÁRGEN DE SEGURIDAD EN LA CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA Y EN VIRTUD DE QUE SE DISMINUIRÍA UN POCO LA VELOCIDAD DEL AGUA EN LA SALIDA DEL MEDIDOR.

SI EN EL EJEMPLO ANTERIOR, EL TIRANTE ADMISIBLE ARRIBA DEL MEDIDOR FUERA DE 1.20 METROS, EN LUGAR DE 1.30 TENDRÍA QUE ESTUDIARSE LA CONVENIENCIA DE INSTALAR UN MEDIDOR DE 1.75 O QUIZÁ DE 2.00 METROS, EL CUAL PRODUCIRÍA UNA PÉRDIDA DE CARGA DE 0.20 Y PROVOCARÍA UN TIRANTE AGUAS ARRIBA, DE 1.20; SIN ENBARGO, UN MEDIDOR DE 2.00 METROS ES APRECIABLEMENTE MÁS CARO Y MENOS PRECISO QUE EL DE 1.50. EN ESTE CASO DEBERÍA ADOPTARSE AL MEDIDOR DE 1.50, PERO TENDRÍA QUE ADMITIRSE QUE PARA GASTOS MENORES

... TRABAJARA CON SUMERSIÓN, PUEDE ADMITIRSE QUE EL MEDIDOR DE
 A EL GASTO MÁXIMO DE DOS METROS CÚBICOS TRABAJA CON UN GRADO DE
 N DE 0.80, CON EL CUAL LA PÉRDIDA DE CARGA SERÍA UN POCO MENOR QUE
 METROS Y PROVOCARÍA UN TIRANTE ARRIBA DEL MEDIDOR DE 1.09 ME-
 TROS QUE ESTÁ YA BIEN DENTRO DE LO ADMISIBLE.

ALTURA DE LA CRESTA.

UNA VEZ DETERMINADO EL TAMAÑO ADECUADO DEL MEDIDOR, DEBE CALCUL-
 ALTURA DE LA CRESTA SOBRE EL NIVEL DE LA PLANTILLA DEL CANAL, PUES
 DEPENDE QUE LA ESTRUCTURA TRABAJE SATISFACTORIAMENTE.

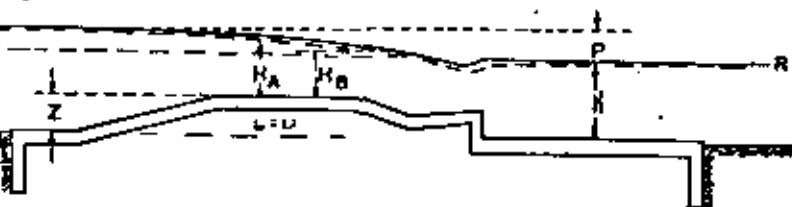


Fig. núm. 13

EN LA FIGURA NO. 13, LA LÍNEA R R INDICA EL NIVEL DEL AGUA EN EL
 RESPONDIENTE A UN GASTO DADO SI NO EXISTIERA MEDIDOR. SE CONSIDE-
 TA LÍNEA, ASÍ COMO LA QUE REPRESENTA EL FONDO DEL CANAL, SON HOBI-
 LA ALTURA DE LA CRESTA DEL MEDIDOR CON RESPECTO A LA PLANTILLA -
 SE SIMBOLIZA EN DICHA FIGURA CON LA LETRA Z; LA PÉRDIDA DE CAR-
 DA POR EL MEDIDOR SE DESIGNA POR LA LETRA P.

SIN GRANDE ERROR, SE TIENE

$$Z = H + P - H_A \dots\dots\dots(58)$$

H_A ES LA CARGA EN EL MEDIDOR CORRESPONDIENTE AL GASTO QUE EN EL CANAL
 INMEDIATAMENTE ABAJO DEL MEDIDOR, PRODUCE EL TIRANTE H. ESTA ECUACIÓN ES LA QUE
 SE EMPLEA PARA CALCULAR LA ALTURA Z A QUE DEBE COLOCARSE LA CRESTA DEL MEDIDOR
 SOBRE LA PLANTILLA DEL CANAL.

SI SE CONTINÚA CON EL EJEMPLO QUE SIRVIÓ PARA ILUSTRAR LA MANERA DE
 DETERMINAR EL TAMAÑO ADECUADO DEL MEDIDOR, SE DEBE ENCONTRAR LA CARGA H_A QUE CO-
 RRESPONDE AL GASTO MÁXIMO DE 2,000 LITROS POR SEGUNDO, TRABAJANDO CON EL GRADO
 DE SUMERSIÓN FIJADO PREVIAMENTE EN 0.70. DE ACUERDO CON LO NOMOGRAMAS CORRESPON-
 DIENTES A LOS MEDIDORES DE 1.25, 1.50 Y 1.75 METROS, SE TIENE:

PARA EL MEDIDOR DE 1.25	$H_A = 0.79$ MT.
" " " " 1.50	$H_A = 0.70$ "
" " " " 1.75	$H_A = 0.63$ "

CON ANTERIORIDAD SE HAN DETERMINADO LAS PÉRDIDAS DE CARGA CORRESPON-
 DIENTES, Y SUSTITUYENDO ESTOS VALORES EN LA ECUACIÓN (58), SE TIENE:

PARA EL MEDIDOR DE 1.25:	$Z = 1.00 + 0.27 - 0.79 = 0.48$ MT.
PARA EL MEDIDOR DE 1.50:	$Z = 1.00 + 0.23 - 0.70 = 0.53$ "
PARA EL MEDIDOR DE 1.75:	$Z = 1.00 + 0.21 - 0.63 = 0.58$ "

PARA EL MEDIDOR DE 1.25, QUE FUE EL ADOPTADO, LA ALTURA DE LA CRES-
 TA SOBRE LA PLANTILLA DEL CANAL DEBE SER DE 0.48 MT., DE ACUERDO CON LOS CÁLCU-
 LOS ANTERIORES. SIN EMBARGO, TENIENDO EN CUENTA QUE LOS DATOS QUE SE USARON -
 PARA ESTOS CÁLCULOS APENAS SON APROXIMADOS Y POR OTRA PARTE QUE LA PÉRDIDA DE
 CARGA P QUE HA FIGURADO EN ESTOS CÁLCULOS NO INCLUYE A LA PRODUCIDA POR LAS

CONDICIONES, RESULTA QUE NO PUEDE CONSIDERARSE A LA ALTURA Z MÁS QUE COMO UNA APROXIMADA A QUE DEBE INSTALARSE EL MEDIDOR, Y YA QUE ESTE VALOR — NECESARIAMENTE AFECTADO DE ERROR, ES PRUDENTE CONSIDERAR EL VALOR ENTENDIDO COMO UNA INDICACIÓN DE CUAL DEBE SER EL VALOR CORRECTO. AL INSTALARSE EL MEDIDOR SE LE DEBE COLOCAR A UNA ALTURA MAYOR QUE LA CALCULADA SIN VARIARSE DEMASIADO DEL VALOR CALCULADO. PARA EL CASO DEL EJEMPLO, EL MEDIDOR DEBE INSTALARSE A 0.53 MT., ES DECIR, CINCO CENTÍMETROS MÁS ALTO QUE EL VALOR CALCULADO, SOBRE LA PLANTILLA DEL CANAL.

INSTALACION DE MEDIDORES PARSHALL

Debe comenzarse por elegir el lugar de la instalación, colocando el medidor en un tramo recto.

Conviene que sea cerca de una derivación o compuerta reguladora, si las condiciones de operación requieren variaciones frecuentes del gasto. Sin embargo, no debe estar demasiado cerca de una compuerta pues la operación de ésta puede producir remansos bruscos.

Una vez elegido el sitio, es necesario determinar el gasto máximo que tendrá que medirse, el tirante correspondiente a éste gasto y la magnitud de la pérdida admisible en el paso por el medidor. Para propósitos prácticos, puede suponerse que la pérdida de carga es igual a la diferencia de elevaciones de la superficie del agua a la entrada y la salida de la estructura. Después de instalarse un medidor Parshall, el tirante aguas abajo permanece esencialmente el mismo que antes de la instalación, en tanto que el tirante aguas arriba se incrementa en una magnitud aproximadamente igual a la pérdida de carga.

La variación del tirante en un canal después de instalarse un medidor Parshall se muestra en la figura 1. La magnitud de la pérdida de carga admisible a través del medidor, de ordinario tiene limitaciones en función de los bordos del canal aguas arriba. El diagrama de la figura 2 (Parshall, 1941) se preparó para auxiliar en la selección del tamaño adecuado del medidor.

El uso del diagrama se ilustra con el siguiente ejemplo:

2.-

Supóngase que es necesario encontrar el tamaño de un medidor para una descarga máxima de 10 pies³/seg. El tirante máximo en el canal de que se trata, correspondiente a 10 pies³/seg es de 0.8 pies. El agua puede tener una elevación adicional de 0.5 pies. Por lo tanto, después de la instalación, el tirante máximo aguas abajo permanecerá de 0.8 pies y el tirante máximo aguas arriba será de 1.3 pies ($0.8 + 0.5 = 1.3$). La pérdida será de 62% ($0.8/1.3 = 0.62$).

Con el valor de 62% se entra a la gráfica en la parte inferior izquierda y se sigue una línea vertical para alcanzar la curva correspondiente a 10 pies³/seg. A partir de esta intersección se continúa horizontalmente a la derecha hasta encontrar la línea vertical correspondiente a 0.5 pies de pérdida de carga. Este punto de intersección coincide aproximadamente con la diagonal correspondiente a un ancho del estrechamiento de 2 pies. Por lo tanto, se usará un medidor de 2 pies.

Normalmente, el ancho del medidor es entre un tercio y un medio del ancho del canal. La selección final se basa generalmente en factores económicos.

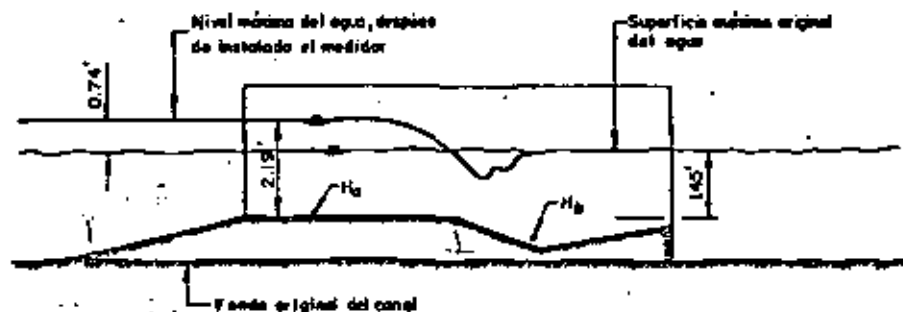


FIGURA 1

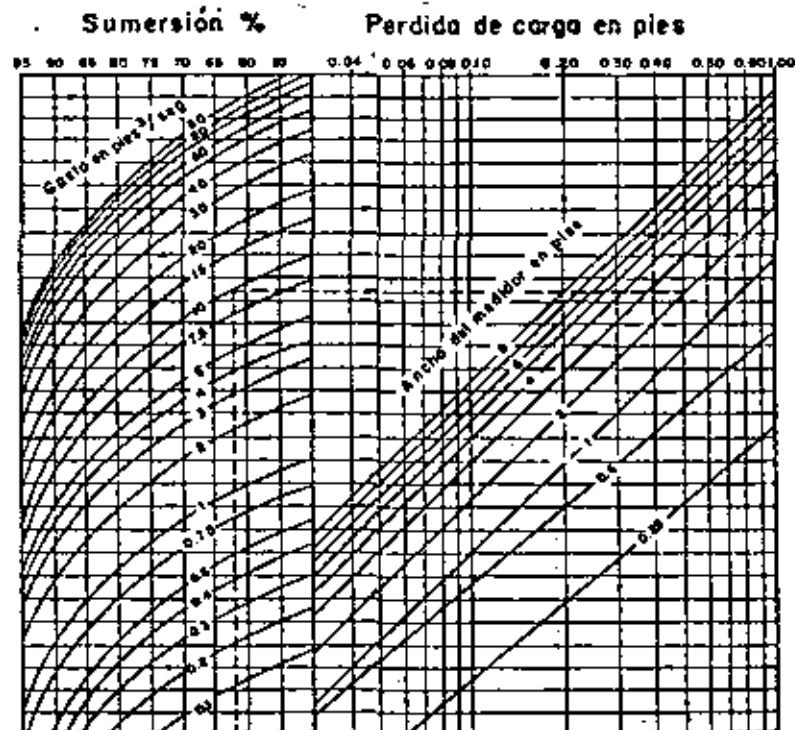


FIGURA 2

INSTALACION DEL MEDIDOR CON FLUJO LIBRE

El procedimiento de instalación de un medidor Parshall en un canal, para asegurar el flujo libre se describe a continuación:

- 1) Determinar el gasto máximo que se va a medir.
- 2) Localizar el nivel superior del agua en el lugar donde se instalará el medidor y determinar el tirante máximo.
- 3) Seleccionar en la tabla de gastos (tabla 1) el tirante "Ha" que corresponde a la máxima descarga del canal. -- Por ejemplo, suponiendo que se vaya a usar un medidor de 2 pies, para una descarga máxima de 27 pies³/seg, -- el tirante "Ha" en la cresta es de 2.19 pies.
- 4) Colocar el piso del medidor a una profundidad que no exceda la sumersión multiplicada por "Ha" -- $(S_t \times H_a)$ por debajo del nivel superior del agua (fig. 1). En general, el piso del medidor debe colocarse -- tan elevado respecto al canal, como la pendiente y -- otras condiciones lo permitan.

Como ejemplo, se muestra en la figura 1 un medidor de 2 pies.

La sumersión de transición para un medidor de 2 pies es de 66%. La descarga máxima es de 27 pies³/seg, para la cual en condiciones de flujo libre, el valor "Ha" es de 2.19 pies. Multiplicando "Ha" (2.19) por la sumersión de transición (0.66) obtenemos tirante en el piso del medidor de 1.45 pies ($2.19 \times 0.66 = 1.45$).

Por lo tanto la cresta del medidor no debe colocarse más abajo de 1.45 pies del nivel original máximo del agua. La pérdida de carga será la diferencia entre 2.19 y 1.45 pies, que es 0.74 pies. Si se considera excesiva esta pérdida de carga, deberá utilizarse un medidor más grande, con lo que se consigue una reducción de la pérdida.

INSTALACION DEL MEDIDOR CON FLUJO SUMERGIDO

En algunos casos existen condiciones, como la de una pendiente insuficiente, en las que es imposible o impráctico colocar un medidor que opere en condiciones de flujo libre. En esos casos el medidor tiene que operarse en condiciones de flujo sumergido. La ventaja principal de la operación en condiciones de sumersión, es la menor pérdida de carga que se produce en el paso por el medidor. Las reducciones en la pérdida de carga (en relación con la que se produciría en el flujo libre) pueden hacer innecesario elevar el nivel aguas arriba del medidor para conservar el gasto del canal.

El procedimiento para instalar un medidor Parshall que opere en condiciones de sumersión se describe a seguir:

- 1) Establecer el gasto máximo que se medirá.
- 2) Localizar el nivel superior del agua y determinar el tirante máximo de operación.
- 3) Tomando en cuenta la magnitud del bordo libre con la máxima descarga y el máximo tirante, determinar cuánto pueda elevarse la superficie del agua aguas arriba del medidor.
- 4) Elegir el tamaño del medidor por tanteos utilizando las curvas de calibración para flujo sumergido. Considerando el piso del medidor aproximadamente a la misma elevación que el fondo del canal, el tirante --

máximo de operación se tomará como "Hb" (párrafo 2), y la elevación adicional a que se pueda llegar (párrafo 3) se tomará como $H_a - H_b$. Con este dato puede calcularse la sumersión H_b/H_a . Conocido $H_a - H_b$ y H_a/H_b , se elegirá un tamaño de medidor por medio de las curvas de calibración.

Ejemplo:

Se quiere instalar un medidor para un gasto máximo de 27 pies³/seg.

El tirante máximo correspondiente a este gasto es 1.8 pies. Tomando en cuenta el bordo libre existente en el canal, el nivel del agua no pueda incrementarse en más de 0.2 de pie, con lo que resulta un tirante máximo de operación de 2.0 pies ($1.8 + 0.2 = 2.0$) aguas arriba del medidor.

Por lo tanto contamos con los siguientes datos:

$$H_b = 1.8 \text{ pies.}$$

$$H_a = 2.0 \text{ pies.}$$

$$H_a - H_b = 2.0 - 1.8 = 0.2 \text{ pies.}$$

$$H_b/H_a = 1.8/2.0 = 0.90 = 90\%.$$

Entramos a las tablas de calibración para un medidor de 2 pies. Con el valor de $H_a - H_b = 0.2$ pies y siguiendo verticalmente en la gráfica hasta encontrar el grado de sumersión de 90%, leemos a la izquierda una descarga de 18.5 pies³/seg. Como vemos se requiere un medidor de mayor tamaño.

Si ahora entramos a las tablas de calibración de un medidor de 3 pies, encontraremos con el valor $H_a - H_b = 0.2$ pies y el 90% de sumersión, una descarga de 27.8 pies³/seg. que es un poco mayor que el gasto máximo en el canal (27 pies³/seg).

Puede utilizarse un medidor de 3 pies.

M A N T E N I M I E N T O

Posteriormente a la correcta instalación de un medidor Parshall, es necesario el mantenimiento periódico para asegurar una satisfactoria operación. Debe removerse el lodo y los desperdicios que lleguen a acumularse en las paredes de la entrada. Las paredes en los medidores de acero pueden desarrollar incrustaciones que tienen que removerse con un cepillo de alambre de acero. Una vez raspadas las paredes, se les aplicará una pintura asfáltica que retardará la formación de incrustaciones.

Es normal que los medidores Parshall sufran asentamientos después de un cierto período de operación. El nivel de la entrada debe comprobarse después de algunos meses de instalado, lo mismo que una o más veces al año.

MEDIDORES SIN GARGANTA

Se han efectuado ensayos con medidores que a diferencia de los Parshall, tienen el fondo plano y en los que se ha suprimido el trazo estrecho de sección constante llamado garganta.

El comportamiento de éstos medidores ha sido satisfactorio. Pueden funcionar en condiciones de flujo libre o sumergidos.

Operación con flujo libre

En condiciones de flujo libre, el gasto "Q" a través de un medidor sin garganta depende únicamente de la carga "Ha" aguas arriba.

A partir de los datos obtenidos en el laboratorio se ha llegado a la siguiente ecuación de flujo libre

$Q = C h^{1.56} \dots\dots\dots 1$

El valor de "C" para cada tamaño de medidor, se obtiene mediante la ecuación:

$C = 3.50 W^{1.025} \dots\dots\dots 2$

la que "W" es la anchura del estrechamiento en pies.

En la tabla 2, aparecen los gastos para medidores hasta de 6 pies y con valores de "ha" entre 0.20 y 1.00 pies.

Operación con flujo sumergido

Para obtener el gasto en estas condiciones es necesario medir el tirante "ha" aguas arriba y el tirante "hb" aguas abajo. Con estos valores se calculan la su-

mersión (hb/ha) y la diferencia (ha - hb) de tirantes.

En la tabla 1, aparecen los valores de la su-
mersión en la transición "at". Si el porcentaje de su-
mersión que resulta en un caso particular, es inferior al que
aparece en la tabla 1, el medidor trabaja en condiciones de
flujo libre, y los gastos se obtienen en la tabla 2.

Si el porcentaje de su-
mersión es igual o mayor
del que aparece en la tabla 1, los gastos se obtienen me-
diante las gráficas 6 a 14.

MC/mm.

H...

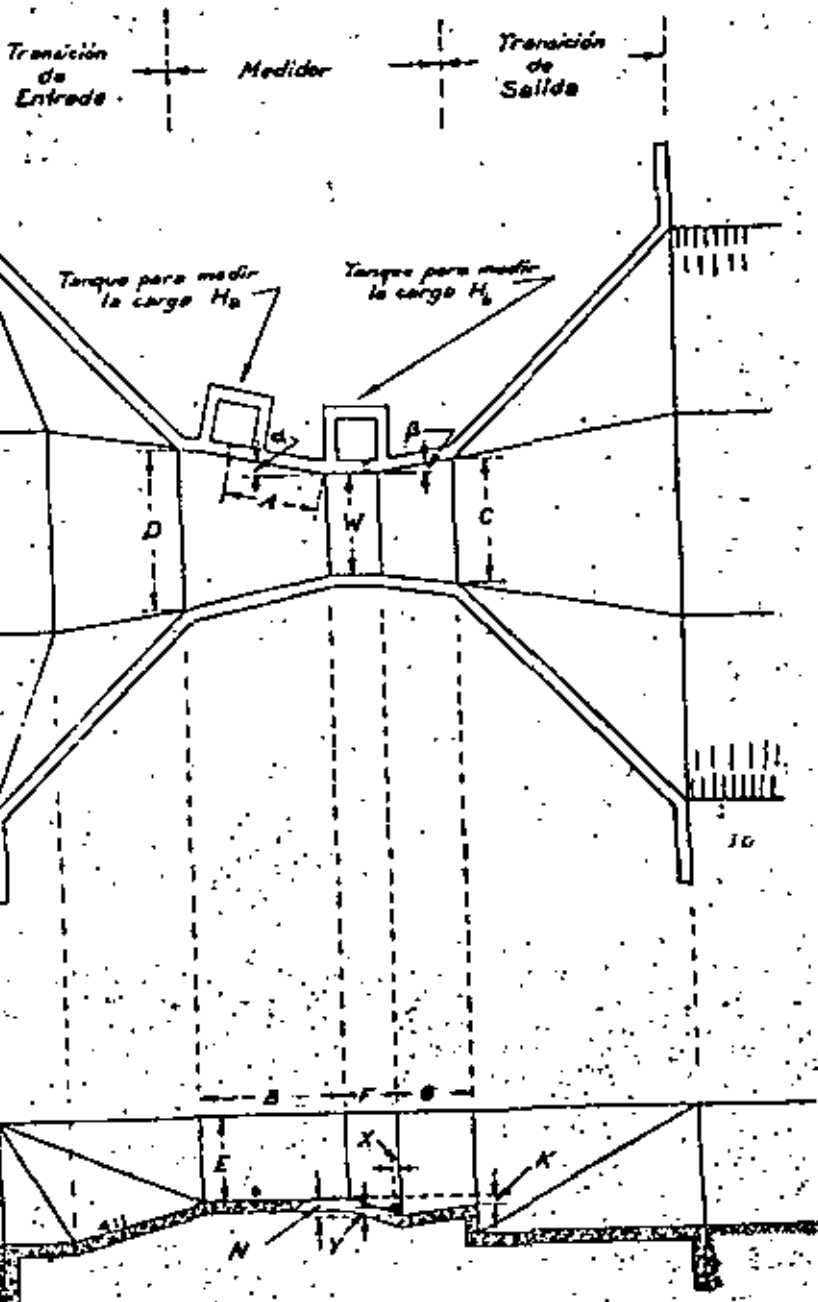
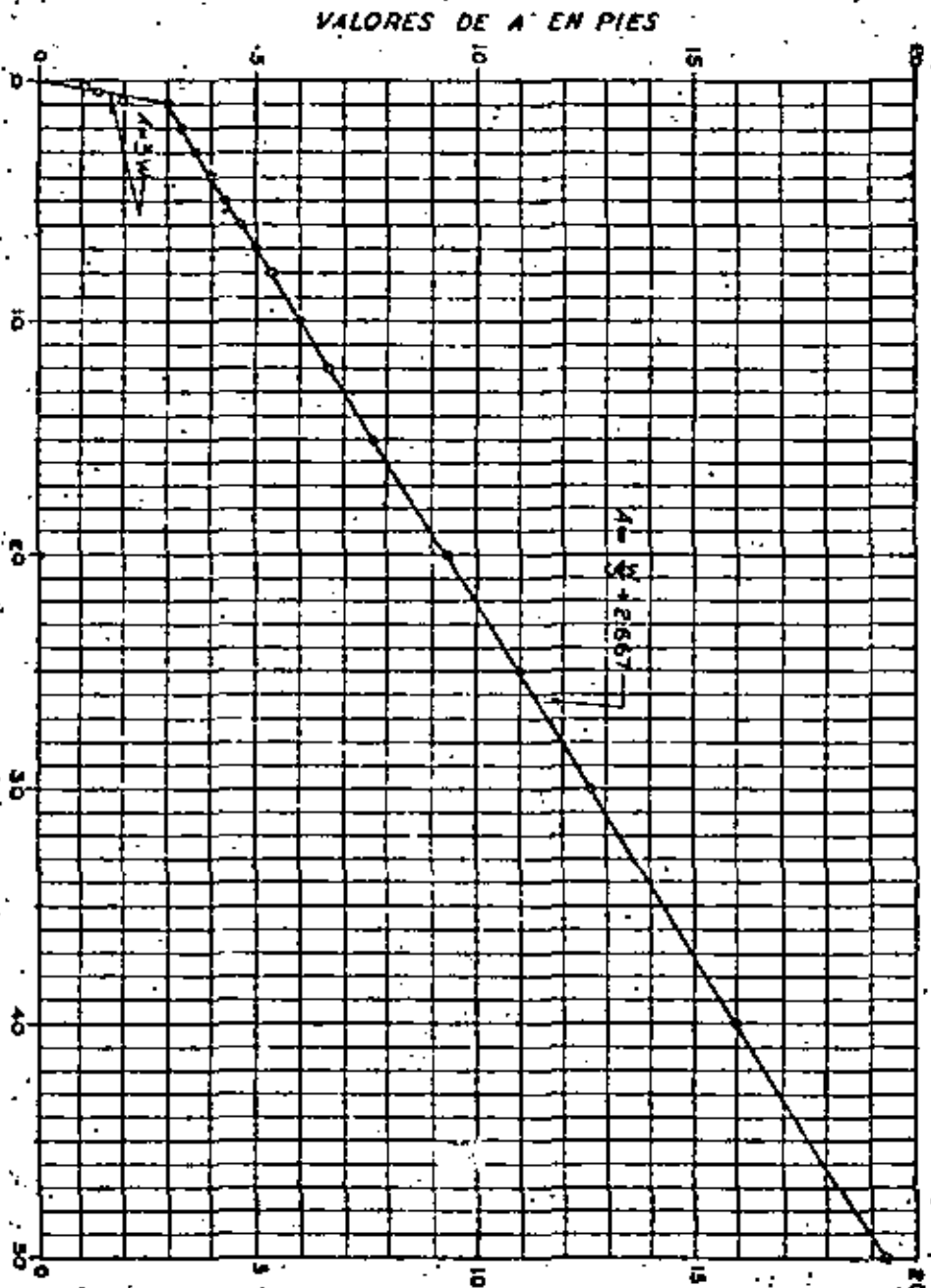


FIGURA N° 1

PLANTA Y SECCION LONGITUDINAL DE UN MEDIDOR PARSHALL

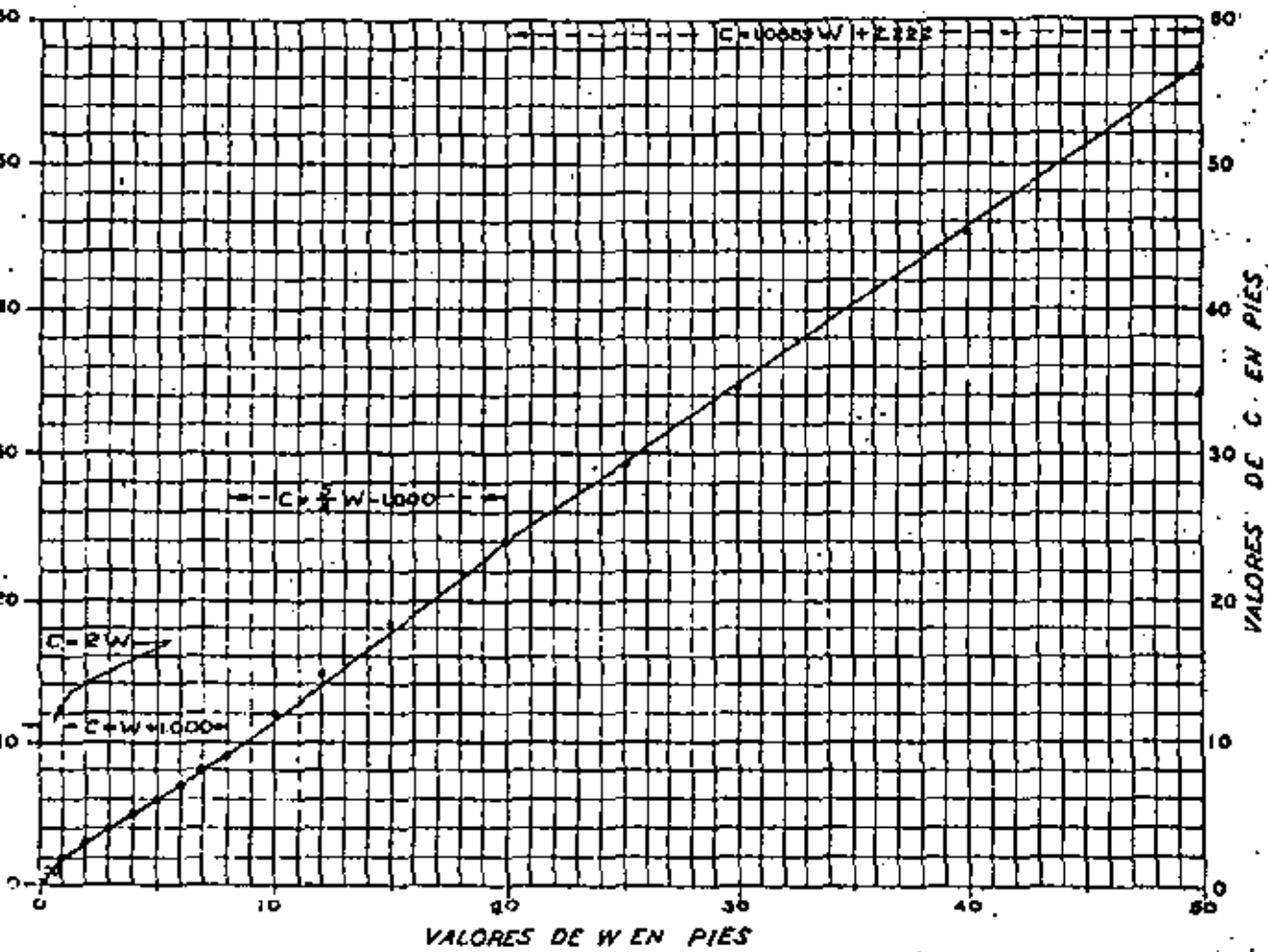
VALORES DE W EN PIES



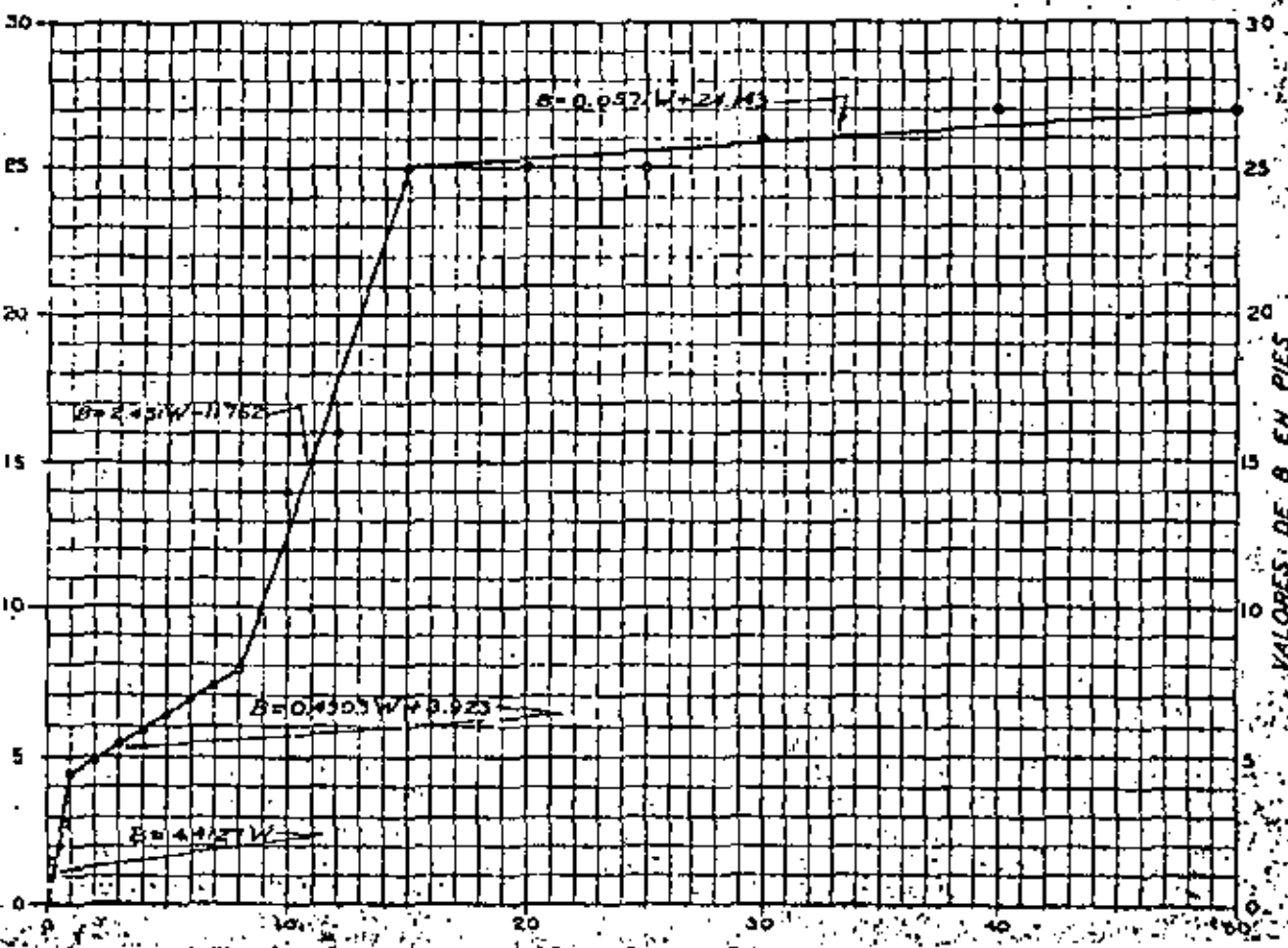
VALORES DE A EN PIES

DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL

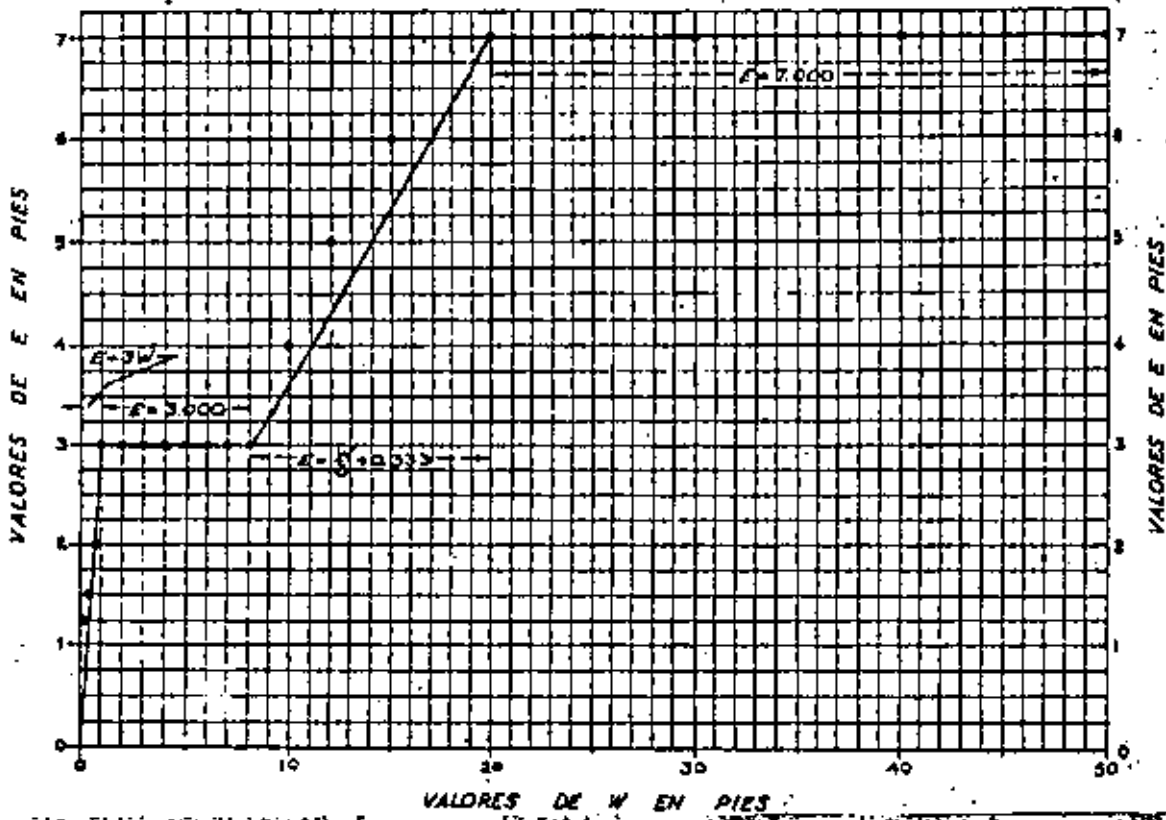
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



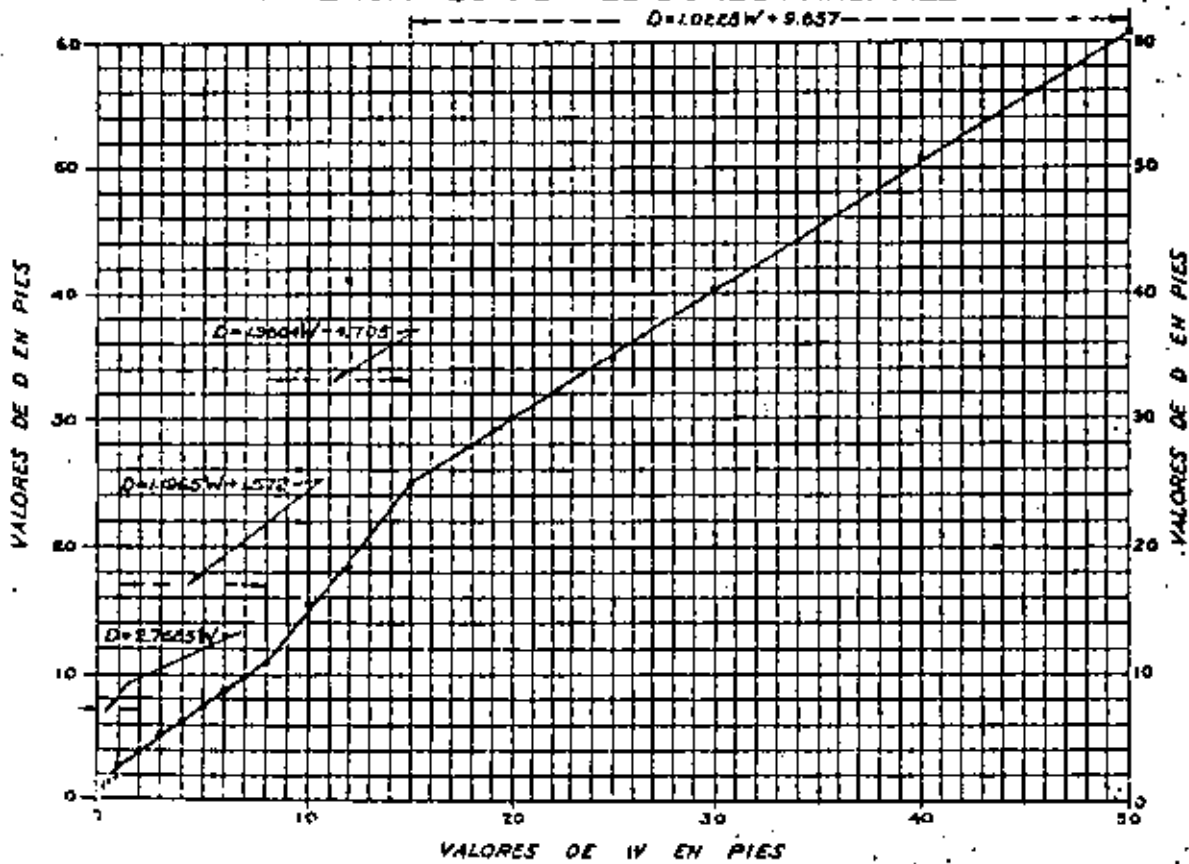
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL

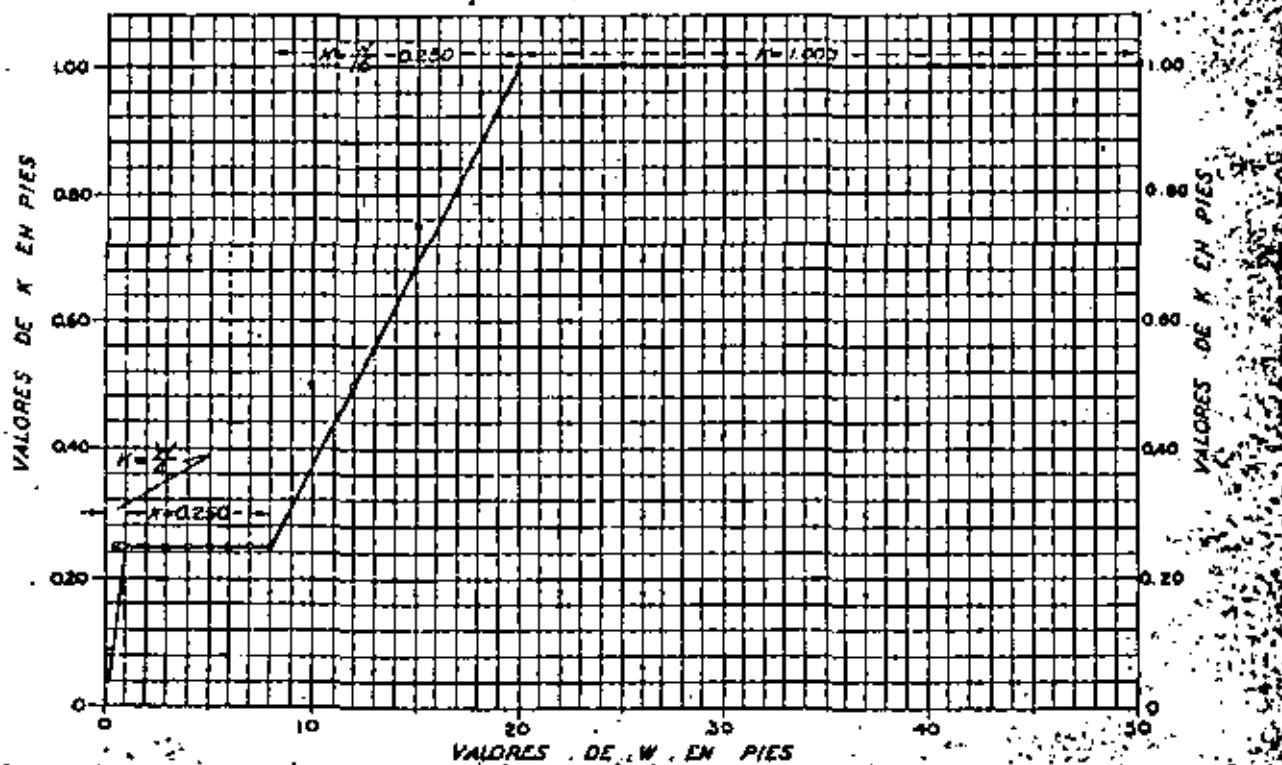
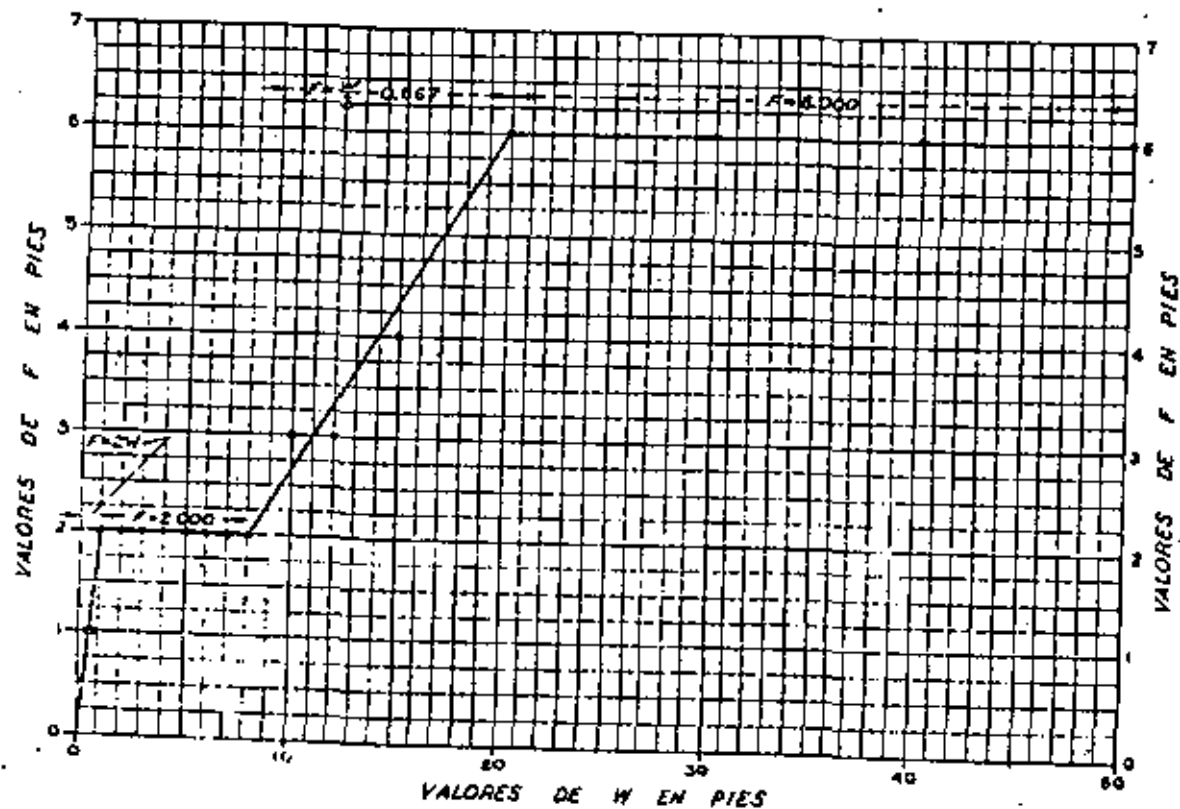
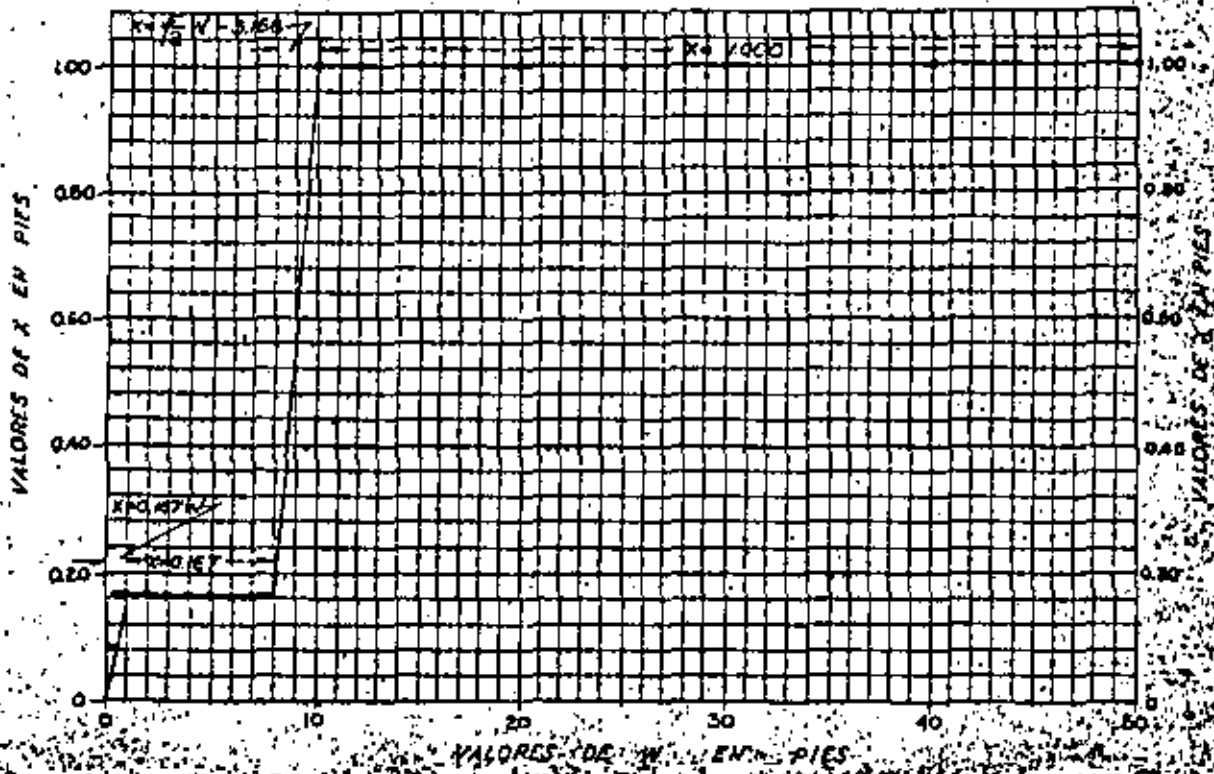


FIG. N.º 7

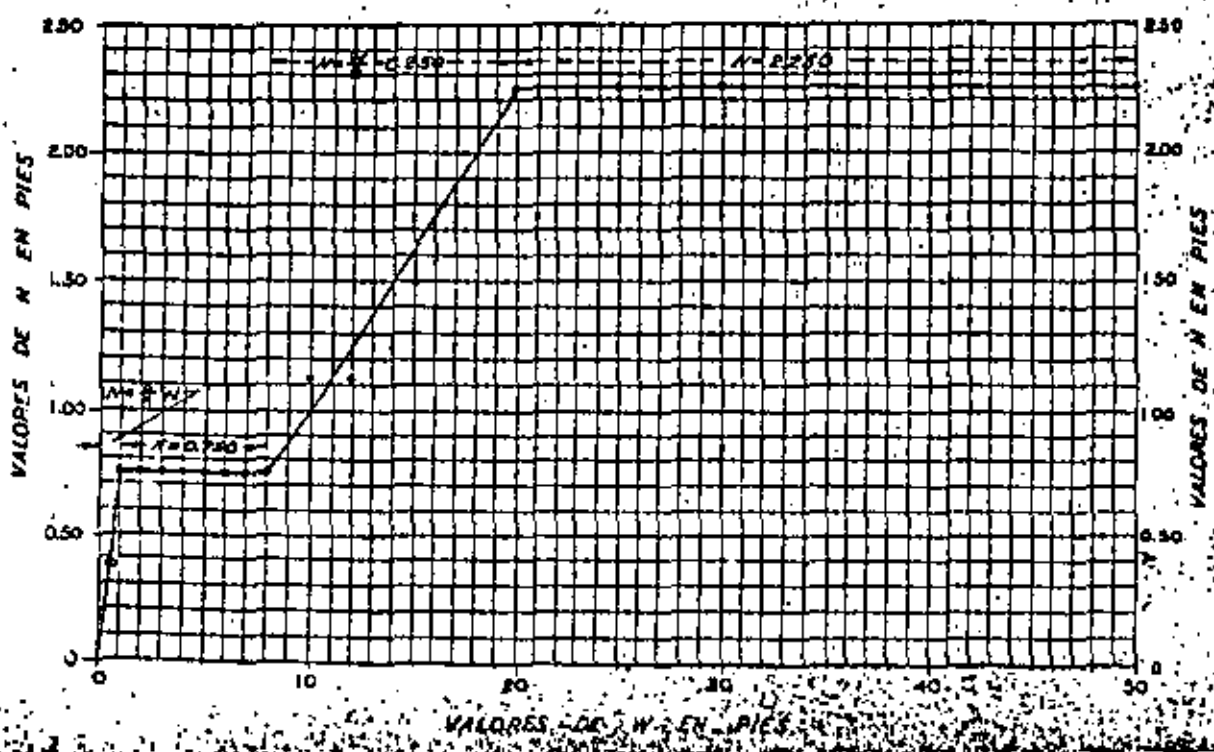
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



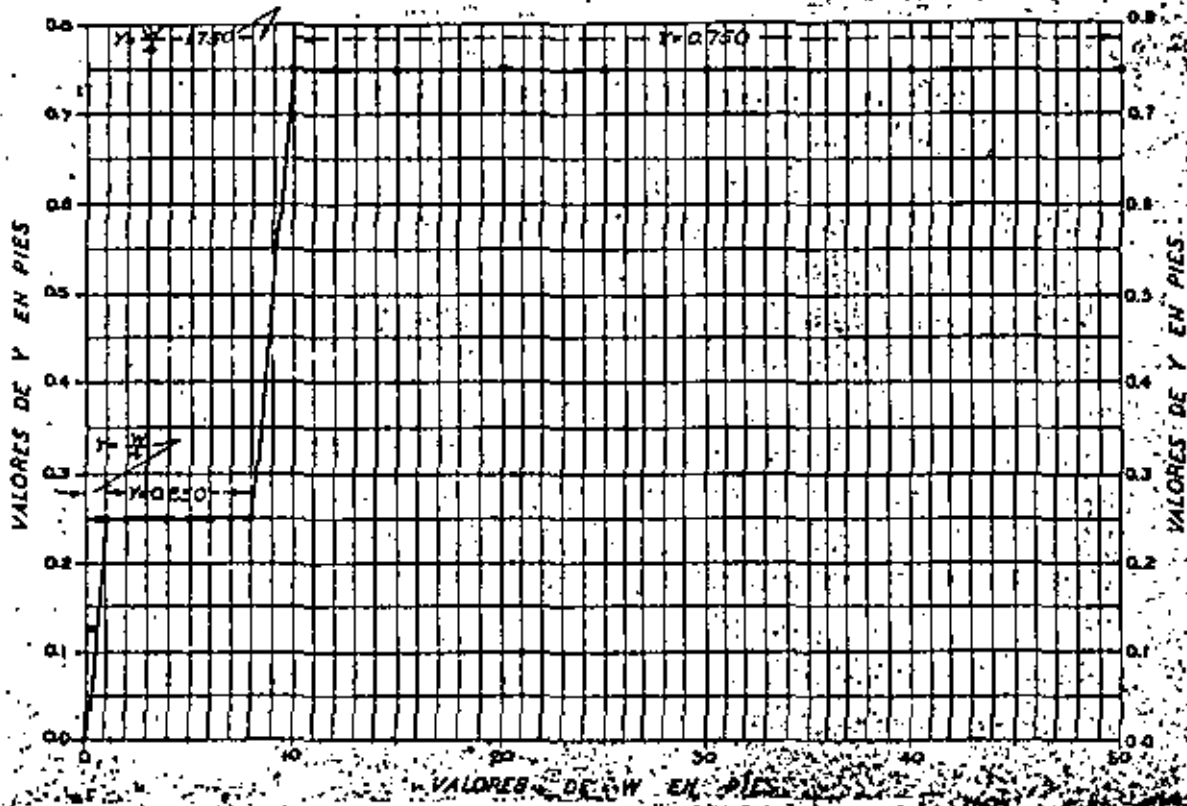
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



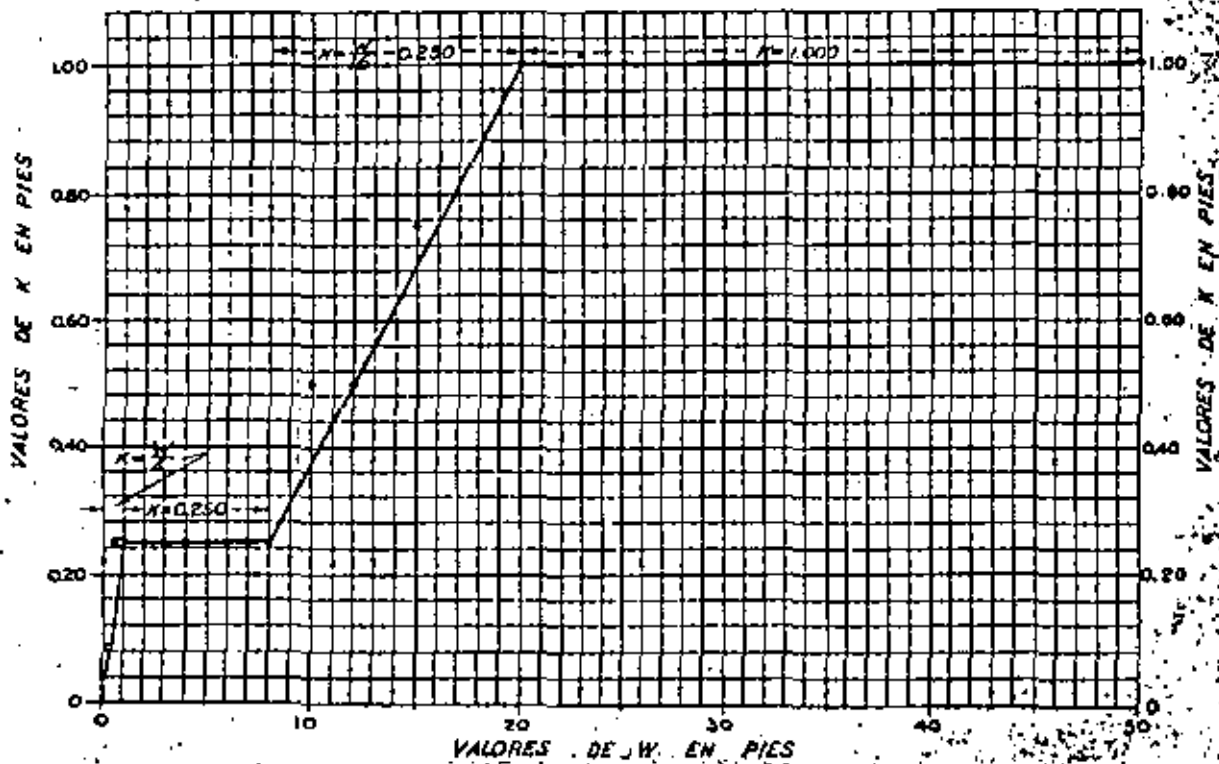
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



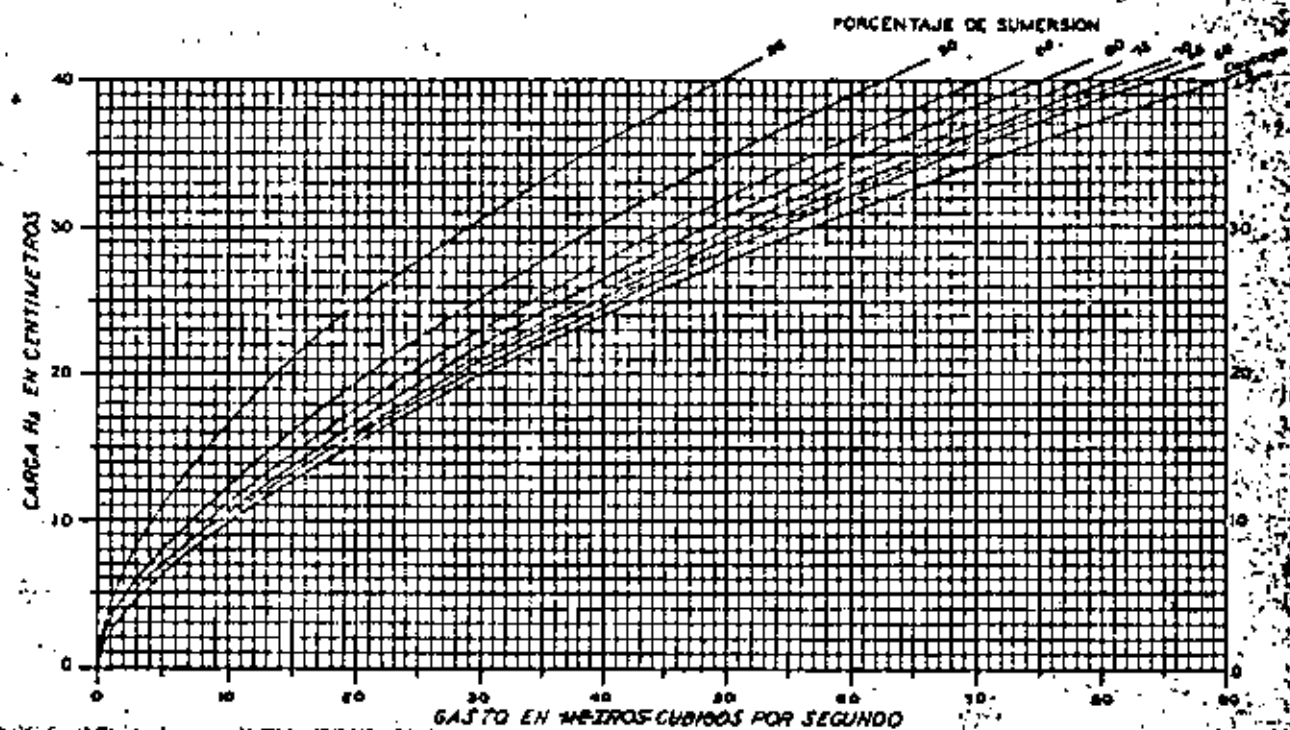
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



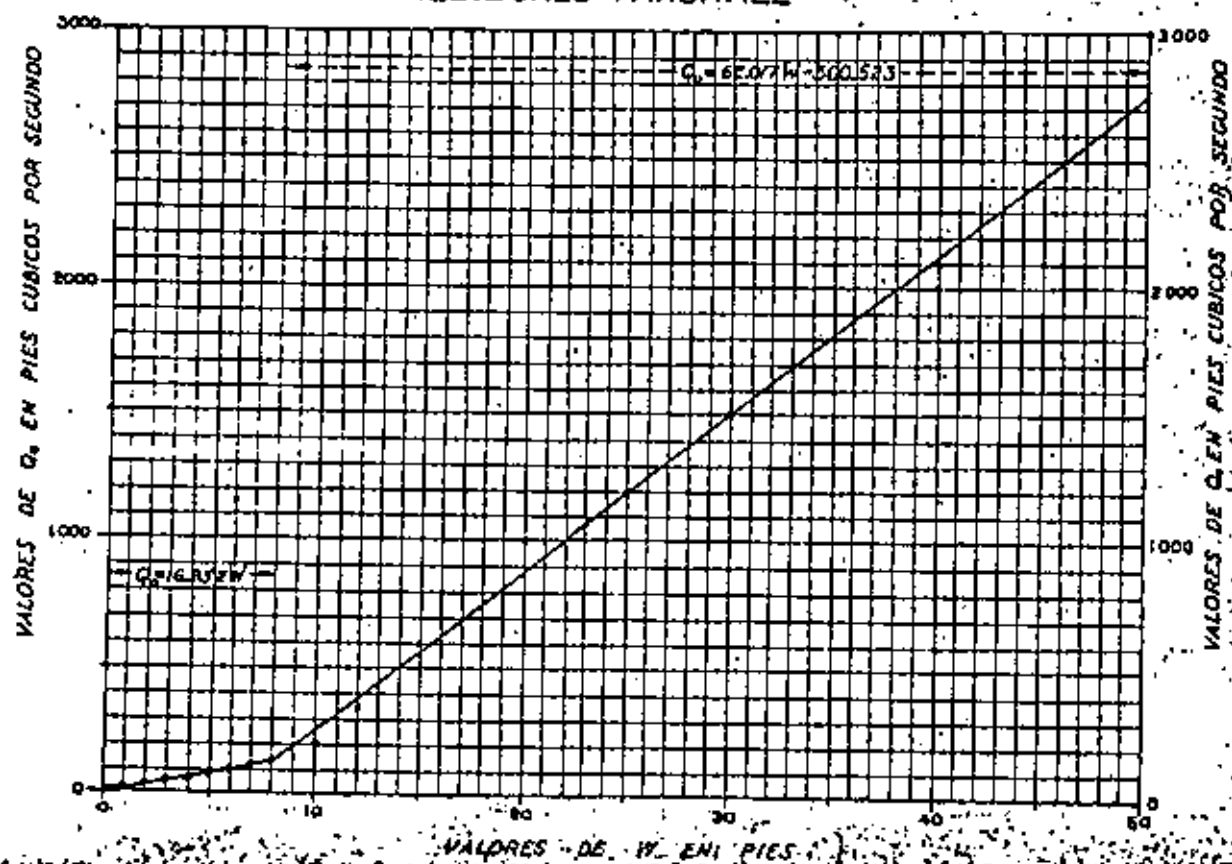
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



NOMÓGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL DE 0.15 MT.



GASTO MAXIMO Q_0 PARA DESCARGA LIBRE EN
MEDIDORES PARSHALL



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 0.50 MT.

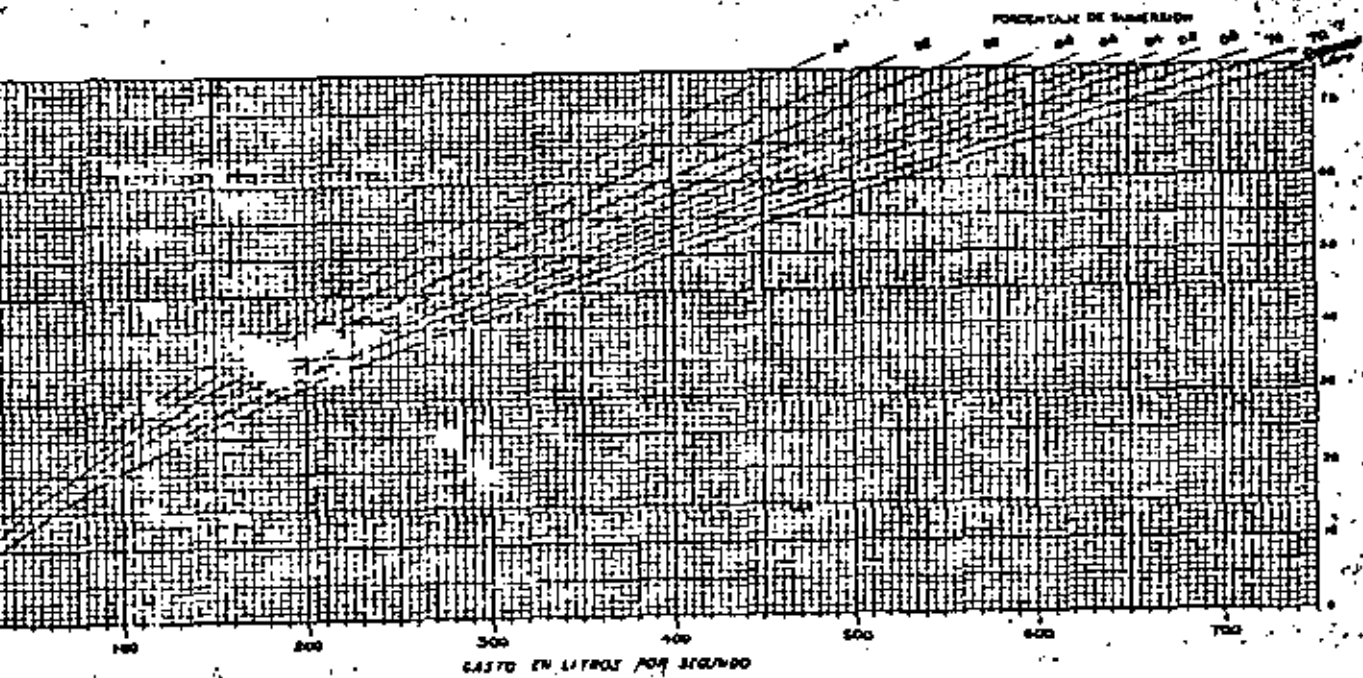
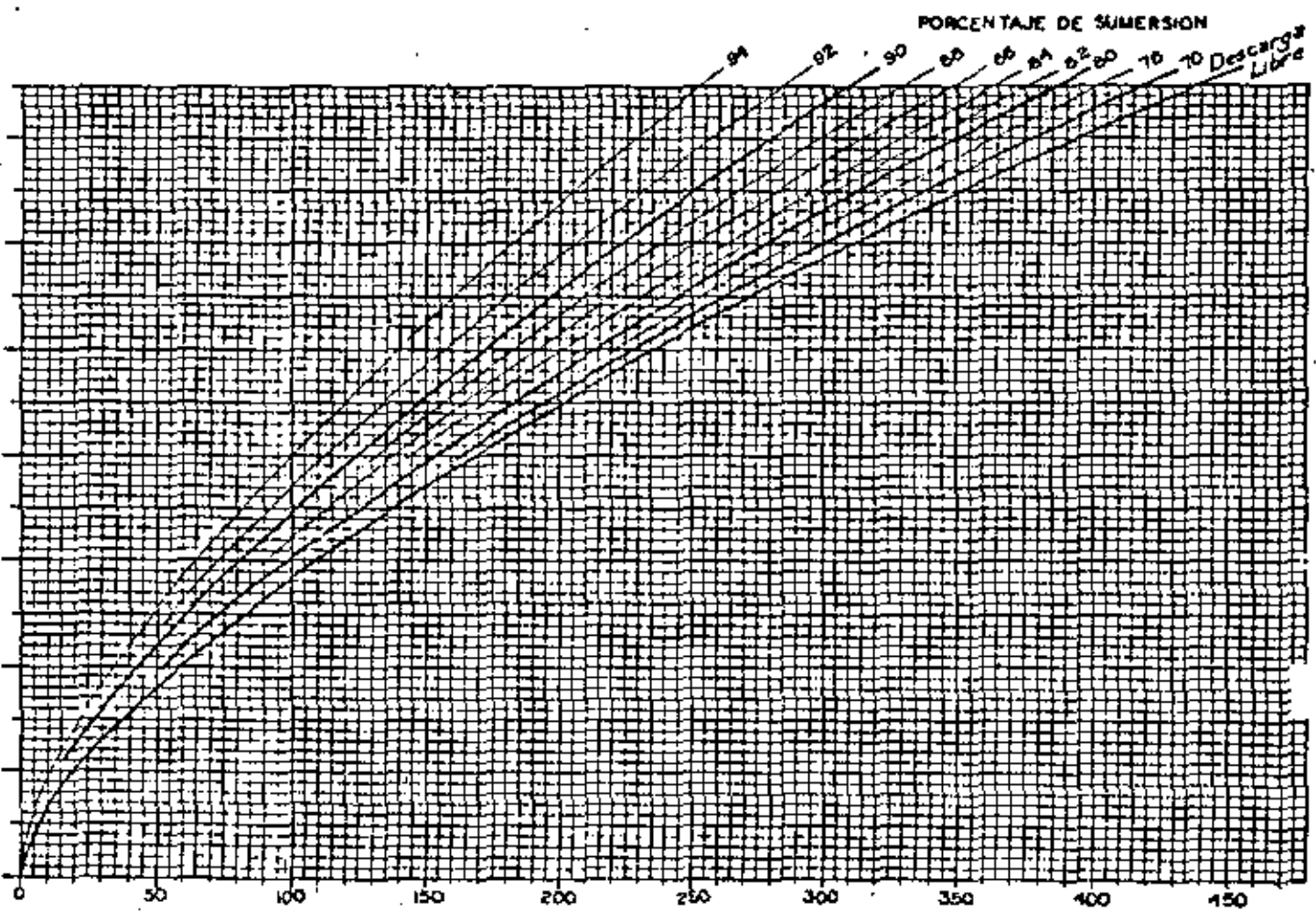
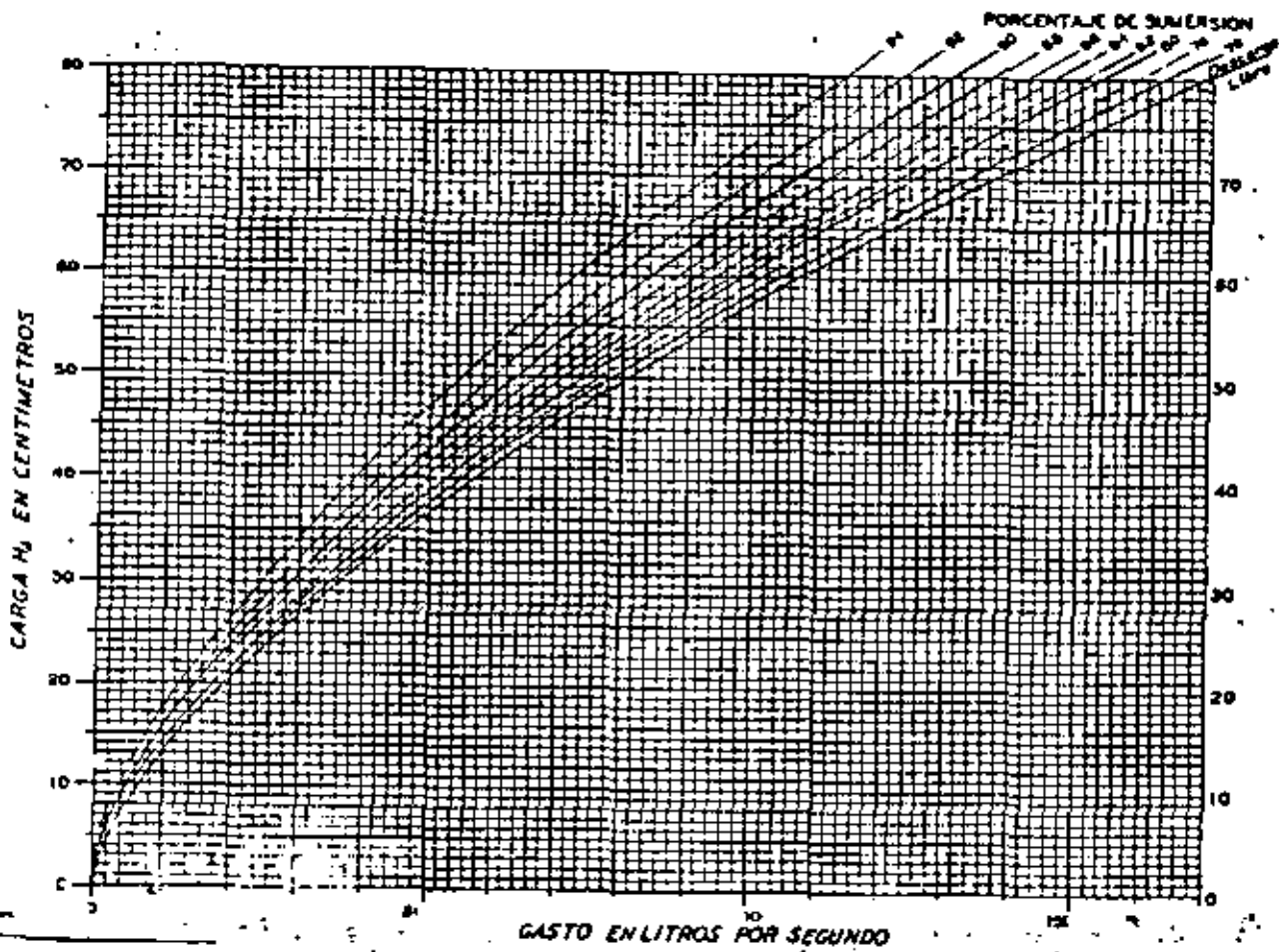


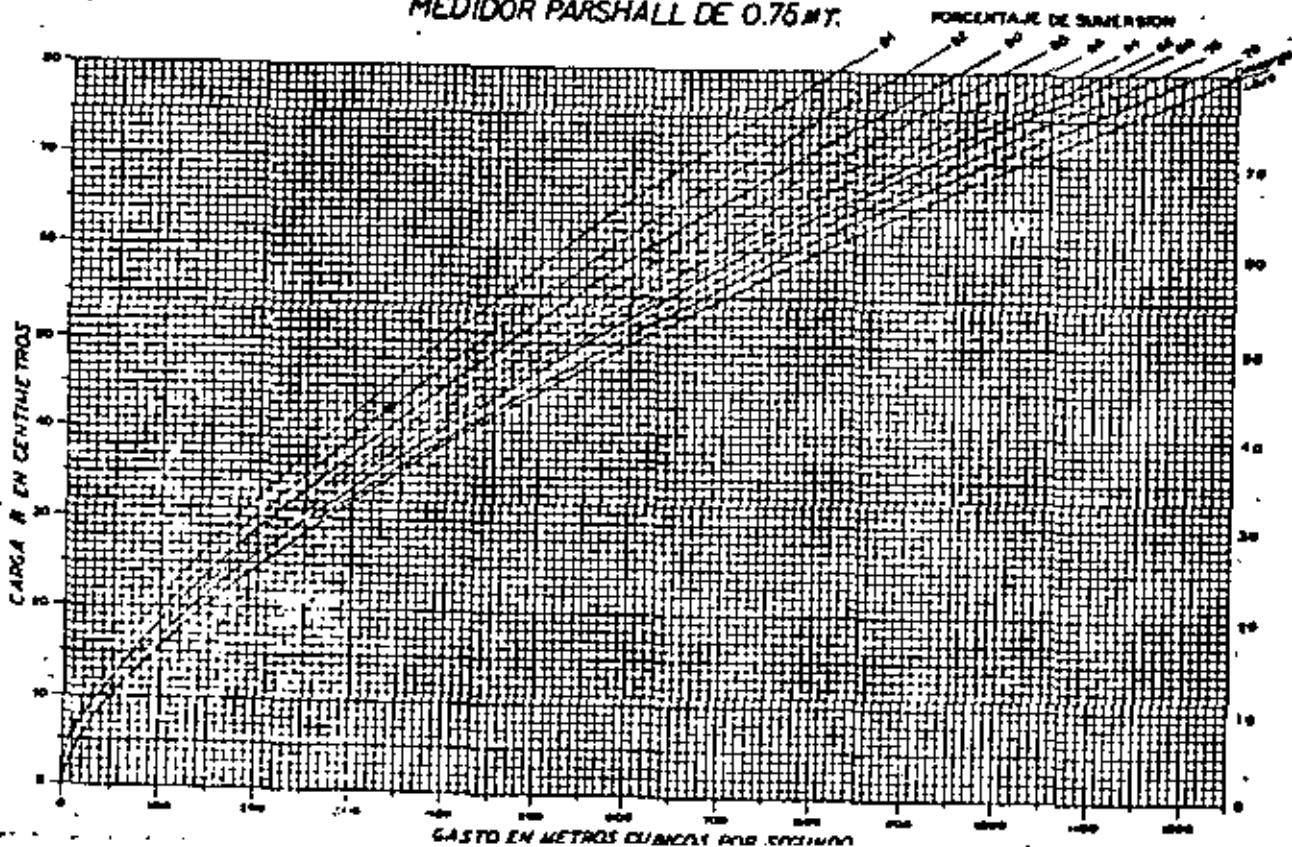
DIAGRAMA DE GASTOS DE UN MEDIDOR PARSHALL DE 0.30 MT.



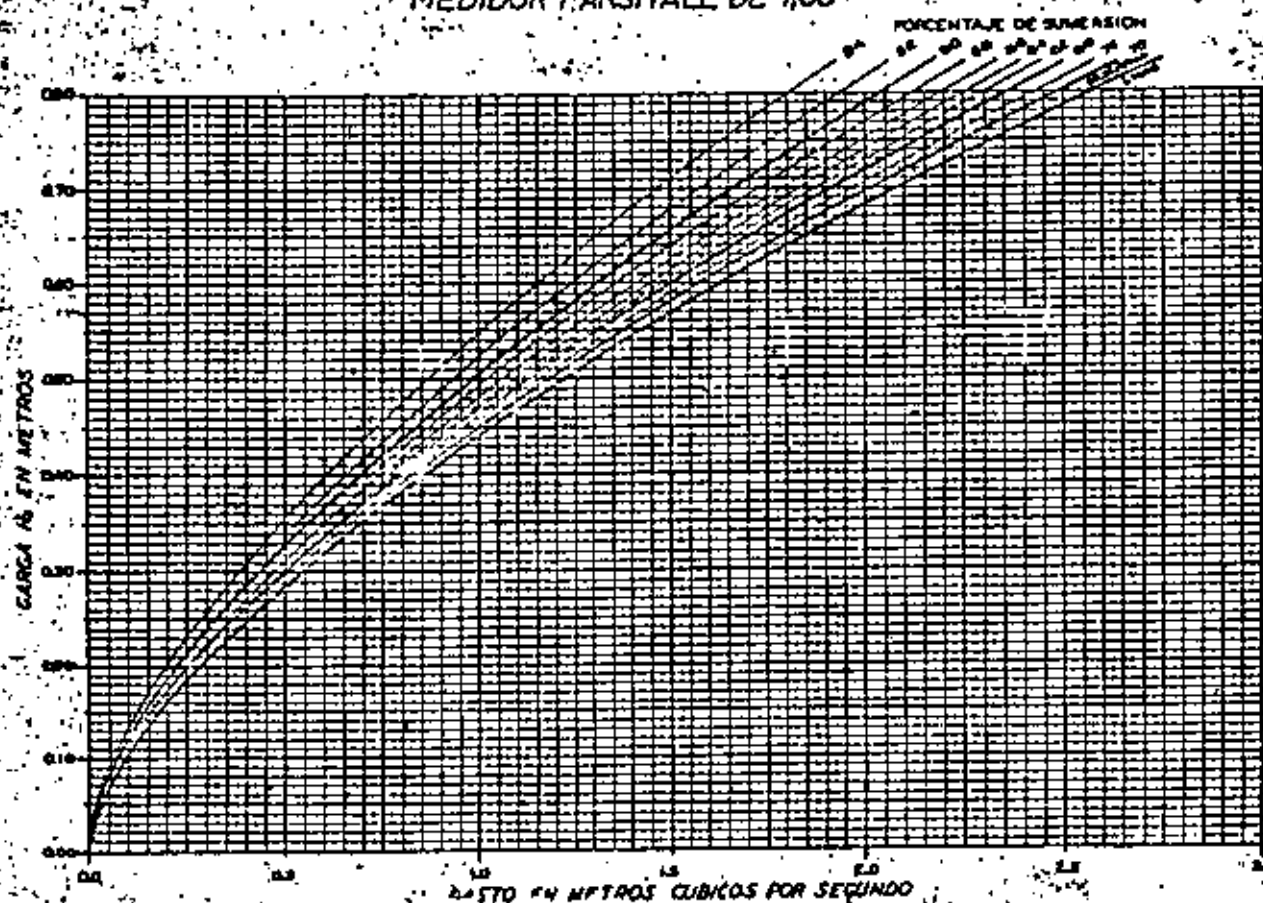
17
**NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN
 MEDIDOR PARSHALL DE 1.00 MT.**



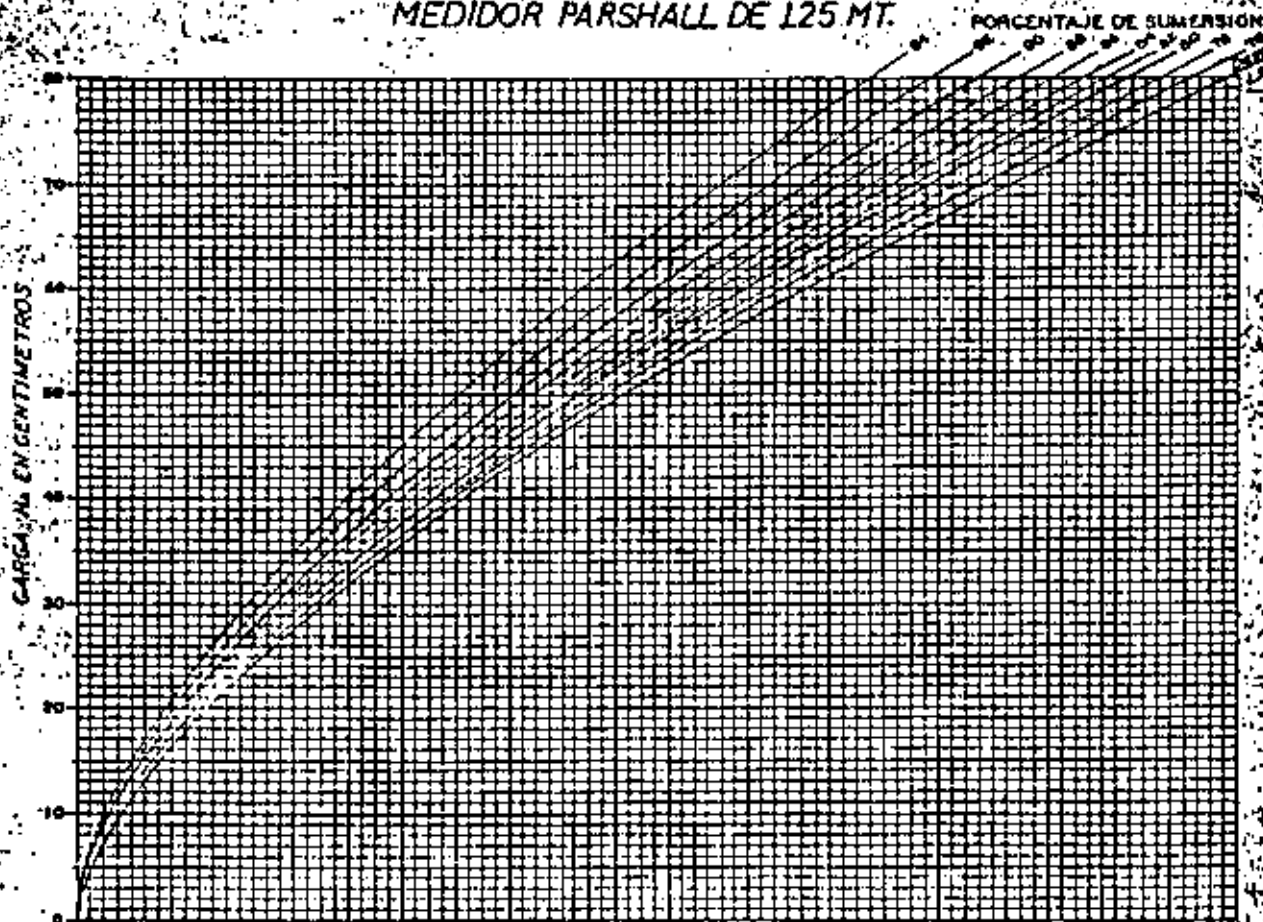
16
**NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN
 MEDIDOR PARSHALL DE 0.75 MT.**

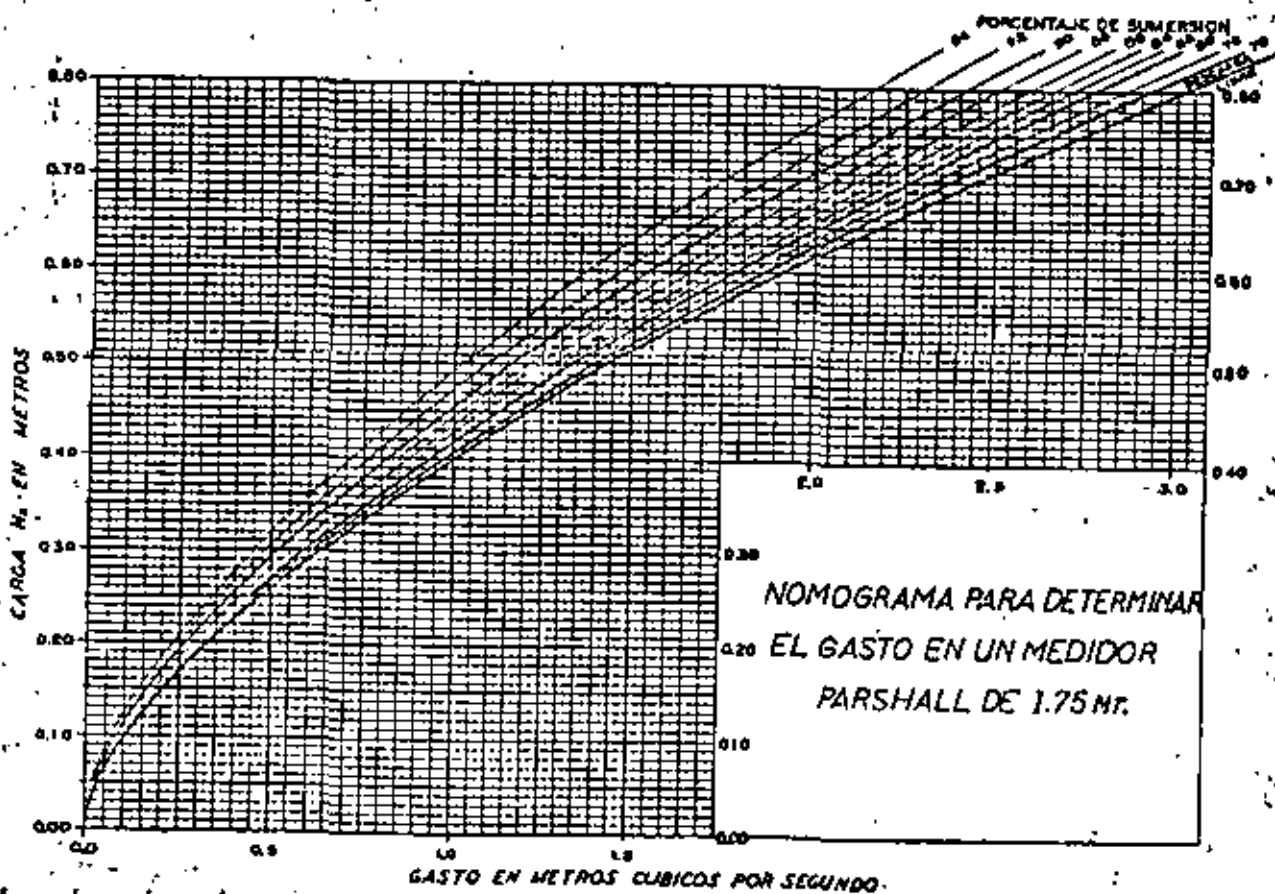
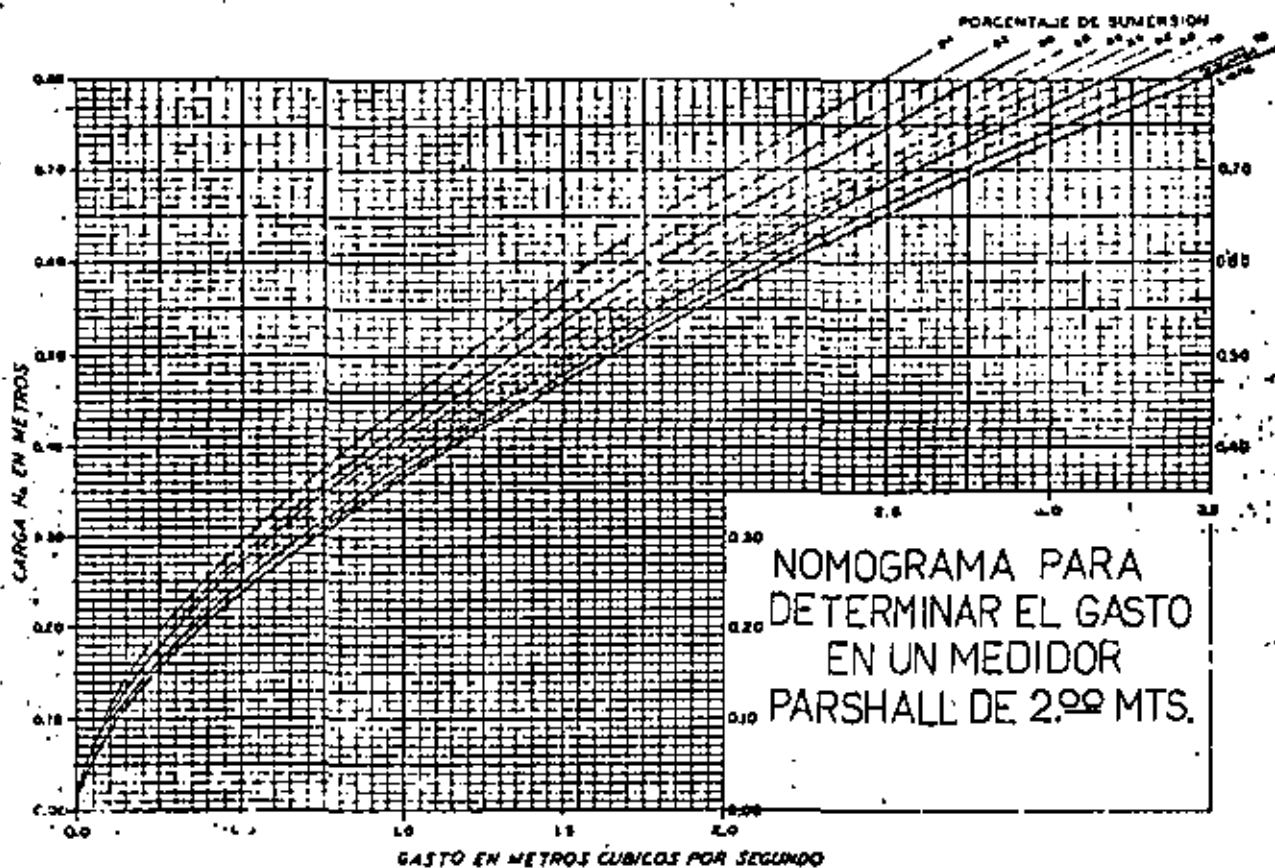


NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 1,50

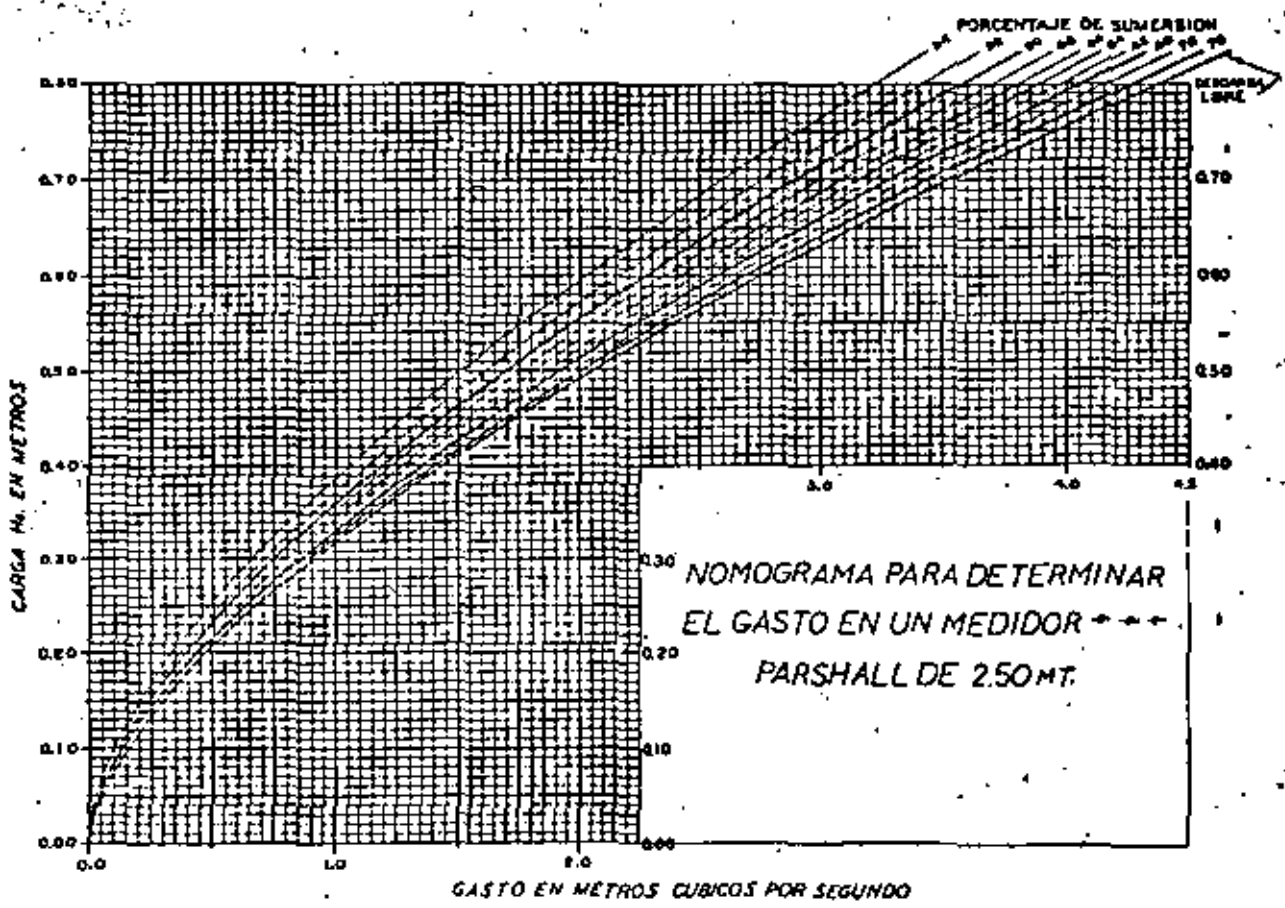
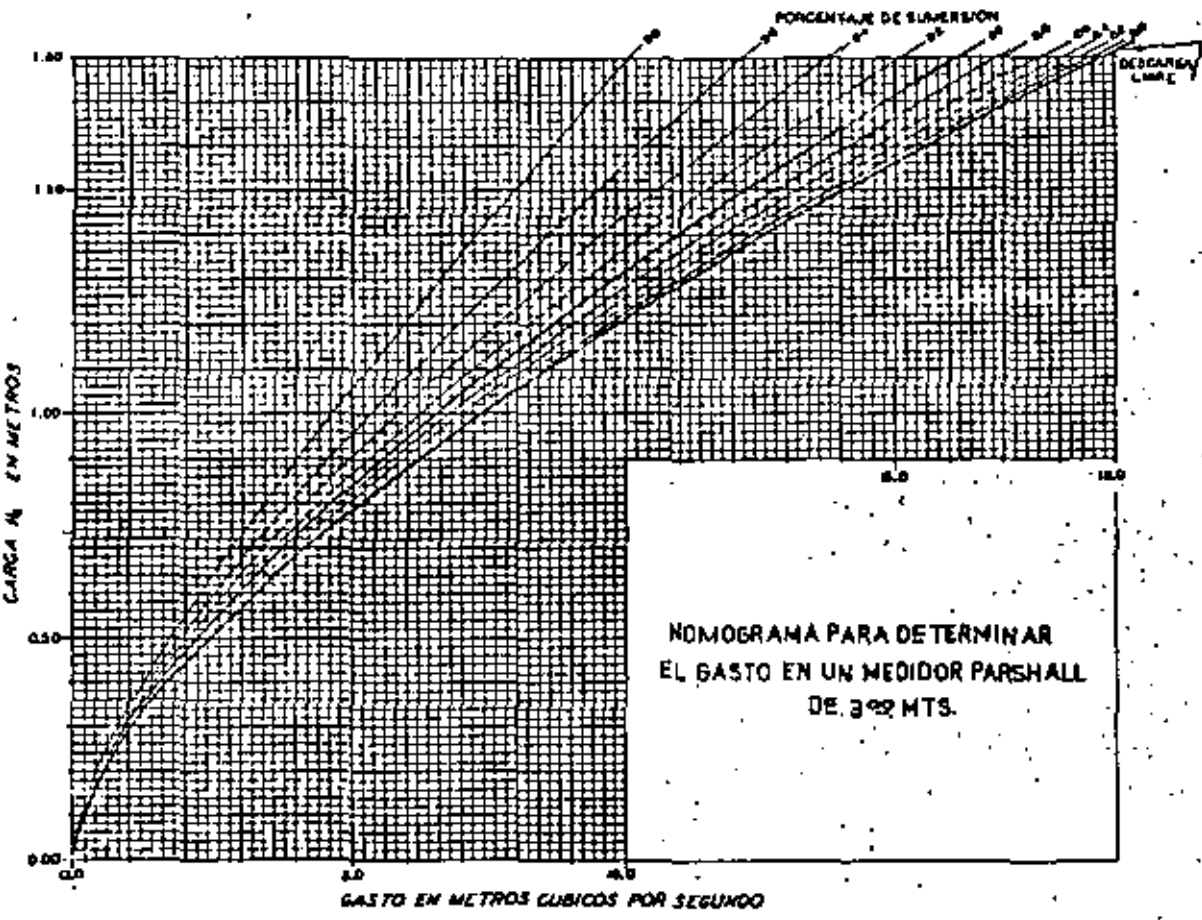


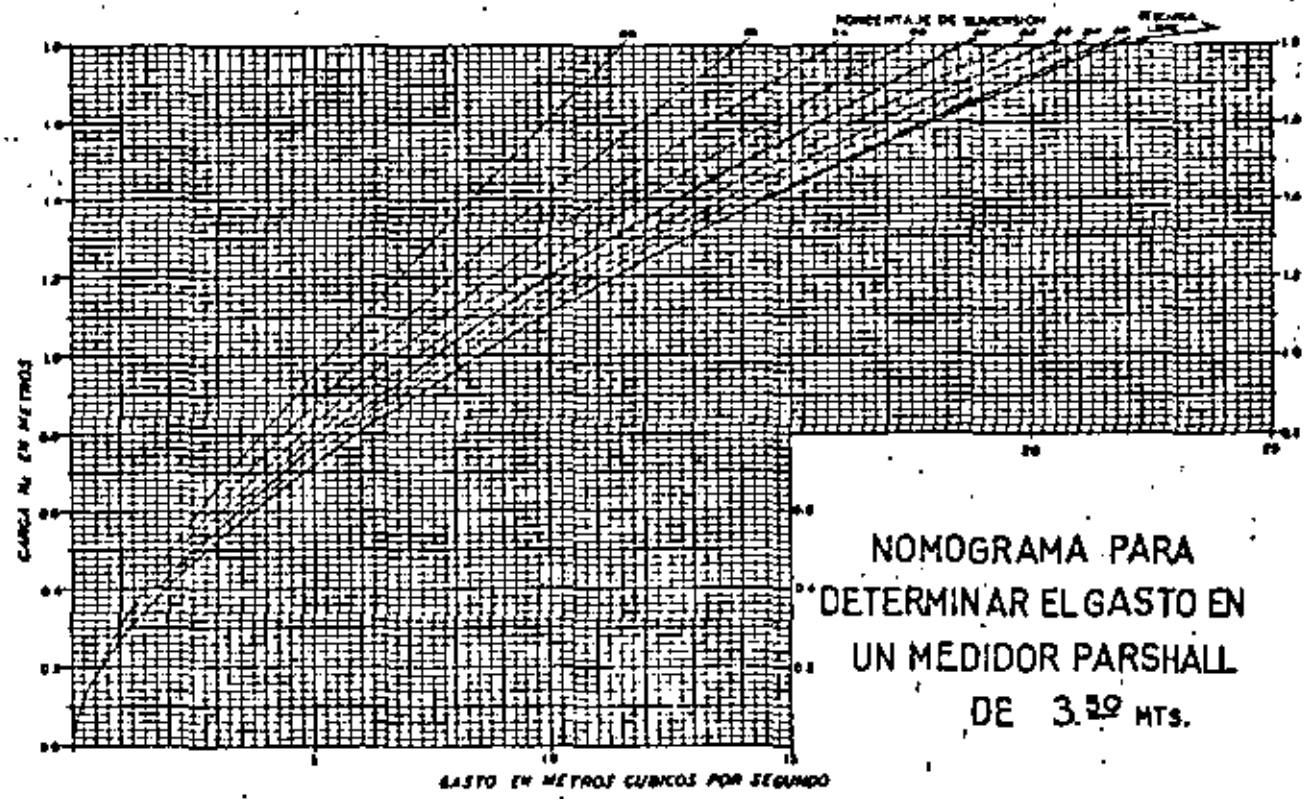
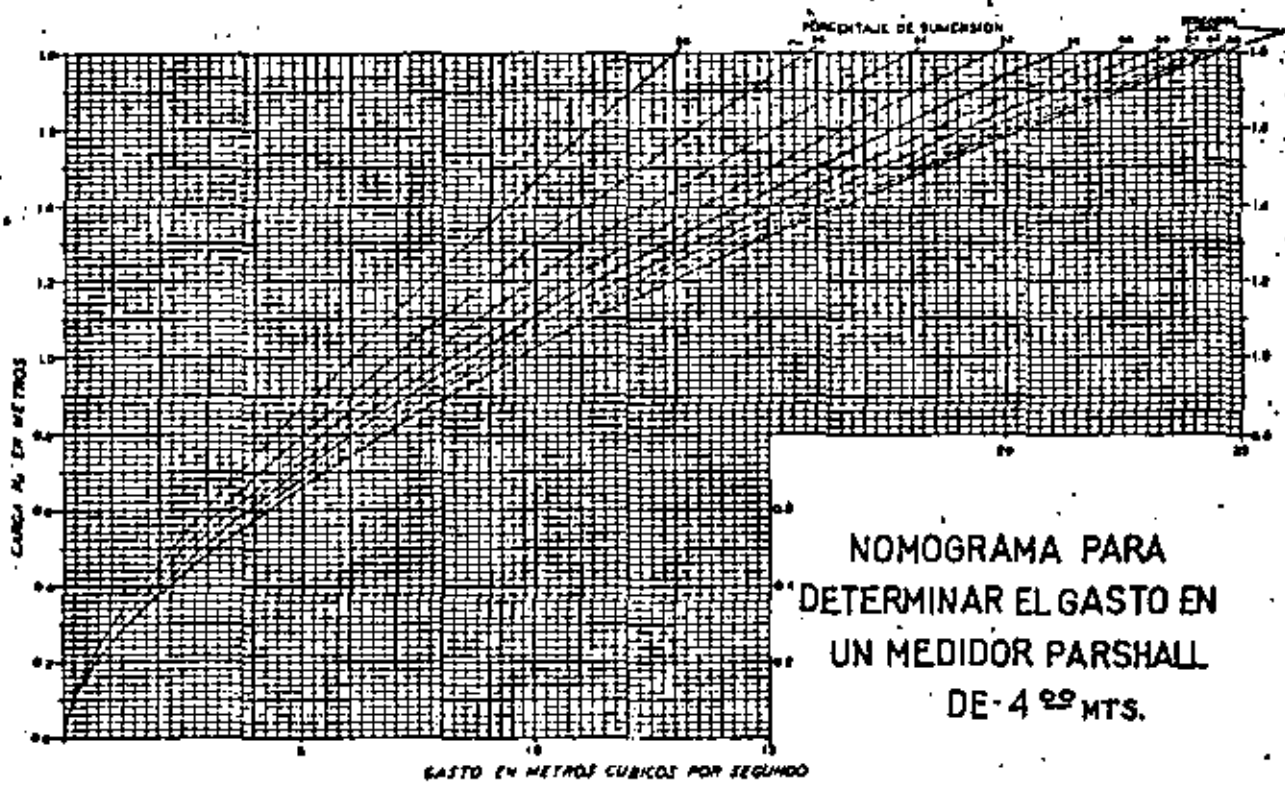
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 125 MT.

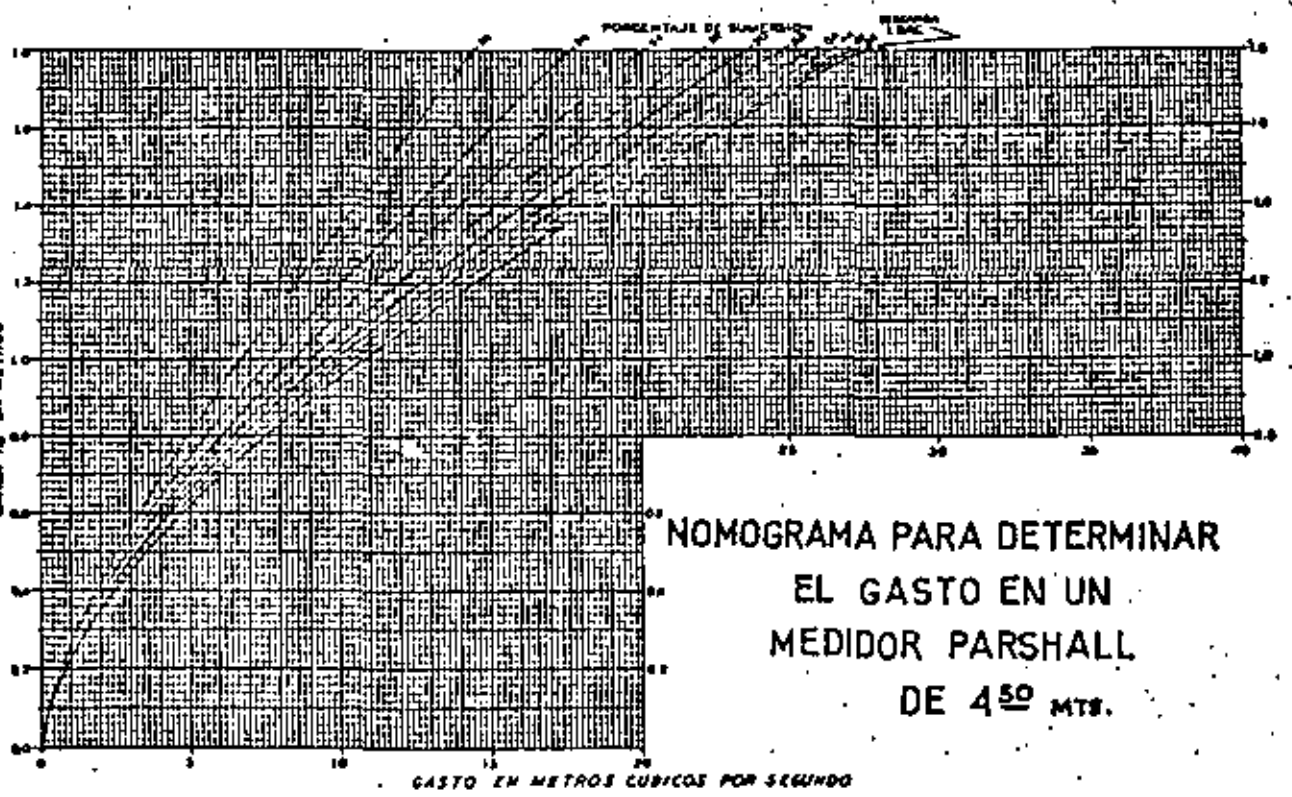
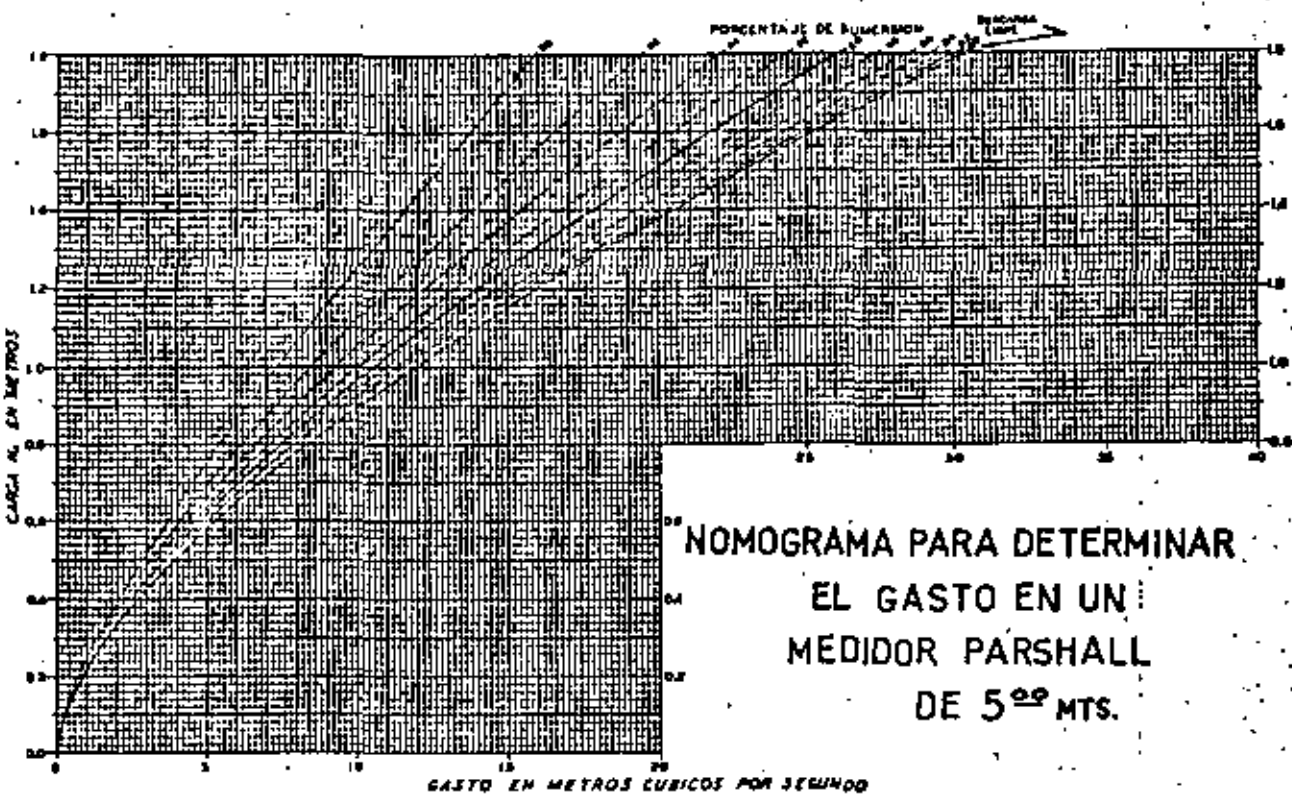


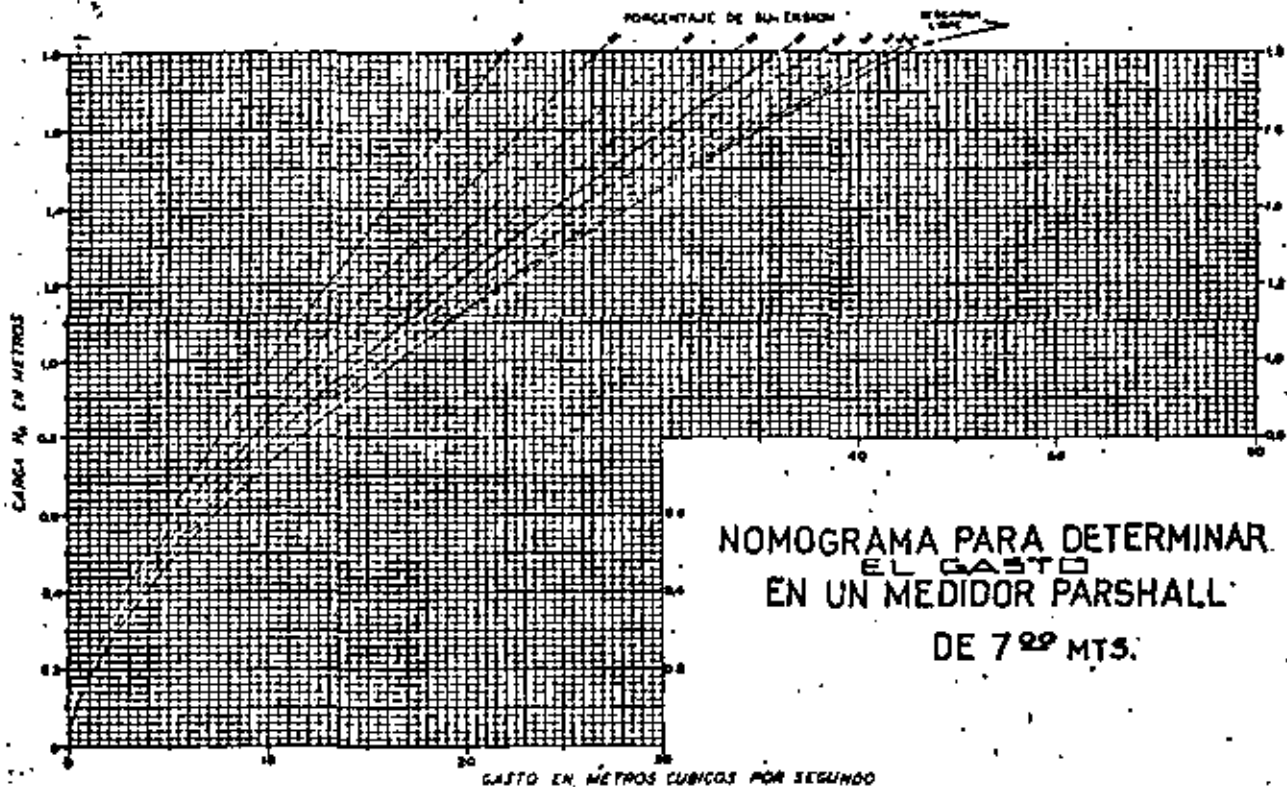


20

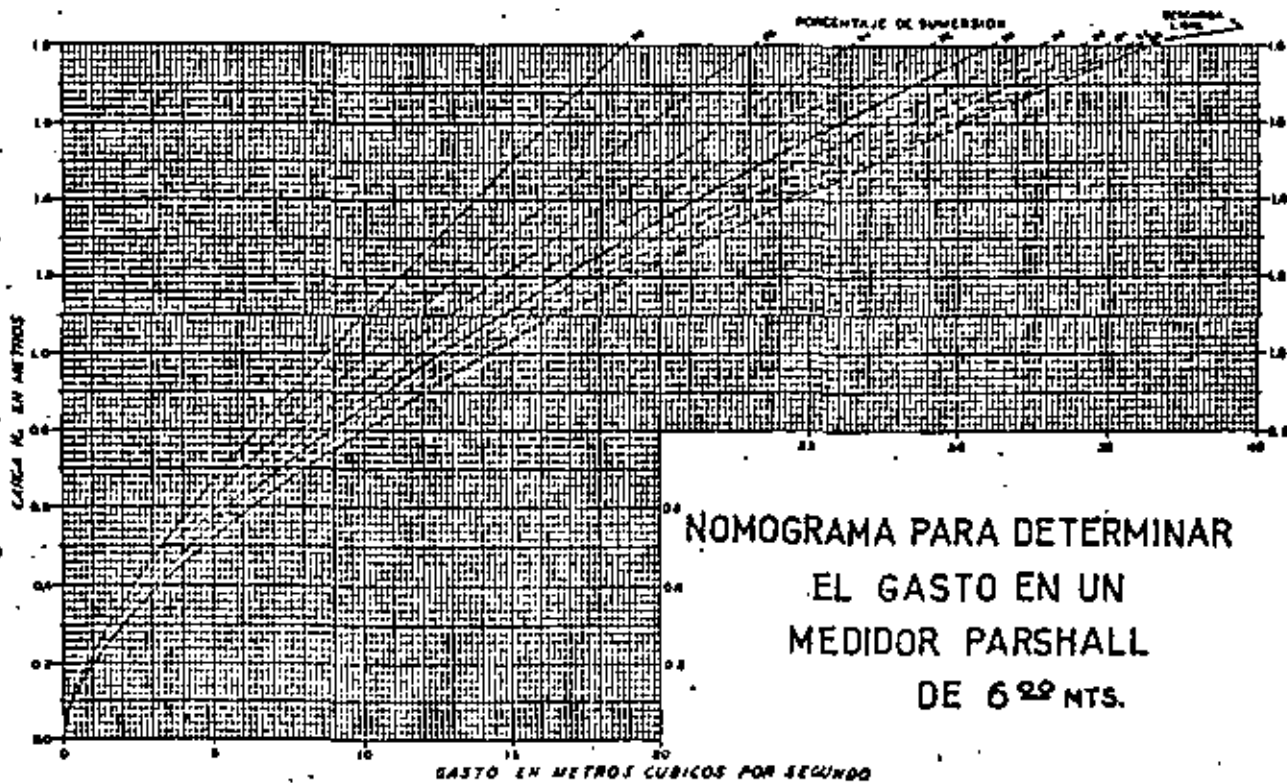




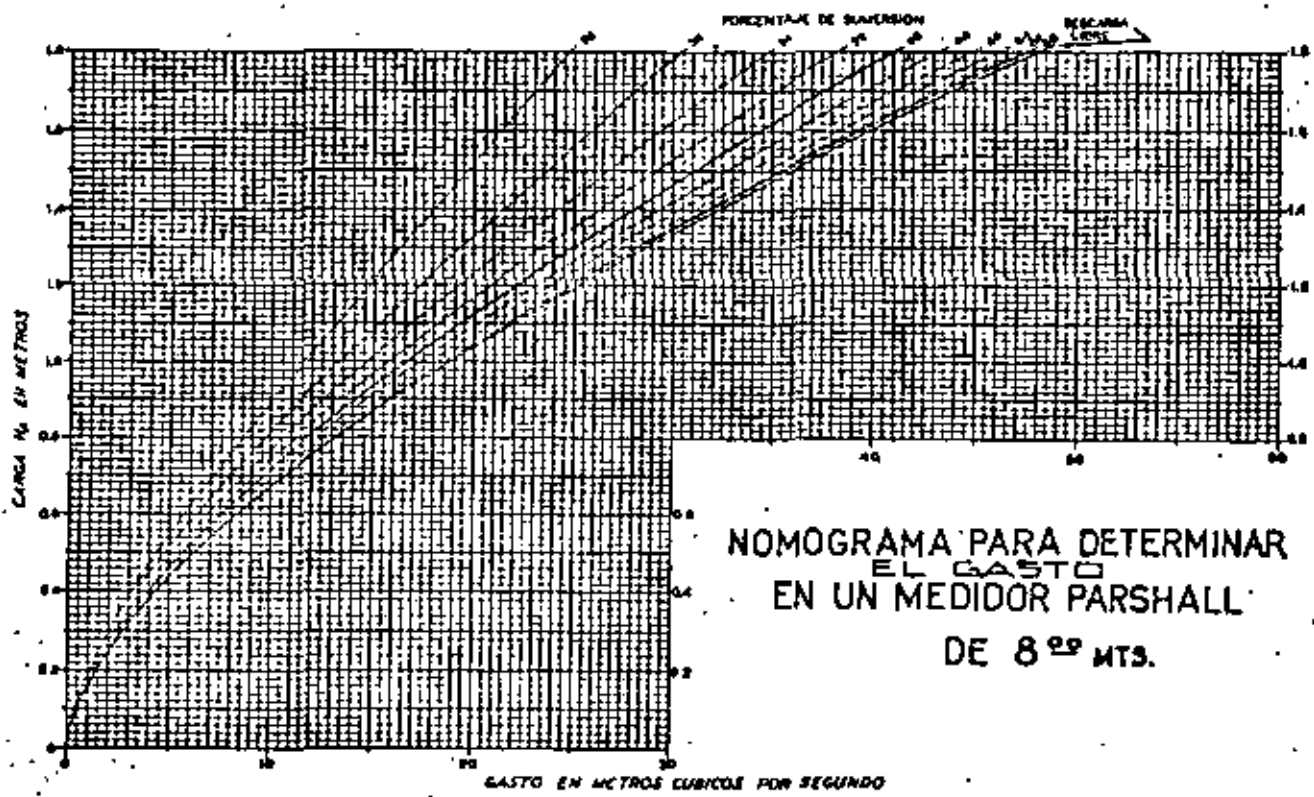
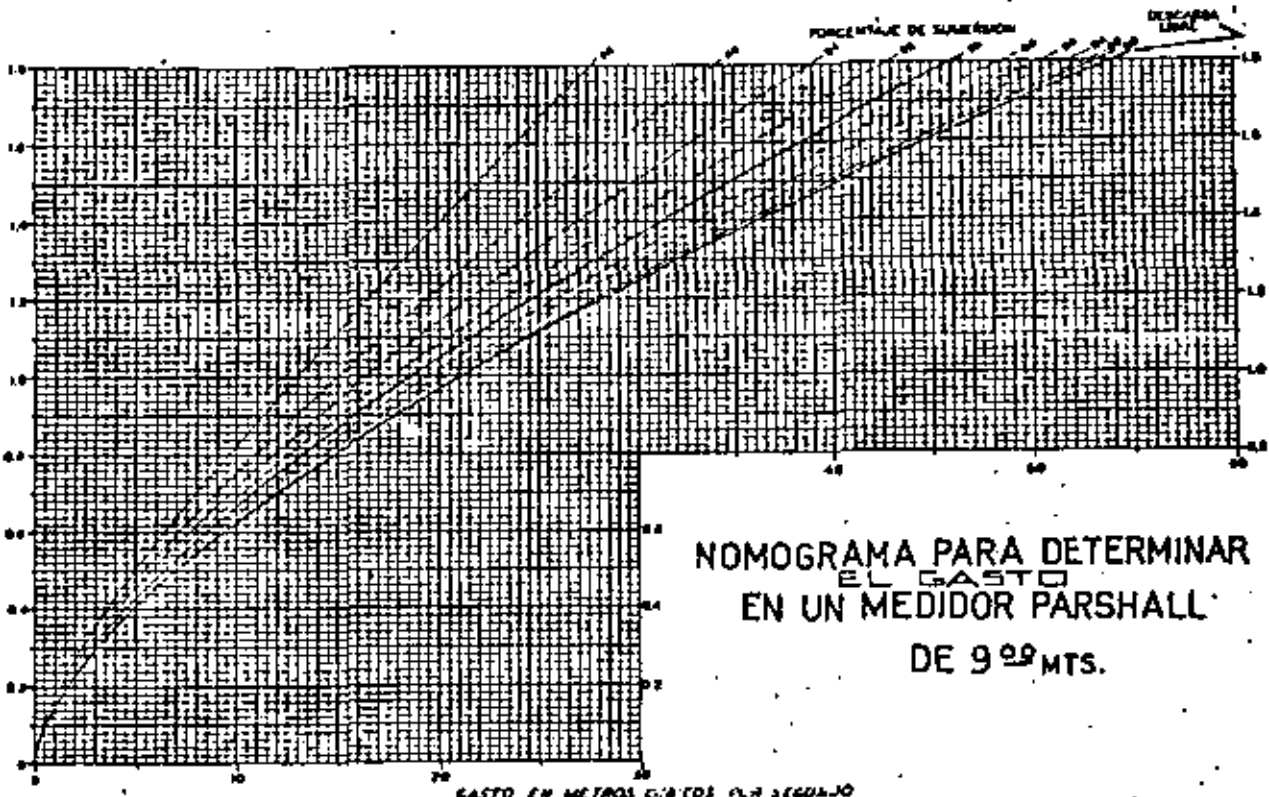


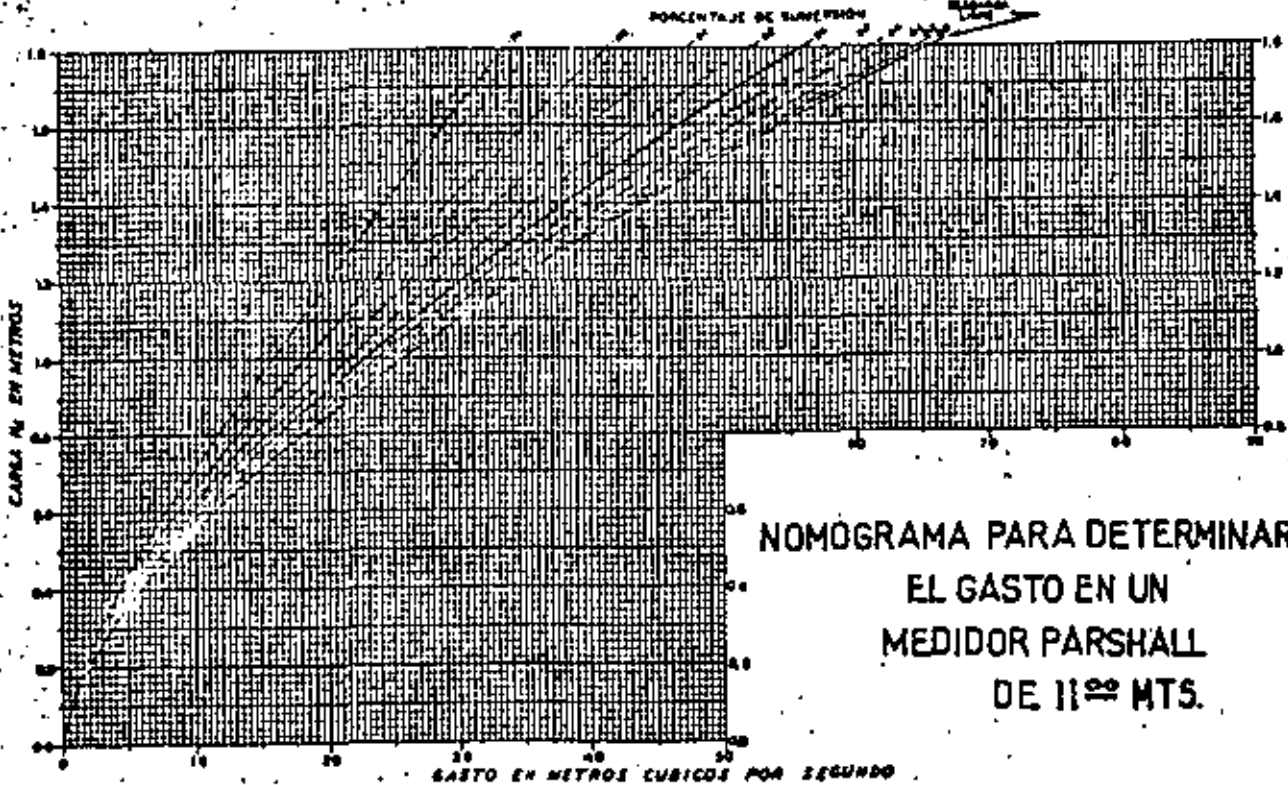


NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO
EN UN MEDIDOR PARSHALL
DE 7⁰⁰ MTS.

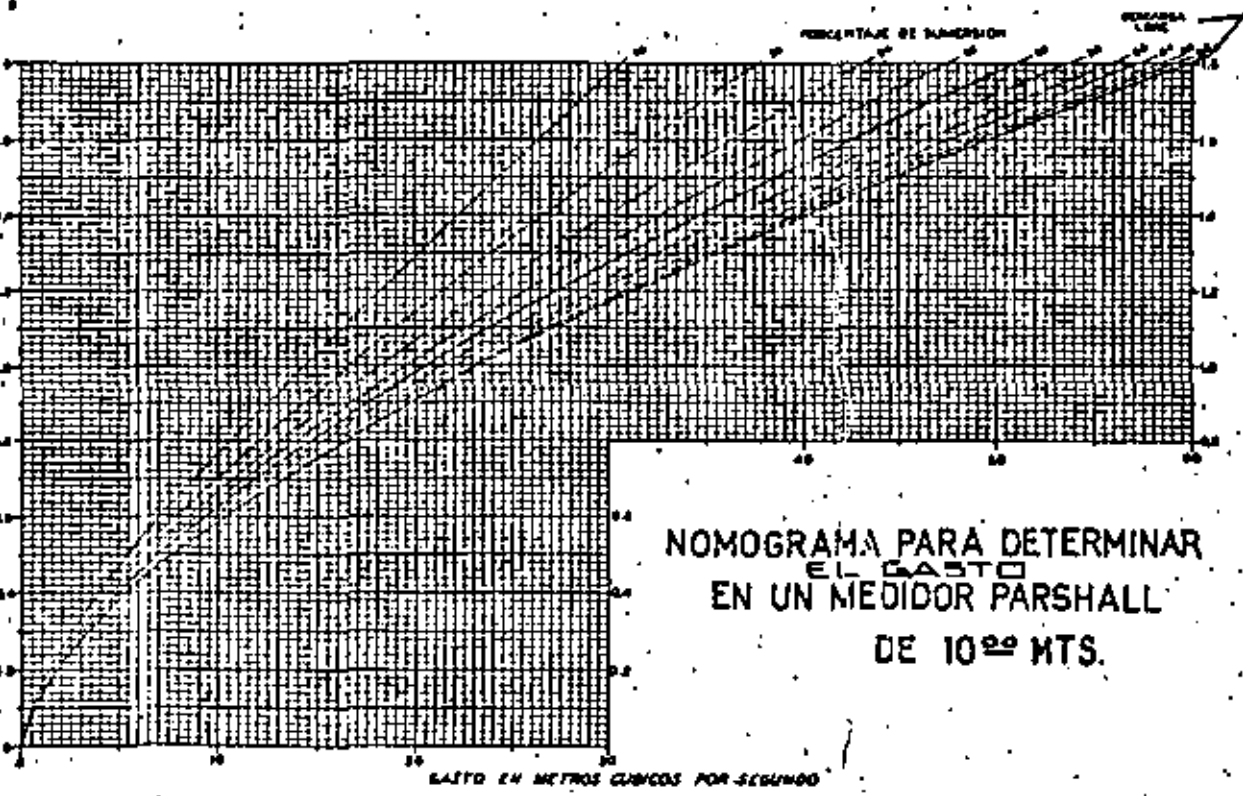


NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL
DE 6⁰⁰ MTS.

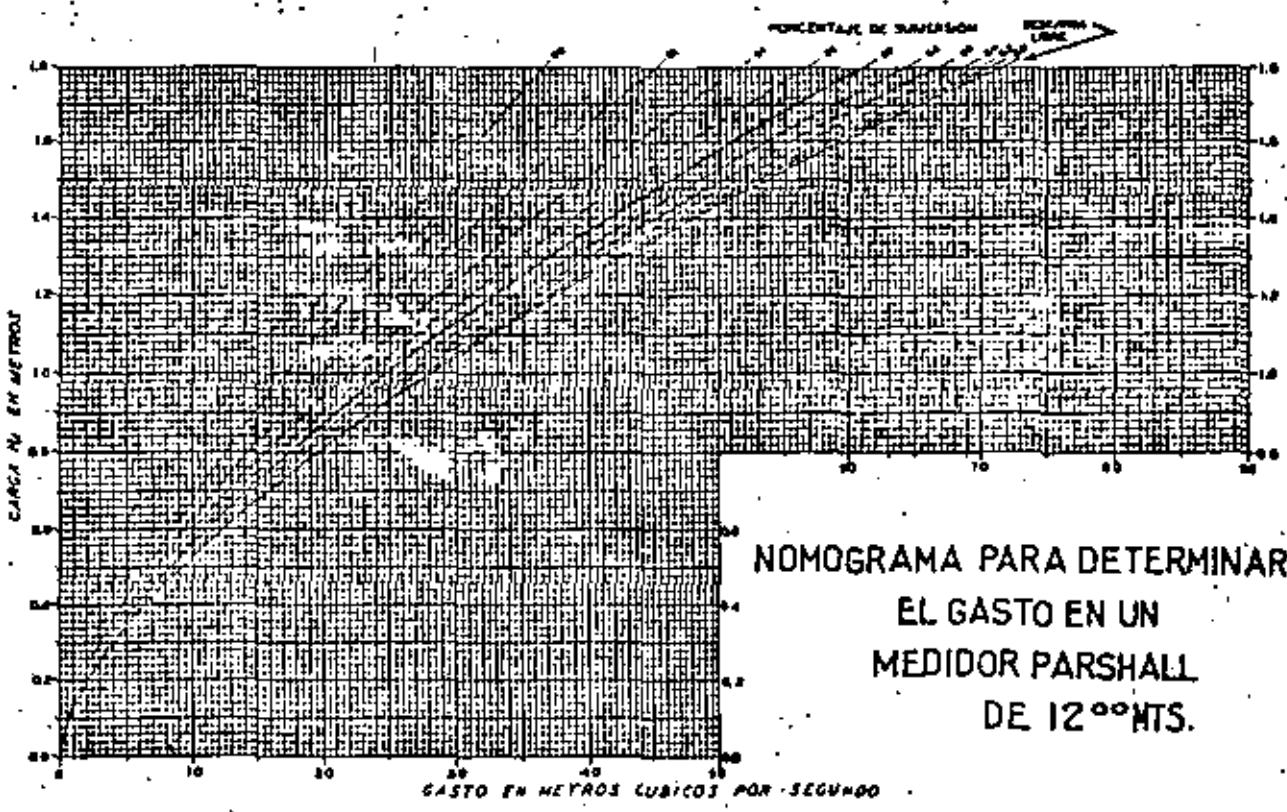
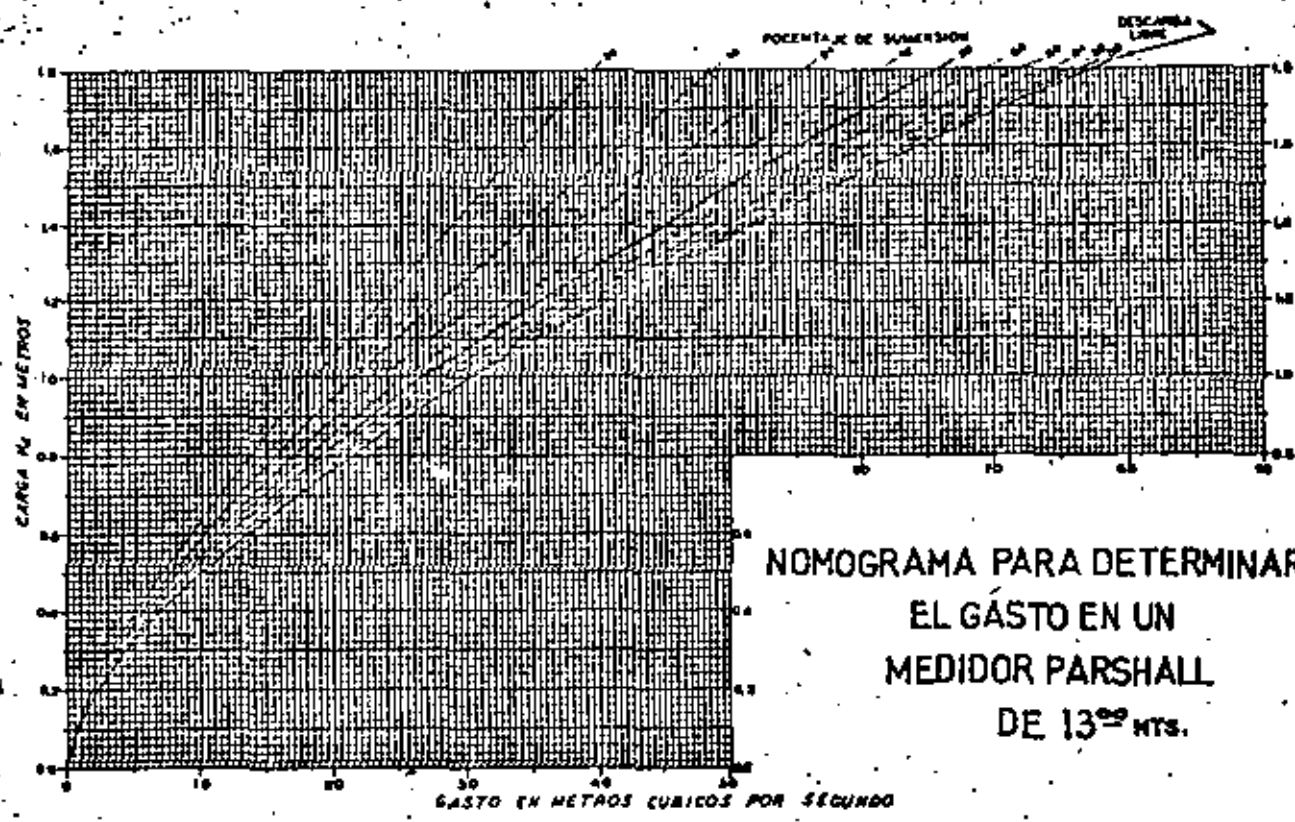


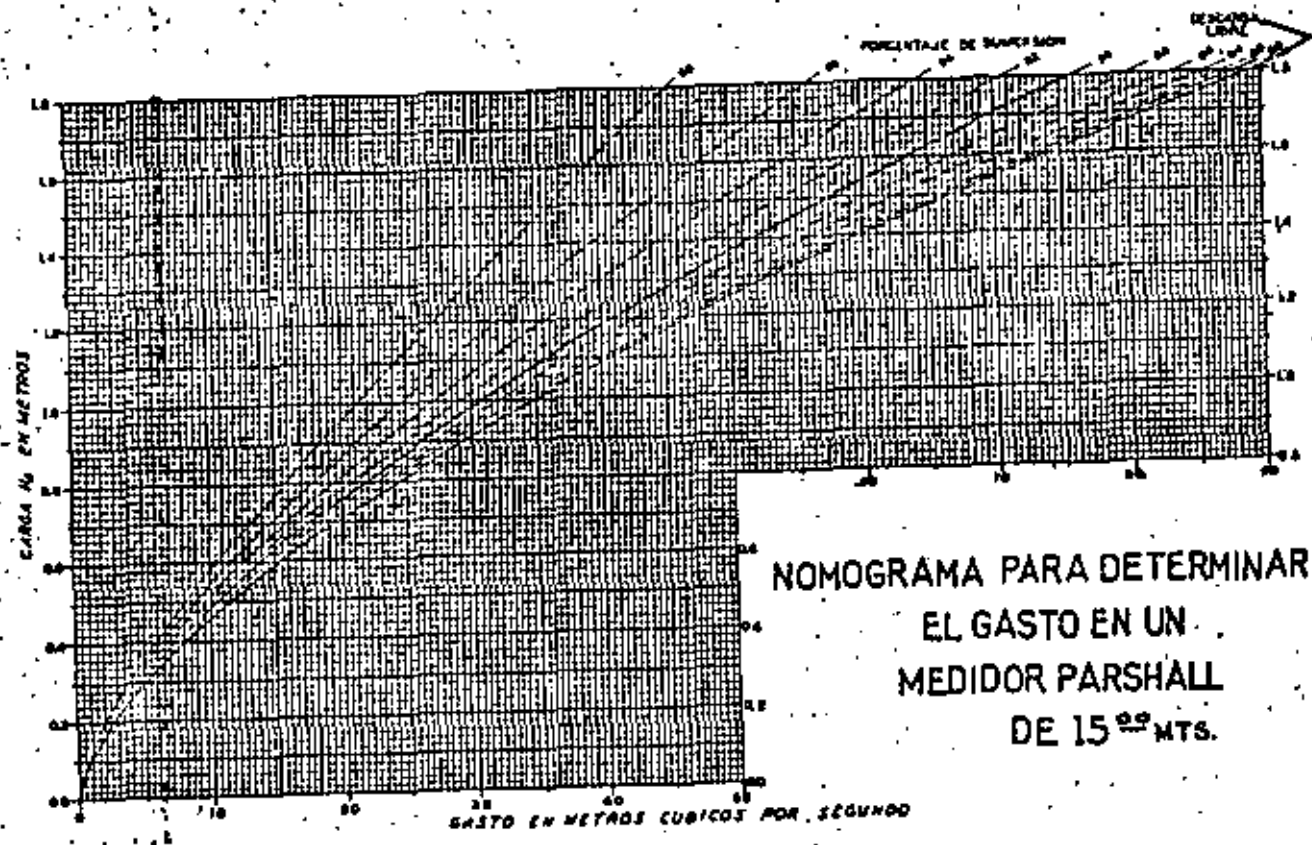


**NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL
DE 11⁰⁰ MTS.**

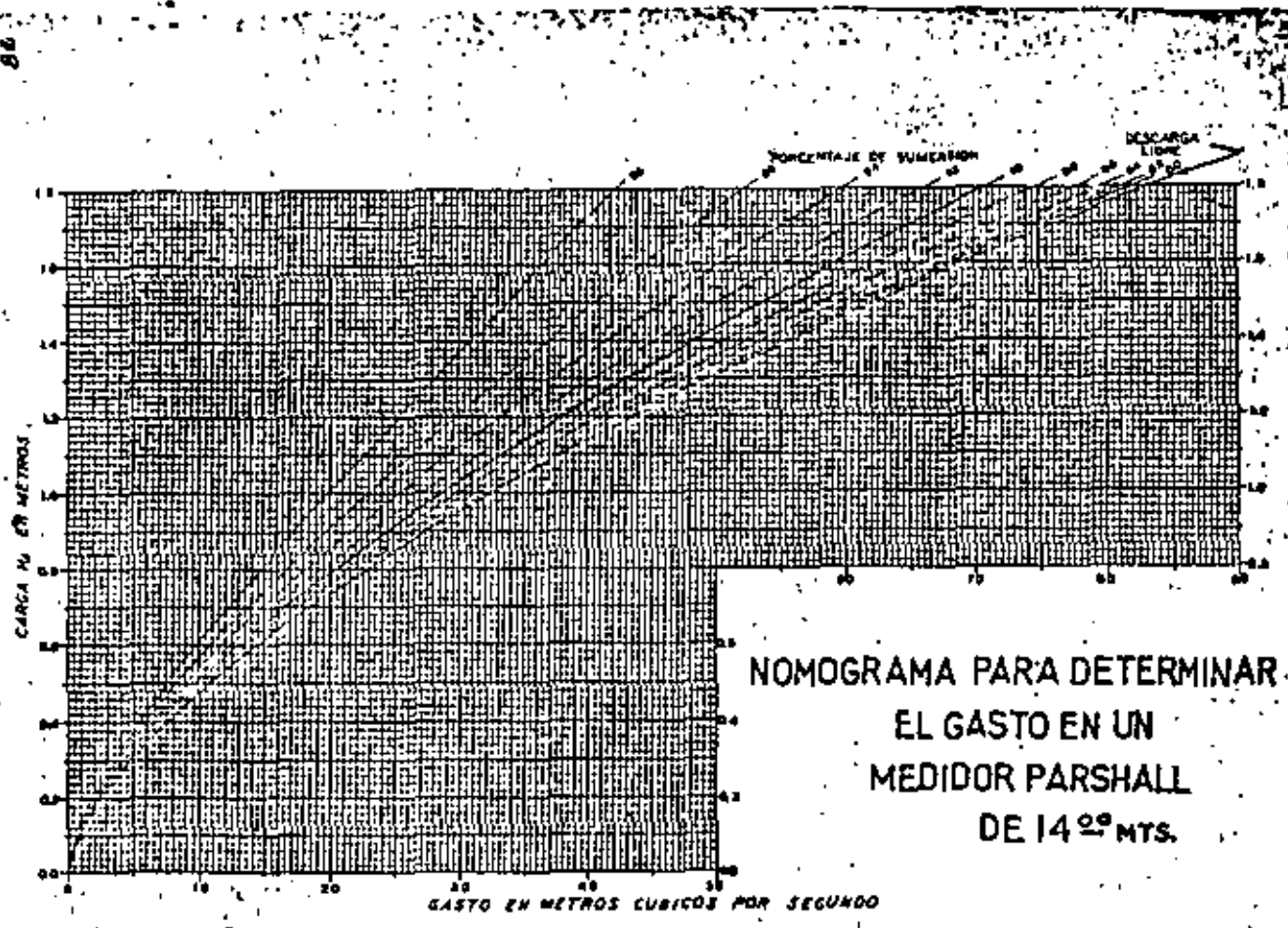


**NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO
EN UN MEDIDOR PARSHALL
DE 10⁰⁰ MTS.**





NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL
DE 15^{os} MTS.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL
DE 14^{os} MTS.

PORCENTAJE DE SUBMERSION

Table with 13 columns (72-94) and 13 rows (5-80) showing percentage of submersion values.

TABLA N.º 11

CANTO EN METROS CUBICOS POR SEGURO DE UN MEDIDOR PARALELO DE 1.00 METROS

PORCENTAJE DE SUBMERSION

Table with 13 columns (72-94) and 13 rows (5-80) showing percentage of submersion values.

TABLA N.º 12

CANTO EN METROS CUBICOS POR SEGURO DE UN MEDIDOR DE 2.00 METROS

PORCENTAJE DE SUBMERSION

Table with 13 columns (72-94) and 13 rows (5-80) showing percentage of submersion values.

Table with 14 columns (CARGA, METROS CUBICOS, 70-94) and 13 rows (5-80) showing percentage of submersion values.

TABLA N.º 13

0.30

CANTO EN METROS CUBICOS POR SEGURO DE UN MEDIDOR PARALELO DE 3.00 METROS

Table with 14 columns (CARGA, METROS CUBICOS, 80-96) and 13 rows (0.10-2.00) showing percentage of submersion values.

PORCENTAJE DE SUBMERSION

Table with 11 columns (80-98) and 20 rows of data for percentage of submersion.

TABLA N.º 16.

BASE DE DATOS CUBICOS POR SECCION EN UN MEDIDOR PARALELO DE 4.00 METROS

PORCENTAJE DE SUBMERSION

Table with 11 columns (80-98) and 20 rows of data for percentage of submersion.

PORCENTAJE DE SUBMERSION

Table with 11 columns (80-98) and 20 rows of data for percentage of submersion, including a 'LARGO' column.

TABLA N.º 18.

BASE DE DATOS CUBICOS POR SECCION EN UN MEDIDOR PARALELO DE 4.00 METROS

PORCENTAJE DE SUBMERSION

Table with 11 columns (80-98) and 20 rows of data for percentage of submersion, including a 'LARGO' column.

TABLE DE NIVEAU CRITIQUE PAR SERVICE DE 10,00 METRES

Cote de la FH M.T.S.	Niveau Ligne	PORCENTAJE DE SUBMERSION									
		20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0.10	0.357	0.365	0.353	0.379	0.375	0.368	0.360	0.349	0.339	0.331	0.326
0.20	1.134	1.172	1.163	1.170	1.173	1.169	1.167	1.152	1.136	1.127	1.123
0.30	1.608	1.614	1.569	1.539	1.527	1.522	1.512	1.494	1.468	1.452	1.449
0.40	2.367	2.366	2.332	2.279	2.267	2.260	2.240	2.214	2.178	2.167	2.165
0.50	3.179	3.162	3.109	3.028	2.988	2.972	2.942	2.898	2.845	2.837	2.838
0.60	4.031	4.000	3.929	3.808	3.748	3.732	3.688	3.625	3.552	3.557	3.564
0.70	4.923	4.879	4.789	4.628	4.548	4.532	4.468	4.385	4.292	4.313	4.333
0.80	5.855	5.799	5.689	5.488	5.368	5.352	5.268	5.165	5.052	5.083	5.113
0.90	6.827	6.761	6.631	6.388	6.228	6.212	6.108	5.985	5.852	5.893	5.933
1.00	7.839	7.763	7.613	7.328	7.138	7.122	6.998	6.855	6.702	6.753	6.803
1.10	8.881	8.795	8.625	8.298	8.068	8.052	7.908	7.745	7.572	7.633	7.693
1.20	9.953	9.857	9.667	9.298	9.028	9.012	8.848	8.665	8.472	8.543	8.613
1.30	11.055	10.949	10.729	10.318	10.008	9.992	9.808	9.605	9.392	9.473	9.543
1.40	12.187	12.071	11.821	11.368	11.018	11.002	10.788	10.555	10.312	10.393	10.473
1.50	13.349	13.223	12.943	12.448	12.058	12.042	11.798	11.535	11.272	11.353	11.433
1.60	14.541	14.405	14.095	13.568	13.138	13.122	12.848	12.555	12.272	12.353	12.433
1.70	15.763	15.617	15.277	14.718	14.258	14.242	13.938	13.615	13.312	13.393	13.473
1.80	17.015	16.859	16.489	15.898	15.408	15.392	15.058	14.715	14.392	14.473	14.553

TABLE III - 2A

TABLE DE NIVEAU CRITIQUE PAR SERVICE DE 10,00 METRES

Cote de la FH M.T.S.	Niveau Ligne	PORCENTAJE DE SUBMERSION									
		20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0.10	0.357	0.365	0.353	0.379	0.375	0.368	0.360	0.349	0.339	0.331	0.326
0.20	1.134	1.172	1.163	1.170	1.173	1.169	1.167	1.152	1.136	1.127	1.123
0.30	1.608	1.614	1.569	1.539	1.527	1.522	1.512	1.494	1.468	1.452	1.449
0.40	2.367	2.366	2.332	2.279	2.267	2.260	2.240	2.214	2.178	2.167	2.165
0.50	3.179	3.162	3.109	3.028	2.988	2.972	2.942	2.898	2.845	2.837	2.838
0.60	4.031	4.000	3.929	3.808	3.748	3.732	3.688	3.625	3.552	3.557	3.564
0.70	4.923	4.879	4.789	4.628	4.548	4.532	4.468	4.385	4.292	4.313	4.333
0.80	5.855	5.799	5.689	5.488	5.368	5.352	5.268	5.165	5.052	5.083	5.113
0.90	6.827	6.761	6.631	6.388	6.228	6.212	6.108	5.985	5.852	5.893	5.933
1.00	7.839	7.763	7.613	7.328	7.138	7.122	6.998	6.855	6.702	6.753	6.803
1.10	8.881	8.795	8.625	8.298	8.068	8.052	7.908	7.745	7.572	7.633	7.693
1.20	9.953	9.857	9.667	9.298	9.028	9.012	8.848	8.665	8.472	8.543	8.613
1.30	11.055	10.949	10.729	10.318	10.008	9.992	9.808	9.605	9.392	9.473	9.543
1.40	12.187	12.071	11.821	11.368	11.018	11.002	10.788	10.555	10.312	10.393	10.473
1.50	13.349	13.223	12.943	12.448	12.058	12.042	11.798	11.535	11.272	11.353	11.433
1.60	14.541	14.405	14.095	13.568	13.138	13.122	12.848	12.555	12.272	12.353	12.433
1.70	15.763	15.617	15.277	14.718	14.258	14.242	13.938	13.615	13.312	13.393	13.473
1.80	17.015	16.859	16.489	15.898	15.408	15.392	15.058	14.715	14.392	14.473	14.553

TABLE DE NIVEAU CRITIQUE PAR SERVICE DE 10,00 METRES

Cote de la FH M.T.S.	Niveau Ligne	PORCENTAJE DE SUBMERSION									
		20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0.10	0.357	0.365	0.353	0.379	0.375	0.368	0.360	0.349	0.339	0.331	0.326
0.20	1.134	1.172	1.163	1.170	1.173	1.169	1.167	1.152	1.136	1.127	1.123
0.30	1.608	1.614	1.569	1.539	1.527	1.522	1.512	1.494	1.468	1.452	1.449
0.40	2.367	2.366	2.332	2.279	2.267	2.260	2.240	2.214	2.178	2.167	2.165
0.50	3.179	3.162	3.109	3.028	2.988	2.972	2.942	2.898	2.845	2.837	2.838
0.60	4.031	4.000	3.929	3.808	3.748	3.732	3.688	3.625	3.552	3.557	3.564
0.70	4.923	4.879	4.789	4.628	4.548	4.532	4.468	4.385	4.292	4.313	4.333
0.80	5.855	5.799	5.689	5.488	5.368	5.352	5.268	5.165	5.052	5.083	5.113
0.90	6.827	6.761	6.631	6.388	6.228	6.212	6.108	5.985	5.852	5.893	5.933
1.00	7.839	7.763	7.613	7.328	7.138	7.122	6.998	6.855	6.702	6.753	6.803
1.10	8.881	8.795	8.625	8.298	8.068	8.052	7.908	7.745	7.572	7.633	7.693
1.20	9.953	9.857	9.667	9.298	9.028	9.012	8.848	8.665	8.472	8.543	8.613
1.30	11.055	10.949	10.729	10.318	10.008	9.992	9.808	9.605	9.392	9.473	9.543
1.40	12.187	12.071	11.821	11.368	11.018	11.002	10.788	10.555	10.312	10.393	10.473
1.50	13.349	13.223	12.943	12.448	12.058	12.042	11.798	11.535	11.272	11.353	11.433
1.60	14.541	14.405	14.095	13.568	13.138	13.122	12.848	12.555	12.272	12.353	12.433
1.70	15.763	15.617	15.277	14.718	14.258	14.242	13.938	13.615	13.312	13.393	13.473
1.80	17.015	16.859	16.489	15.898	15.408	15.392	15.058	14.715	14.392	14.473	14.553

TABLE IV - 2A

TABLE DE NIVEAU CRITIQUE PAR SERVICE DE 10,00 METRES

Cote de la FH M.T.S.	Niveau Ligne	PORCENTAJE DE SUBMERSION									
		20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0.10	0.357	0.365	0.353	0.379	0.375	0.368	0.360	0.349	0.339	0.331	0.326
0.20	1.134	1.172	1.163	1.170	1.173	1.169	1.167	1.152	1.136	1.127	1.123
0.30	1.608	1.614	1.569	1.539	1.527	1.522	1.512	1.494	1.468	1.452	1.449
0.40	2.367	2.366	2.332	2.279	2.267	2.260	2.240	2.214	2.178	2.167	2.165
0.50	3.179	3.162	3.109	3.028	2.988	2.972	2.942	2.898	2.845	2.837	2.838
0.60	4.031	4.000	3.929	3.808	3.748	3.732	3.688	3.625	3.552	3.557	3.564
0.70	4.923	4.879	4.789	4.628	4.548	4.532	4.468	4.385	4.292	4.313	4.333
0.80	5.855	5.799	5.689	5.488	5.368	5.352	5.268	5.165	5.052	5.083	5.113
0.90	6.827	6.761	6.631	6.388	6.228	6.212	6.108	5.985	5.852	5.893	5.933
1.00	7.839	7.763	7.613	7.328	7.138	7.122	6.998	6.855	6.702	6.753	6.803
1.10	8.881	8.795	8.625	8.298	8.068	8.052	7.908	7.745	7.572	7.633	7.693
1.20	9.953	9.857	9.667	9.298	9.028	9.012	8.848	8.665	8.472	8.543	8.613
1.30	11.055	10.949	10.729	10.318	10.008	9.992	9.808	9.605	9.392	9.473	9.543
1.40	12.187	12.071	11.821	11.368	11.018	11.002	10.788	10.555	10.312	10.393	10.473
1.50	13.349	13.223	12.943	12.448	12.058	12.042	11.798	11.535	11.272	11.353	11.433
1.60	14.541	14.405	14.095	13.568	13.138	13.122	12.848	12.555	12.272	12.353	12.433
1.70	15.763	15.617	15.277	14.718	14.258	14.242	13.938	13.615	13.312	13.393	13.473
1.80	17.015	16.859	16.489	15.898	15.408	15.392	15.058	14.715	14.392	14.473	14.553

TABLA DE METROS CUBICOS POR SEGUNDO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 15.00 METROS.

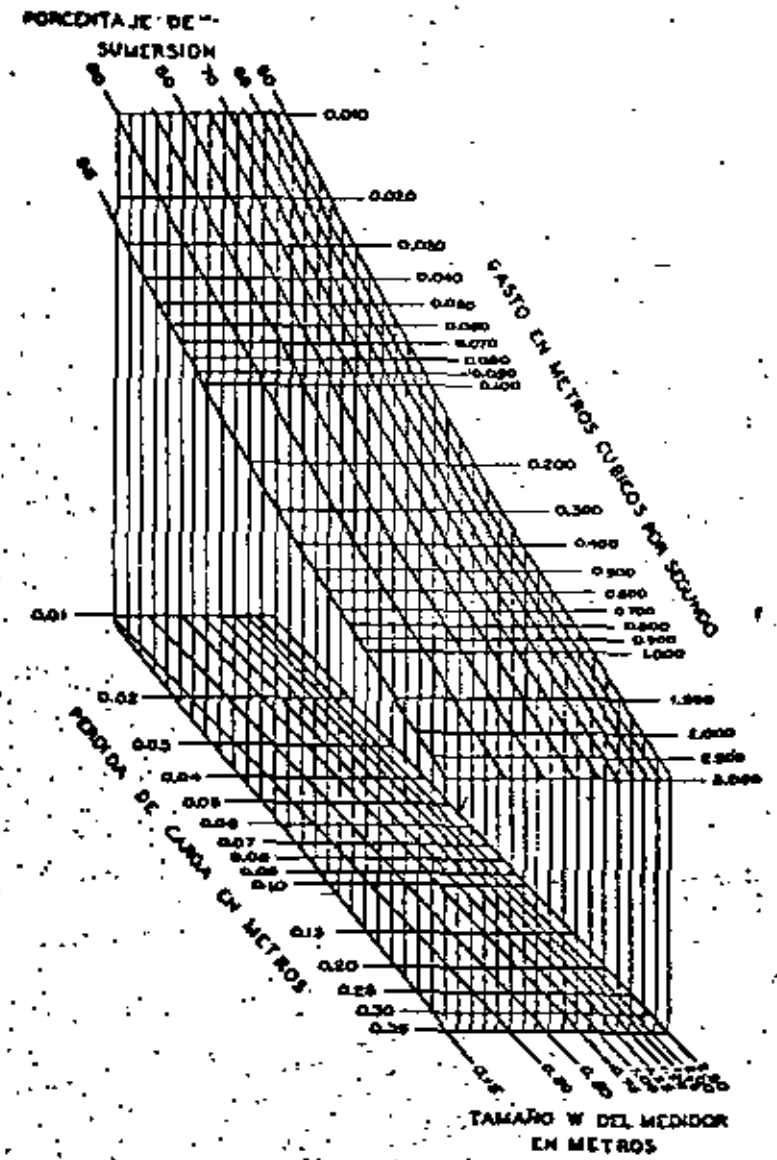
CARGA EN MTZ.	PORCENTAJE DE SUMERSION									
	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
0.10	0.111	0.112	0.113	0.114	0.115	0.116	0.117	0.118	0.119	0.120
0.20	0.179	0.180	0.181	0.182	0.183	0.184	0.185	0.186	0.187	0.188
0.30	0.215	0.216	0.217	0.218	0.219	0.220	0.221	0.222	0.223	0.224
0.40	0.240	0.241	0.242	0.243	0.244	0.245	0.246	0.247	0.248	0.249
0.50	0.258	0.259	0.260	0.261	0.262	0.263	0.264	0.265	0.266	0.267
0.60	0.270	0.271	0.272	0.273	0.274	0.275	0.276	0.277	0.278	0.279
0.70	0.278	0.279	0.280	0.281	0.282	0.283	0.284	0.285	0.286	0.287
0.80	0.283	0.284	0.285	0.286	0.287	0.288	0.289	0.290	0.291	0.292
0.90	0.287	0.288	0.289	0.290	0.291	0.292	0.293	0.294	0.295	0.296
1.00	0.290	0.291	0.292	0.293	0.294	0.295	0.296	0.297	0.298	0.299
1.10	0.292	0.293	0.294	0.295	0.296	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301
1.20	0.294	0.295	0.296	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303
1.30	0.295	0.296	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304
1.40	0.296	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305
1.50	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306
1.60	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307
1.70	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307	0.308
1.80	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307	0.308
1.90	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307	0.308	0.309
2.00	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307	0.308	0.309

TABLA N.º 26.

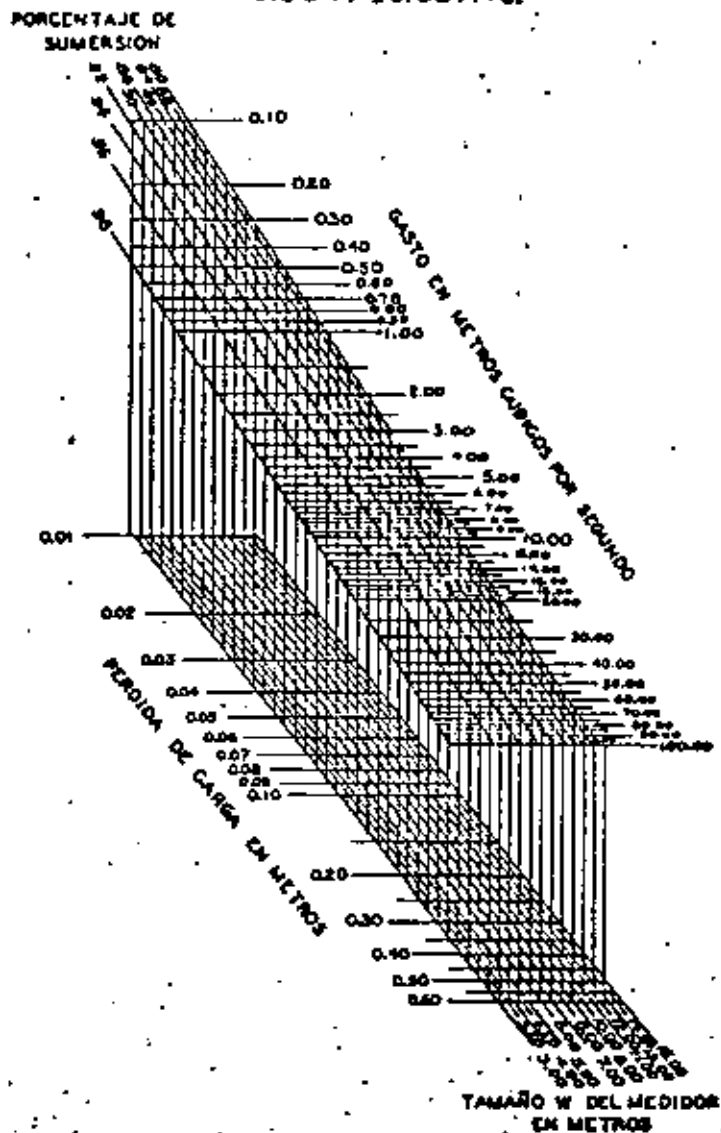
TABLA DE METROS CUBICOS POR SEGUNDO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 15.00 METROS.

CARGA EN MTZ.	PORCENTAJE DE SUMERSION									
	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
0.10	0.111	0.112	0.113	0.114	0.115	0.116	0.117	0.118	0.119	0.120
0.20	0.179	0.180	0.181	0.182	0.183	0.184	0.185	0.186	0.187	0.188
0.30	0.215	0.216	0.217	0.218	0.219	0.220	0.221	0.222	0.223	0.224
0.40	0.240	0.241	0.242	0.243	0.244	0.245	0.246	0.247	0.248	0.249
0.50	0.258	0.259	0.260	0.261	0.262	0.263	0.264	0.265	0.266	0.267
0.60	0.270	0.271	0.272	0.273	0.274	0.275	0.276	0.277	0.278	0.279
0.70	0.278	0.279	0.280	0.281	0.282	0.283	0.284	0.285	0.286	0.287
0.80	0.283	0.284	0.285	0.286	0.287	0.288	0.289	0.290	0.291	0.292
0.90	0.287	0.288	0.289	0.290	0.291	0.292	0.293	0.294	0.295	0.296
1.00	0.290	0.291	0.292	0.293	0.294	0.295	0.296	0.297	0.298	0.299
1.10	0.292	0.293	0.294	0.295	0.296	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301
1.20	0.294	0.295	0.296	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303
1.30	0.295	0.296	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304
1.40	0.296	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305
1.50	0.297	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306
1.60	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307
1.70	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307	0.308
1.80	0.299	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307	0.308
1.90	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307	0.308	0.309
2.00	0.300	0.301	0.302	0.303	0.304	0.305	0.306	0.307	0.308	0.309

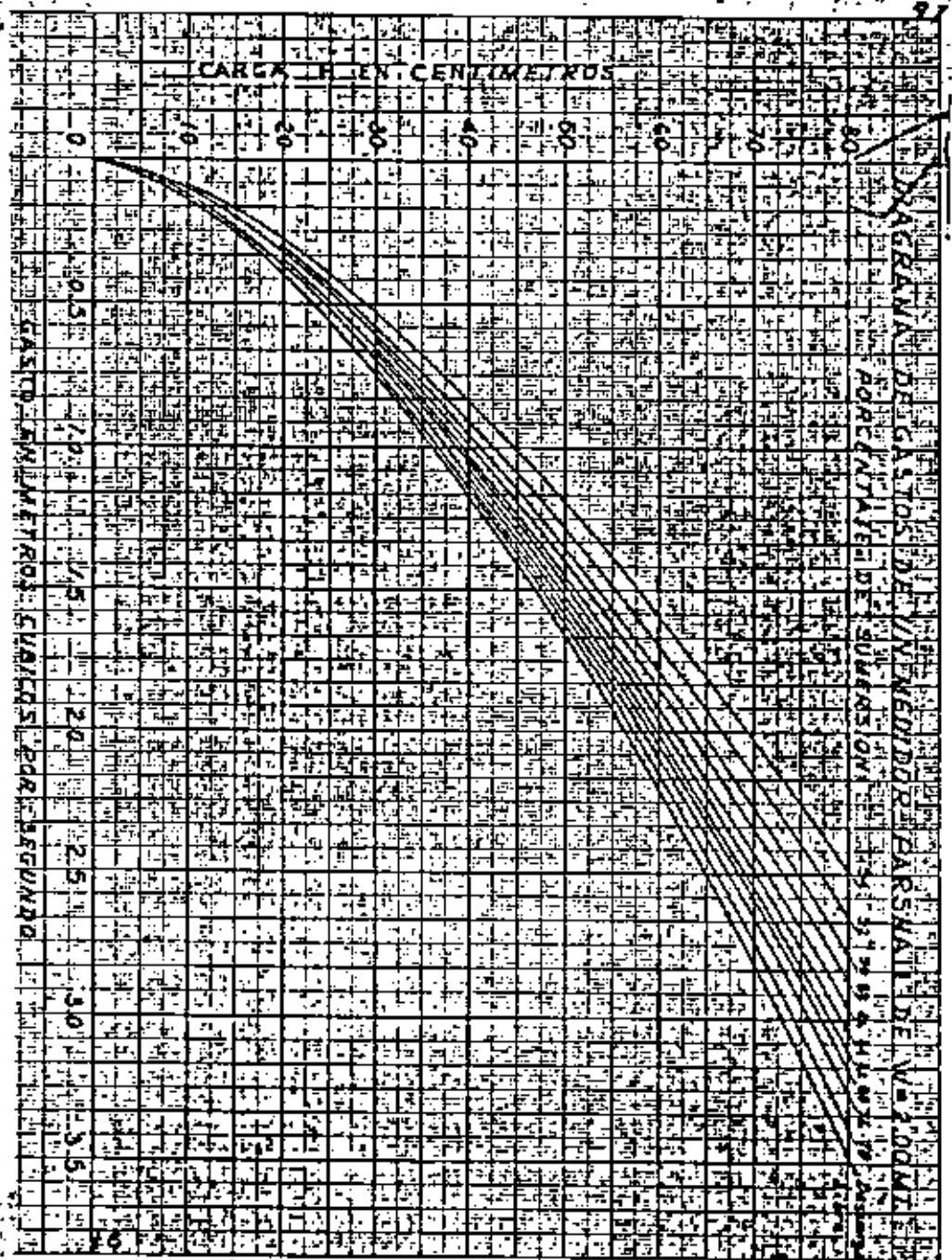
Nomograma para calcular la perdida de carga en medidores Parshall de 0.15 a 2.50 mts.



NOMOGRAMA PARA CALCULAR LA PERDIDA DE CARGA EN MEDIDORES PARSHALL DE 3.00 A 15.00MTS.



96



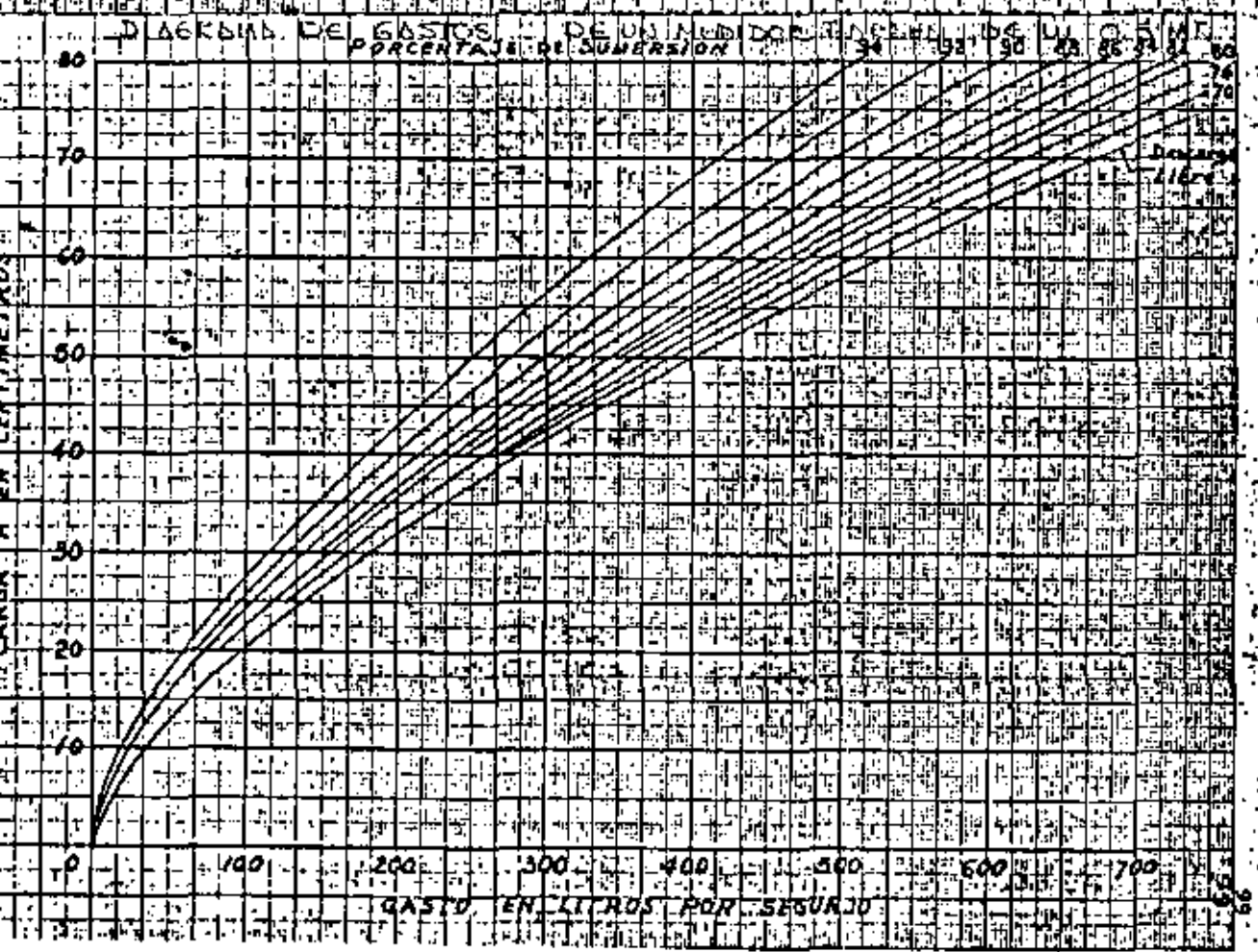
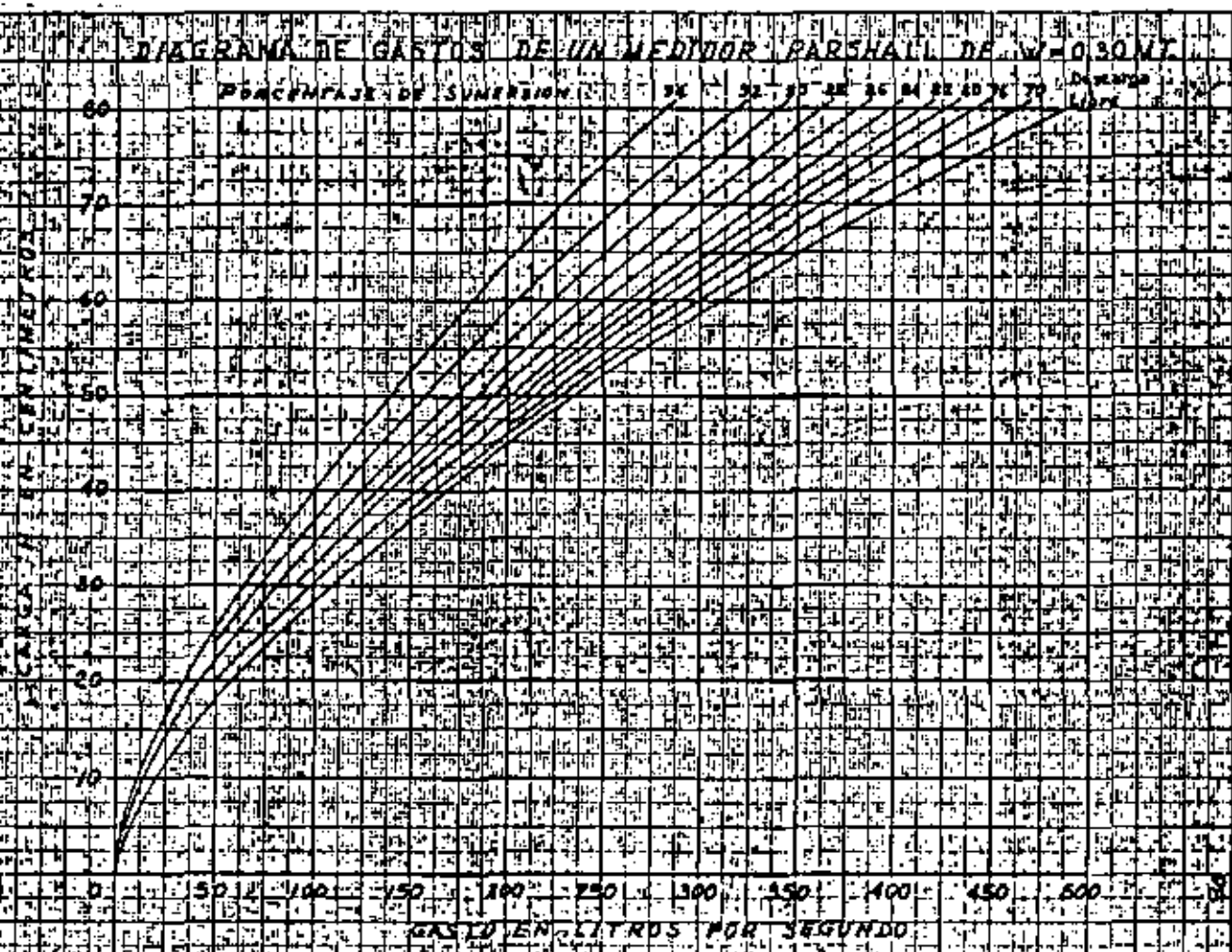
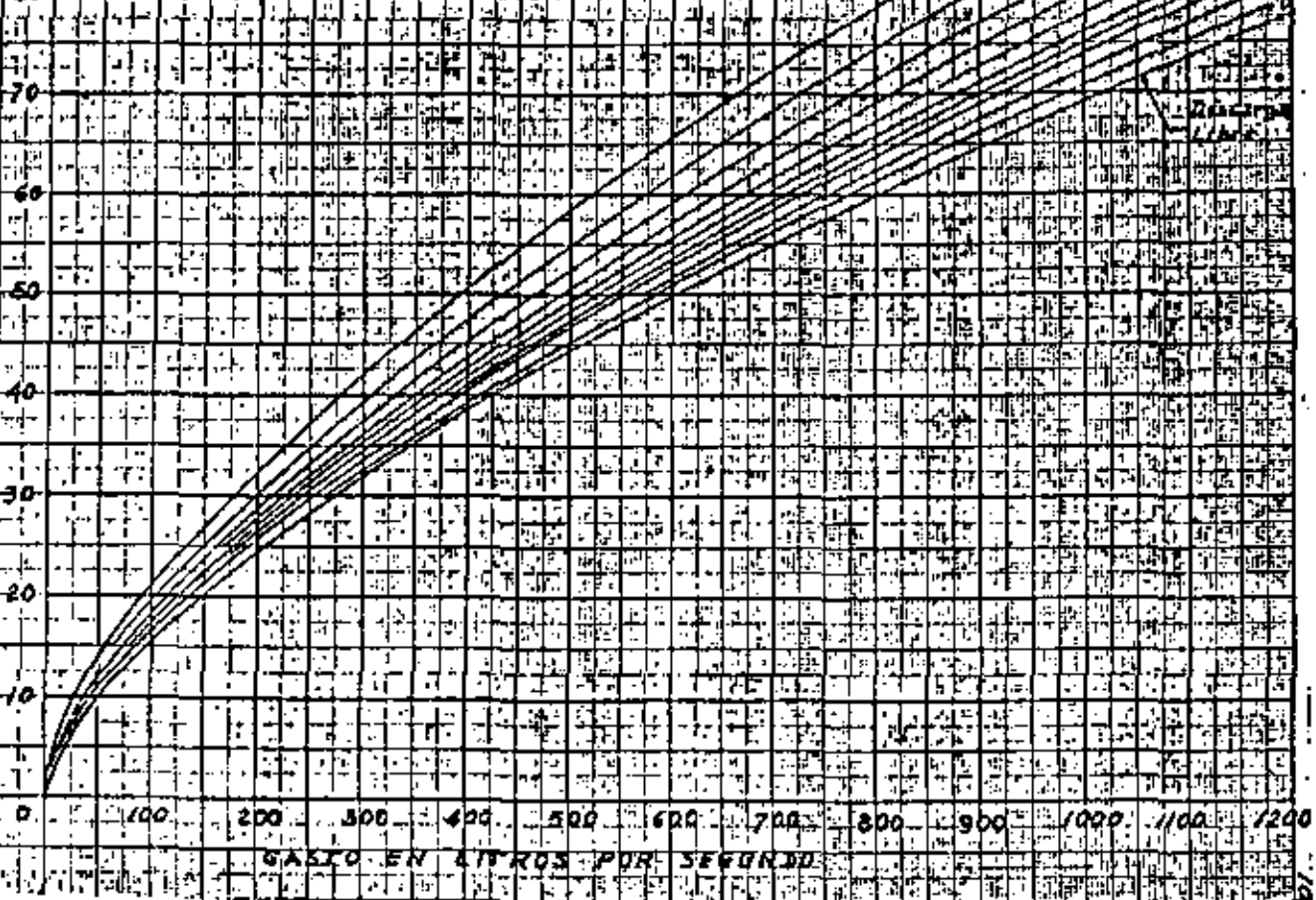
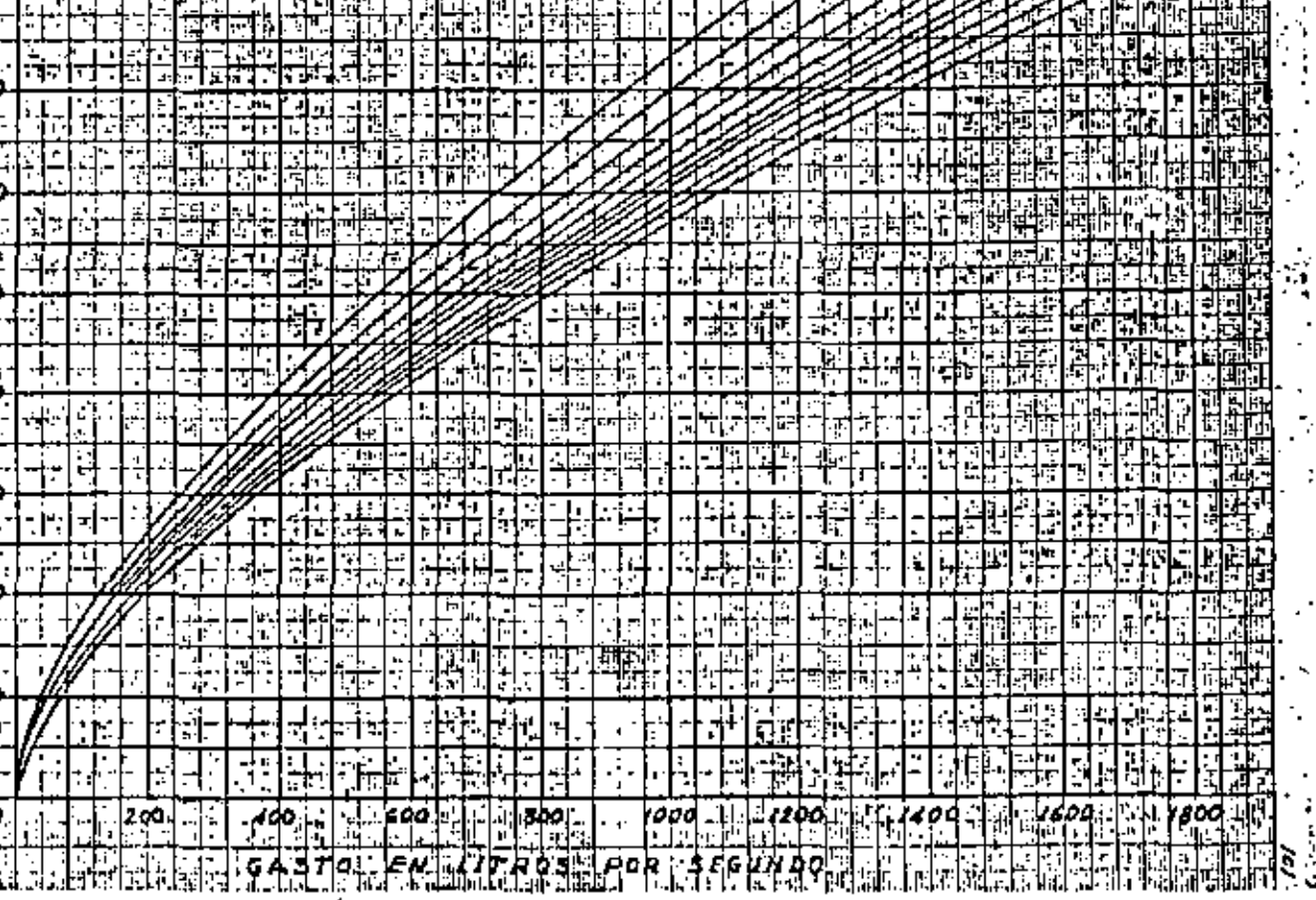


DIAGRAMA DE GASTOS DE UN MEDIDOR MARSHALL DE W=500 MT. S. C. A. D. R. J. A. T. V. 27. M. S.

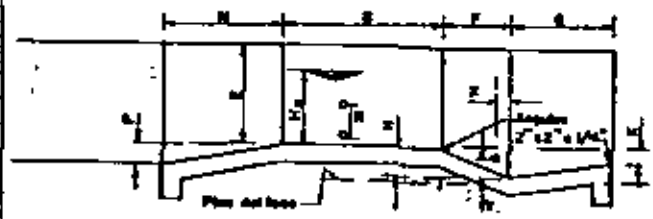
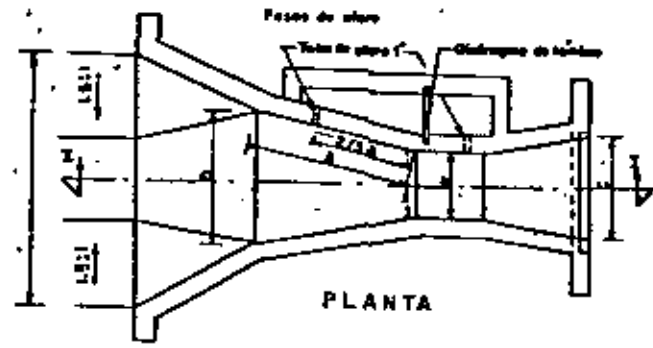
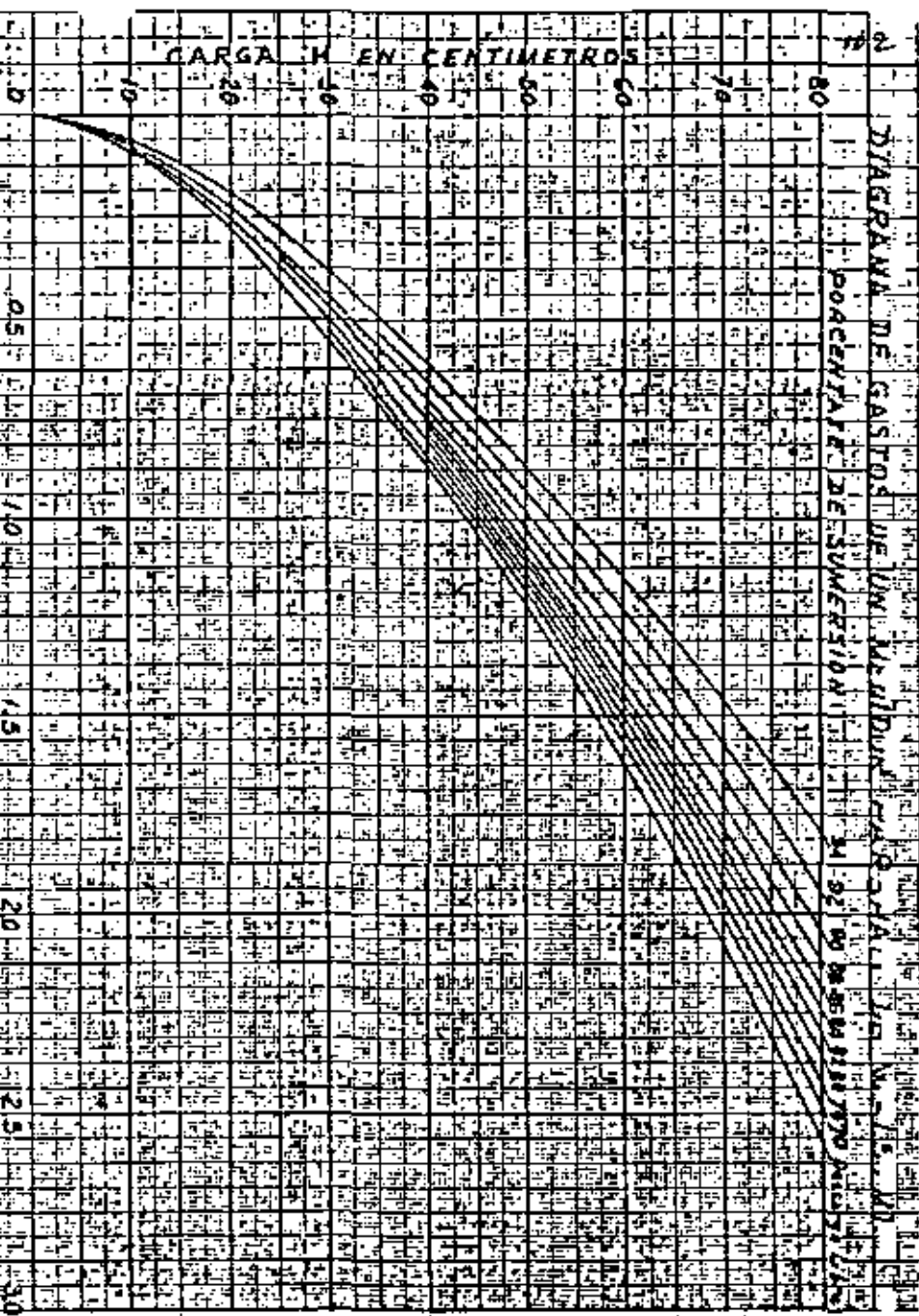


100

DIAGRAMA DE GASTOS DE UN MEDIDOR MARSHALL DE W=500 MT. S. C. A. D. R. J. A. T. V. 27. M. S.



101



CORTE I-I

CAPACIDAD EN m³s CON DESCARGA LIBRE
 Para W hasta 2.00m. $Q = 0.372 W (3.281 H)^{3/2}$
 Para W de 200m. en adelante $Q = (2.293 W + 0.474) H^{3/2}$

MEDIDOR PARSHALL TIPO

ESTRUCTURAS MEDIDORAS PARSHALL.

Fórmula para encontrar el gasto en función del tirante "Hm".

Descargando libremente

H	Fórmula: Q = m H ^{3/2}	
	Q	D
0.30	0.680	1.522
0.50	1.161	1.542
0.75	1.774	1.558
1.00	2.400	1.570
1.50	3.673	1.588
2.00	4.968	1.599
2.50	6.277	1.608
3.00	7.352	1.600
3.50	8.498	1.600
4.00	9.644	1.600
5.00	11.937	1.600
6.00	14.229	1.600
7.00	16.522	1.600
9.00	21.107	1.600
12.00	27.968	1.600
15.00	34.863	1.600

100' 100' max.

DIMENSIONES Y CAPACIDADES DE ESTRUCTURAS MEDIDORAS PARSHALL.

H	DIMENSIONES EN METROS													Capacidad máxima, m ³ /seg.
	A	B	C	D	E	F	G	K	N	H	M	P	X	

0.30	1.37	0.91	1.34	0.61	0.65	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	1.40	0.15	5.0	7.6	0.43
0.50	1.40	0.93	1.38	0.75	1.00	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	1.90	0.15	5.0	7.6	0.75
0.75	1.55	1.03	1.52	1.00	1.25	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	2.10	0.15	5.0	7.6	1.30
1.0	1.70	1.13	1.67	1.25	1.65	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	2.10	0.15	5.0	7.6	1.50
1.5	1.95	1.30	1.92	1.75	2.20	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	2.10	0.15	5.0	7.6	2.25
2.0	2.20	1.47	2.16	2.25	2.85	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	2.10	0.15	5.0	7.6	3.00
2.5	2.45	1.63	2.40	2.75	3.50	0.95	0.60	0.90	0.085	0.25	0.30	2.10	0.20	30	23	4.00
3.0	2.70	1.80	2.60	3.50	4.50	1.20	0.90	1.70	0.140	0.34	0.40	2.50	0.20	30	23	5.00
3.5	3.00	2.00	2.84	4.25	5.45	1.45	0.90	2.20	0.190	0.34	0.50	2.50	0.30	30	23	8.50
4.0	3.20	2.13	2.99	4.85	6.30	1.60	1.05	2.60	0.180	0.38	0.50	2.50	0.30	30	23	12.50
5.0	3.70	2.47	3.36	6.00	8.00	1.90	1.40	3.20	0.250	0.53	0.60	3.50	0.30	30	23	20.00
6.0	4.20	2.80	3.92	7.20	9.00	2.10	1.80	3.60	0.305	0.70	0.60	4.00	0.30	30	23	27.50
7.0	4.65	3.10	4.40	8.20	10.00	2.10	1.85	3.80	0.305	0.70	0.60	4.00	0.30	30	23	31.50
9.0	5.70	3.80	5.50	10.40	12.00	2.10	1.85	4.20	0.305	0.70	0.60	4.00	0.40	30	23	41.00
12.0	7.20	4.80	7.02	13.60	15.20	2.10	1.85	4.80	0.305	0.70	0.60	4.00	0.40	30	23	55.00
15.0	8.70	5.80	8.55	17.00	18.25	2.10	1.85	6.00	0.305	0.70	0.60	4.00	0.40	30	23	82.50



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.**

DRENAJE DE ZONAS DE RIEGO

PROP. ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ.

NOVIEMBRE, 1981.

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

Developed by USDA, Soil Conservation Service with technical data assistance from USDA-Agricultural Research Service, Soil and Water Division, Weslaco, Texas.

I. BASIC CONCEPT OF SUBSURFACE DRAINAGE

Many soils of this area have, or could develop, a permanent or intermittent high water table. (Free water surface approximately six feet or less below the land surface). The free water is held at this high position by some substratum barrier, usually a dense montmorillonitic (high shrink-swell ratio) type of clayey material having little or no permeability. The source of this water is from a combination of excess irrigation, canal, ditch, reservoir seepage and periods of excess rainfall.

Since free water is moved by the forces of gravity, it moves down the prevailing slopes riding on top of the barrier. It then accumulates and rises to harmful levels in low, flat or depressed areas. This effect is especially noticeable around the numerous enclosed depressions of Tiocano clay (pot holes) associated with the terrace soils of Hidalgo, Wilcox, and Raymondville series. It may also rise to harmful levels at changes or breaks in the land slope and infrequently where the underlying barrier rides up or outcrops on the land surface.

When the water table encroaches on the normal root zone, it saturates the soil and displaces the air. This causes an unfavorable air-moisture relationship which adversely affects the production of most crops by restricting the root zone.

Also, in this area where almost all irrigation water contains from 400 to 2,000 parts per million of dissolved salts, a further harmful effect is caused by a high water table. This is brought about by the capillary rise of drain water through the soil profile above the water table and subsequent buildup of salt on the surface and in the root zone. This occurs because the salt added by irrigation or inherently present in our deltaic or marine terrace soils causes the free soil water to become salty. This saline water rises through the soil and is evaporated from the surface or consumed by crops leaving behind almost all the salts it contained in solution. This salt accumulation can reach harmful levels in a very short time.

II. PREVENTATIVE PROTECTIVE TREATMENT

In considering the above cause and effects, it can be seen that there are three approaches to the treatment of water table or waterlogged lands. One is to eliminate the source of the excess water. Another is to intercept and dispose of the excess water before it reaches the affected area. A third is to provide relief drainage and withdraw the excess water to the extent that the water table will stay at a harmless level.



Relative to the first mentioned treatment method, any seepage preventive measures will improve lands adversely affected by poor subsurface drainage. The lining of ditches or canals, replacement of earthen ditches with pipelines, the sealing of reservoirs and the proper use of irrigation water will improve drainage conditions and conserve water. However, it must be remembered that due to the salt content of the irrigation water, it will always be necessary to apply water in excess of that used by the crops. This is the only practical way to remove the salts added during irrigation. For this reason, it is not possible to eliminate all accretion to ground water by irrigation.

Under local conditions, it is possible to improve affected areas by the interception of laterally moving ground water. However, many soils of this area have either deep or intermittent, poorly defined, barriers and for this reason it is seldom possible to intercept all of the ground water flow. This measure alone will seldom bring about complete recovery or give adequate protection.

Locally interceptor drains are adapted primarily to reducing ground water accretion from canals and reservoirs. They are generally open ditches constructed along one or both sides of canals or around the outside of storage reservoirs. They also have limited application in areas having relatively steep natural slopes and well defined shallow barriers.

For effective treatment of high water table areas on individual farms, a complete system of relief drains is generally needed. Therefore, this treatment method will be discussed in more detail.

III. BURIED RELIEF DRAINAGE SYSTEMS - SUBSURFACE DRAIN CODE 500 AND PUMPED WELL DRAIN CODE 532

A. Field Investigation

1. Subsurface Observation or Test Wells

Because of the complex nature of soils and due to the lack of substratum data, it is not possible at this time to plan and design systems without some on-site subsurface investigation.

For areas having similar soils and a significant number of existing systems, it may be necessary only to make enough borings for the experienced planner by observation to determine the affected area, the profile conductivity, and barrier position.

For areas having complex soils patterns and/or where little or no previous application exists, the investigation should be in more detail. Also, field hydraulic conductivity tests should be run to obtain reliable design data.

1/1/77



III. A. Field Investigation (Cont'd)

2. Barriers

In considering and identifying barriers, it is well to keep in mind that if the downward movement of water is as much as 0.005 inches per hour (.120 inches per day) there will probably be no subsurface drainage problem. Therefore, if a prolonged high watertable exists, there will be at some depth a strata or "hold-up" barrier of very low permeability. Previous experience with deep wells indicates that this barrier is usually deeper than 20 feet and can be considered as a horizontal continuous strata. No dykes or identifiable traverse barriers have been noted.

For subsurface drain system code 505, where no defined barrier is found above twice the anticipated tile depth, it can be assumed to be at twice the tile depth without introducing any significant error in design.

For pumped well drain systems code 532, the barrier must be below the sand aquifer being pumped in order to lower the high water table by pumping.

B. Need and Practicability

Based upon the finds of the field investigation, a determination of need and practicability must be made. The determination of need is usually more easily reached than that of practicability. From a physical standpoint, it is possible to effectively drain almost any soil, but under present economic conditions it is difficult to justify installation costs on some soils because of the need for close tile spacing.

For guidance in planning, the following table groups soils according to their general economic feasibility for subsurface drainage treatment. However, the producer, with cost information furnished by the planning technician, is best qualified to make the final determination.

All of the soil series names have not been listed; however, the clay soils listed in the irrigation guide as soils that do not follow one of the typical intake curves are generally not economically feasible for subsurface drainage treatment and soils listed in the irrigation guide with intake curves of 0.2, 0.3, and 0.5 are generally feasible for subsurface drainage.



III. B. Need and Practicability (Cont'd)

ECONOMIC FEASIBILITY SOILS GROUPING ^{1/}Generally Feasible

Brennan fine sandy loam
 Comargo silt loam
 Comargo silty clay loam
 Cameron silty clay
 Chargo silty clay
 Delfina fine sandy loam
 Hargill fine sandy loam
 Hidalgo sandy clay loam
 Lagloria silt loam
 Laredo silty clay loam
 Lozana fine sandy loam
 Lyford sandy clay loam
 Matamoros silty clay
 McAllen fine sandy loam
 Olmito silty clay
 Pharr fine sandy loam
 Racombes sandy clay loam
 Raymondville clay loam
 Reynosa silty clay loam
 Rio clay loam
 Rio sandy clay loam
 Rio Grande silt loam
 Rio Grande silty clay loam
 Rynn silty clay
 Willacy fine sandy loam

Generally Not Feasible

Benito clay ^{2/}
 Mercedes clay ^{2/}
 Wilmar fine sandy loam

Not Feasible

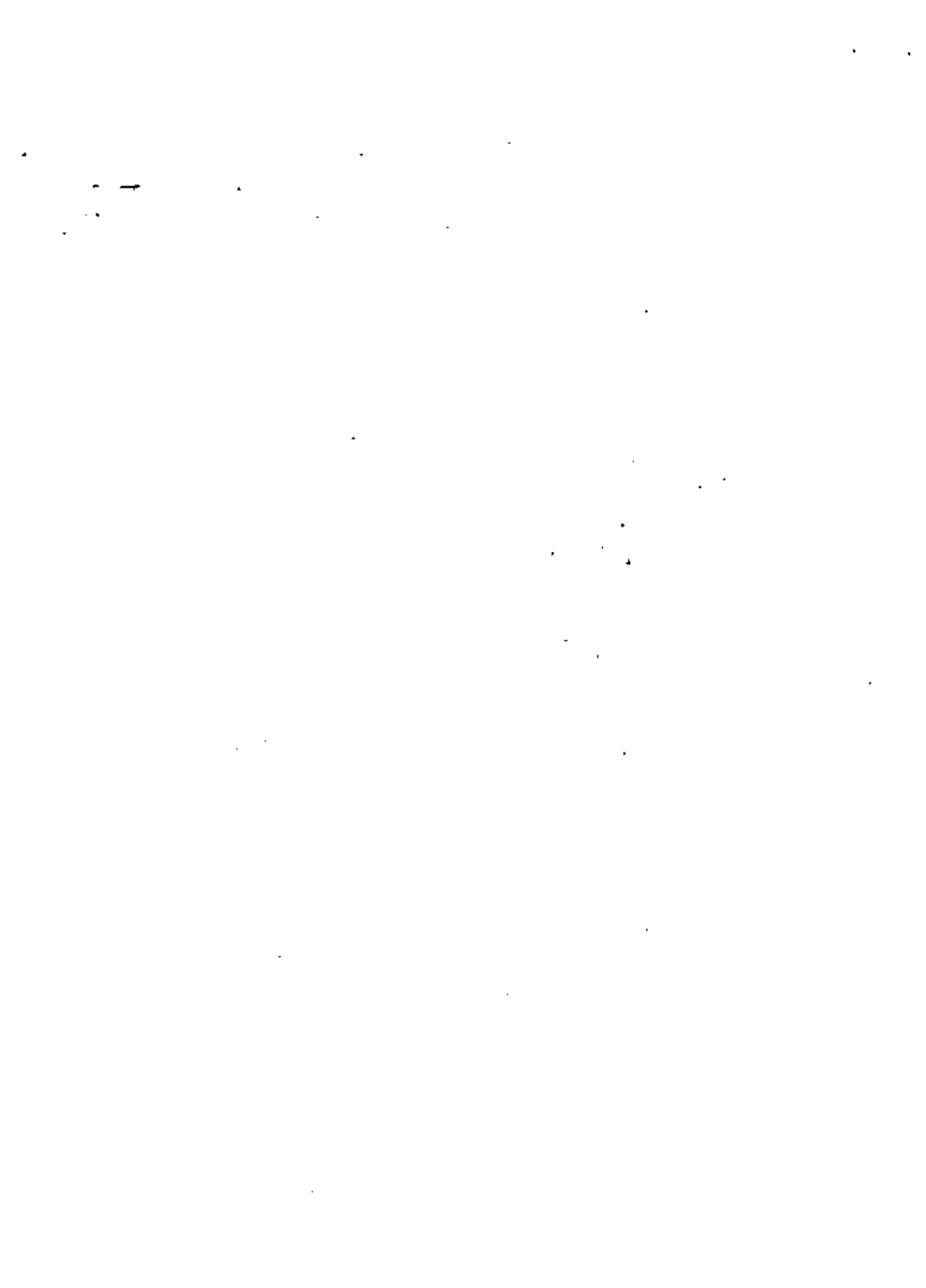
Grulla clay
 Harlingen clay

^{1/} Any soil encountered not listed above, please consult Soil Scientist or Engineer for drainage feasibility.

^{2/} On-site investigation may be needed as some pedons may have an IIc horizon of silt loam or fine sandy loam beginning at depths of 50 to 70 inches.

C. Planning, Design, and Installation

Planning, design, and installation will be in accordance with Section 14, Part II - Subsurface Drainage, Engineering Field Manual, and National Engineering Handbook, Section 2, Engineering Practice Standards with Texas Addendums and Construction Specifications for Subsurface Drain Code 606 and Pumped Well Drain Code 532, with the following additional guidance.



III. C. Planning, Design, and Installation (Cont'd)

1. Hydraulic Conductivity

Prior experience shows that the conductivity can vary widely within soil mapping units, from location to location within units, and also at various profile depths. For this reason, values obtained by actual field measurements using the sugar hole method are best for system design.

The value needed for the spacing formula is the average conductivity for the profile from the water table to the barrier. Test-holes should be drilled to the barrier, or two feet below anticipated tile depth, to obtain the average value for the lateral flow zone to the relief points. Where several tests are made, average values should be used if the range is not too great. Where the range varies widely for different portions of the field, it may be necessary to design each area separately.

The following hydraulic conductivity values based on a summary of past field measurements are given.

HYDRAULIC CONDUCTIVITY FOR DRAIN SPACING

H.C. (IN. PER HR.)

Group I	Group II	Group III	Group IV	Group V
Not Applicable	1 - 2	3 - 7	8 - 12	13 - 20
Grulla clay Harlingen clay	Benito clay Mercedes clay Millmar scl	Chargo sic Olmato sic Raymondville cl Runn sic Rio-cl, scl, fsl Matamoros sic	Comargo sil, sicl Cameron sic Delfina fsl Hidalgo scl Laredo, sil Lozano fsl Lyford scl Racombes scl Reynosa sil	Brennan fsl Hargill fsl Laglorie sil McAllen fsl Pharr fsl Rio Grande sil, sicl Willacy fsl



III. C. Planning, Design, and Installation (Cont'd)

2. Relief Intensity

An important consideration in design is the needed rate of relief outflow. (Q_d in the spacing formula) This factor is influenced by two considerations. One is the root saturation period which can be tolerated by the crops grown. Another is the leaching requirements needed to maintain a permissible salt level.

Past experience indicates that the following values give satisfactory results under local conditions.

<u>Crop</u>	<u>Q_d in Gal Per Sq Ft Per Day</u>
General field crops and vegetables	0.022
Sugarcane	0.036
Citrus and other orchard crops	0.05

Note: Selection of Q_d should be based on the crop requiring the highest intensity. Possible future crops or land use changes should also be considered.

3. Mid-Point Drawdown

The system must be designed so that the watertable will be drawn down and held at or below a level which will provide a saturation-free zone adequate for ample root development. It should also be low enough to prevent capillary rise to the soil surface. It should be recognized that the selected value is strictly a design point and that there will be periodic fluctuations above and below this point. For local conditions, a minimum value of 4 feet is recommended. For deep-rooted crop and/or fine-textured soils a 4.5 foot value should be considered.

4. Relief Line Spacing

The spacing of relief lines will be determined by the formula commonly referred to as the ellipse equation. The following range of spacings of drain lines are to be used as a guide only. A subsurface drainage investigation will be made on the ground for each field before a drainage system is designed and the actual design will be based on the field examination.



III. C. Planning, Design, and Installation (Cont'd)

4. Relief Line Spacing (Cont'd)

The ellipse equation may be expressed as follows:

$$S = \sqrt{\frac{4P (b^2 - a^2)}{Q_d}}$$

Where: S = Spacing of drains (feet)

P = Coefficient of permeability (inches per hour)

b = Distance from the drawdown curve to barrier stratum at midpoint between the drains (feet)

a = Distance from the drains to the barrier (feet)

Q_d = Drainage coefficient (inches per hour)

Note: The units of P and Q_d may also be in "inches removal in 24 hours" or "gallons per square foot per day" but both must be in the same units in this formula. In using this formula for conditions where there is no known barrier present, it is assumed that a barrier is present at a depth equal to twice the drain depth.

RANGE OF SPACINGS OF DRAIN LINES

BASED ON THE ELLIPSE EQUATION

(Designs are based on an assumed barrier at twice the drain depth.)

Drain Spacing in Feet

Soil Group	Hydraulic Conductivity (IN./HR.)	Drain Depth (FT)	Citrus $\frac{7}{8}$ Q _d = 0.05	Sugarcane $\frac{7}{8}$ Q _d = 0.036	Field Crops $\frac{8}{8}$ Q _d = 0.022
Group I.	NA $\frac{1}{8}$				
Grulla c	NA $\frac{2}{8}$				
Harlingen c	NA $\frac{2}{8}$				

1/1/77

III. - C. - Planning, Design, and Installation (Cont'd)

4. Relief Line Spacing (Cont'd)

Soil Group	Hydraulic Conductivity (IN./HR.)	Drain Depth (Ft)	Drain Spacing in Feet		
			Citrus γ / $Qd = 0.05$	Sugarcane γ / $Qd = 0.036$	Field Crops $Qd = 0.022$
Group II.					
Benito c	.2	5.0	NA $\frac{3}{4}$	42-NA $\frac{4}{4}$	73
Mercedes c	.2	5.2	NA $\frac{3}{4}$	51-NA $\frac{4}{4}$	87
Milliner-scl	.2	5.4	NA $\frac{3}{4}$	59-NA $\frac{4}{4}$	97
	.2	5.6	NA $\frac{3}{4}$	67-NA $\frac{4}{4}$	107
	.2	5.8	NA $\frac{3}{4}$	75-NA $\frac{4}{4}$	114
	.2	6.0	NA $\frac{3}{4}$	82-NA $\frac{4}{4}$	124
Group III					
Chargo sic	.3	5.0	NA $\frac{3}{4}$	51	95
Clmito sic	.3	5.2	NA $\frac{3}{4}$	62	107
Raymondville cl	.3	5.4	NA $\frac{3}{4}$	73	118
Runn sic	.3	5.6	NA $\frac{3}{4}$	82	129
Rio cl, scl, fsl	.3	5.8	NA $\frac{3}{4}$	92	140
Matamoros sic	.3	6.0	NA $\frac{3}{4}$	101	151
	.5	5.0	56-NA $\frac{3}{4}$	65	122
	.5	5.2	60-NA $\frac{3}{4}$	80	133
	.5	5.4	79-NA $\frac{3}{4}$	94	153
	.5	5.6	90-NA $\frac{3}{4}$	106	167
	.5	5.8	100-NA $\frac{3}{4}$	119	181
	.5	6.0	110-NA $\frac{3}{4}$	130	195
	.7	5.0	66-NA $\frac{3}{4}$	78	145
	.7	5.2	81-NA $\frac{3}{4}$	95	163
	.7	5.4	94-NA $\frac{3}{4}$	111	181
	.7	5.6	107-NA $\frac{3}{4}$	126	199
	.7	5.8	119-NA $\frac{3}{4}$	140	215
	.7	6.0	131-NA $\frac{3}{4}$	154	231

1/1/77

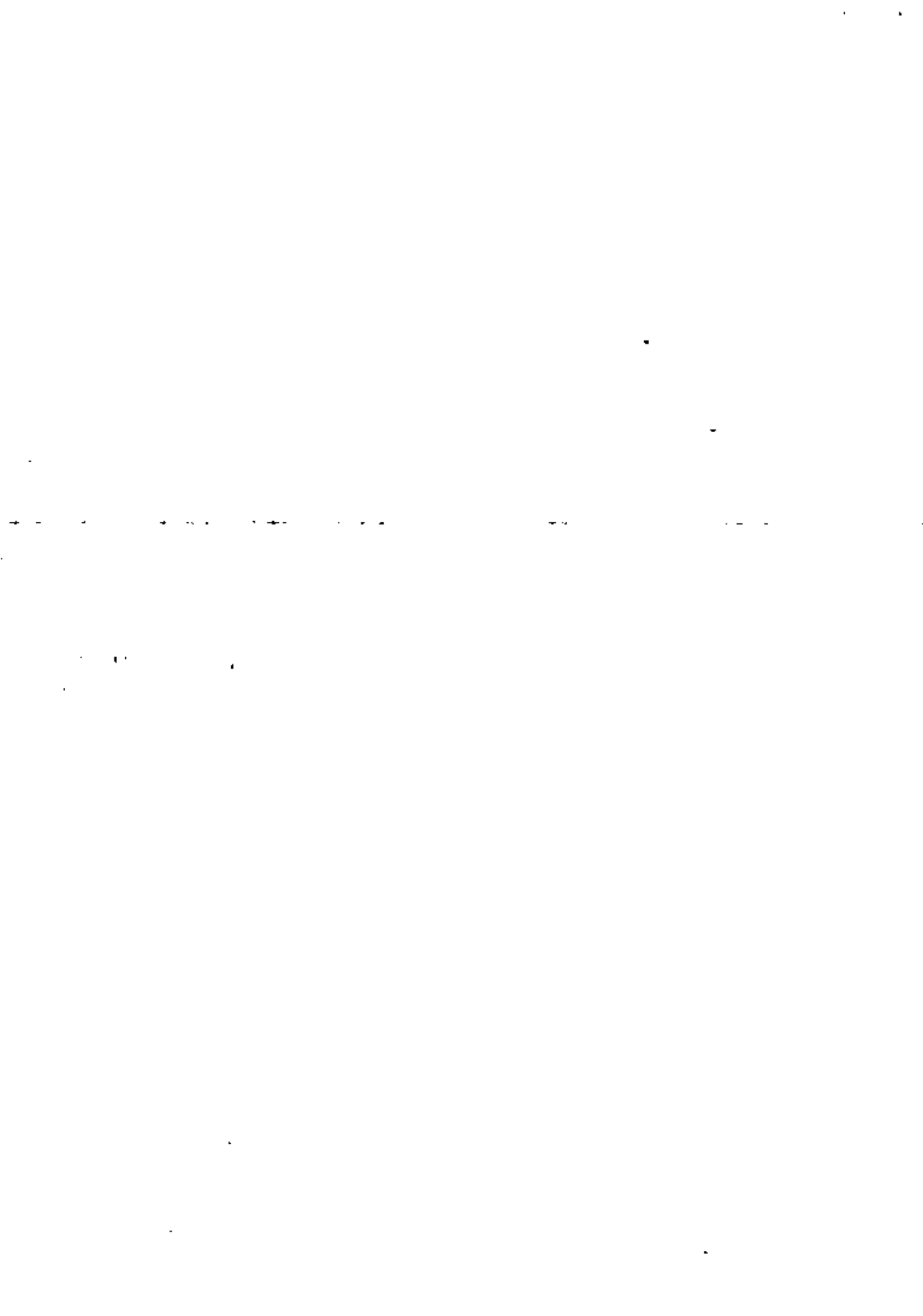
III. C. Planning, Design, and Installation (Cont'd)

4. Relief Line Spacing (Cont'd)

Drain Spacing in Feet

Soil Group	Hydraulic Conductivity (IN./HR.)	Drain Depth (FT)	Drain Spacing in Feet		
			Citrus $\frac{1}{2}$ / $qd = 0.05$	Sugarcane $\frac{1}{2}$ / $qd = 0.036$	Field Crops $qd = 0.022$
Group IV					
Comargo sil, sicl	.6	5.0	71	84	155
Cameron sic	.8	5.2	86	102	174
Delfina fsl	.8	5.4	100	118	193
Hidalgo scl	.8	5.6	114	134	211
Loredo sicl	.8	5.8	127	150	229 $\frac{5}{1}$
Lozano fsl	.8	6.0	139	164	247 $\frac{5}{1}$
Lyford scl					
Racombes scl					
Reynosa sicl	1.0	5.0	79	94	173
	1.0	5.2	93	114	195
	1.0	5.4	112	132	213
	1.0	5.6	127	150	236 $\frac{5}{1}$
	1.0	5.8	142	167	253 $\frac{5}{1}$
	1.0	6.0	156	184	276 $\frac{5}{1}$
	1.2	5.0	87	103	190
	1.2	5.2	104	125	213
	1.2	5.4	123	145	236 $\frac{5}{1}$
	1.2	5.6	140	165	259 $\frac{5}{1}$
	1.2	5.8	155	183	281 $\frac{5}{1}$
	1.2	6.0	171	201	303 $\frac{5}{1}$

1/1/77



III. C. Planning, Design, and Installation (Cont'd)

4. Relief Line Spacing (Cont'd)

Drain Spacing in Feet

Soil Group	Hydraulic Conductivity (IN./HR.)	Drain Depth (Ft)	Drain Spacing in Feet		
			Citrus $\frac{7}{8}$ / $Q_d = 0.05$	Sugarcane $\frac{7}{8}$ / $Q_d = 0.036$	Field Crops $Q_d = 0.022$
Group V					
Brennan fsl	1.3	5.0	90	107 $\frac{6}{8}$	$\frac{5}{8}$
Hargill fsl	1.3	5.2	110	130 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
Logoria sil	1.3	5.4	128	151 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
McAllen fsl	1.3	5.6	145	171 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
Pharr fsl	1.3	5.8	162	191 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
Rio Grande sil, scl	1.3	6.0	178	209 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
Willacy fsl	1.5	5.0	97	115 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.5	5.2	113	139 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.5	5.4	136	162 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.5	5.6	156	184 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.5	5.8	174	205 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.5	6.0	191	225 $\frac{5}{8}$ $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.7	5.0	103	122 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.7	5.2	126	148 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.7	5.4	147	173 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.7	5.6	166	196 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.7	5.8	185	218 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	1.7	6.0	203	240 $\frac{5}{8}$ $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	2.0	5.0	112	132 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	2.0	5.2	137	161 $\frac{5}{8}$	$\frac{6}{8}$
	2.0	5.4	159	187 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	2.0	5.6	180	212 $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	2.0	5.8	201	236 $\frac{5}{8}$ $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$
	2.0	6.0	221	260 $\frac{5}{8}$ $\frac{6}{8}$	$\frac{6}{8}$

1/1/77



III. C. Planning, Design, and Installation (Cont'd)

4. Relief Line Spacing (Cont'd)

- 1/ N/A - Not applicable because generally not recommended.
- 2/ Soils with more than 55 percent clay are generally not recommended for tile drain installation for subsurface drainage.
- 3/ Soils with more than 35 percent clay are generally not recommended for citrus orchards due to low productive capacity.
- 4/ Clay or saline soils are generally not recommended for sugarcane production.
- 5/ Spacing should not exceed 220 feet on irrigated cropland.
- 6/ Soils in Group V are best suited for citrus and spacing designs should be based on citrus. If soil will never be used for citrus, use spacing for sugarcane.
- 7/ Midpoint drawdown of 4.5 feet.
- 8/ Midpoint drawdown of 4.0 feet.

5. Size and Capacity of Drain Lines

The size of drain lines must be large enough to carry the design quantity of drain water under flow conditions which may be expected after the installation has served most of its useful life. As most lines lose capacity to silting and increased roughness, the initial capacity should be very conservative.

When surface water is to be carried in the underground line the capacity needed for this purpose will govern the pipe size needed.

The minimum drain grade shall be 0.05 percent. On flatland, the grade in the drainage system should be as great as possible as the topography of the land allows. The grade in the collector lines should be the same as the laterals or increasing as the flow progresses to the outlet.

1/1/77

III. C. Planning, Design, and Installation (Cont'd)

5. Size and Capacity of Drain Lines

The minimum depth of laterals should be at least five-feet at the upper end.

Limitation on length of lateral shall be determined by the designed capacity. Calculations for capacity shall be shown in the design for 4 inch drain pipe for laterals of more than 1,320 feet in length.

Drain loading and maximum permissible depths to which drain pipe of certain size and quality may be placed in trenches of a certain width shall be checked for systems with depths of 7.5 feet or more.

CAPACITY OF DRAINS

Slope Ft/Ft	Q-cfs	Q-GPD	Citrus	Sugarcane	Field Crops
			Acres (1.5 gpm/ac)	Acres (1.09 gpm/ac)	Acres (.66 gpm/ac)
4" Concrete & Corrugated Plastic n = .015					
.0005	.036	16	11	15	24
.001	.0535	24	16	22	36
5" Concrete & Corrugated Plastic n = .015					
.0005	0.066	30	20	28	45
.001	0.093	42	28	39	63
6" Concrete & Corrugated Plastic n = .015					
.0005	0.11	50	33	46	75
.001	0.155	70	47	64	106
8" Concrete n = .015					
.0005	0.235	106	71	97	160
.001	0.325	146	97	134	221
10" Concrete n = .015					
.0005	0.429	199	125	174	285
.001	0.60	276	180	243	410
12" Concrete n = .015					
.0005	.69	310	206	285	470
.001	.975	439	293	403	665

1/1/77



III. -C. Planning, Design, and Installation (Cont'd)

5. Size and Capacity of Drain Lines (Cont'd)

Area Served By A Tile Line

$$\frac{(\text{Length of Line}) \times (\text{Spacing})}{43560} = \text{Acres}$$

Based on the crop requiring the highest intensity of drainage Qd in gal. per sq. ft. per day of 0.05 for citrus and other orchard crops, Qd of 0.036 for sugarcane, and Qd of 0.022 for field crops.

Capacity of concrete and plastic drains computed from Mannings Formula as found on page 6-13 Kings Handbook of Hydraulics:

$$Q = \frac{0.463}{n} d^{8/3} s^{1/2}$$

d; diameter in feet
s; slope in Ft/Ft

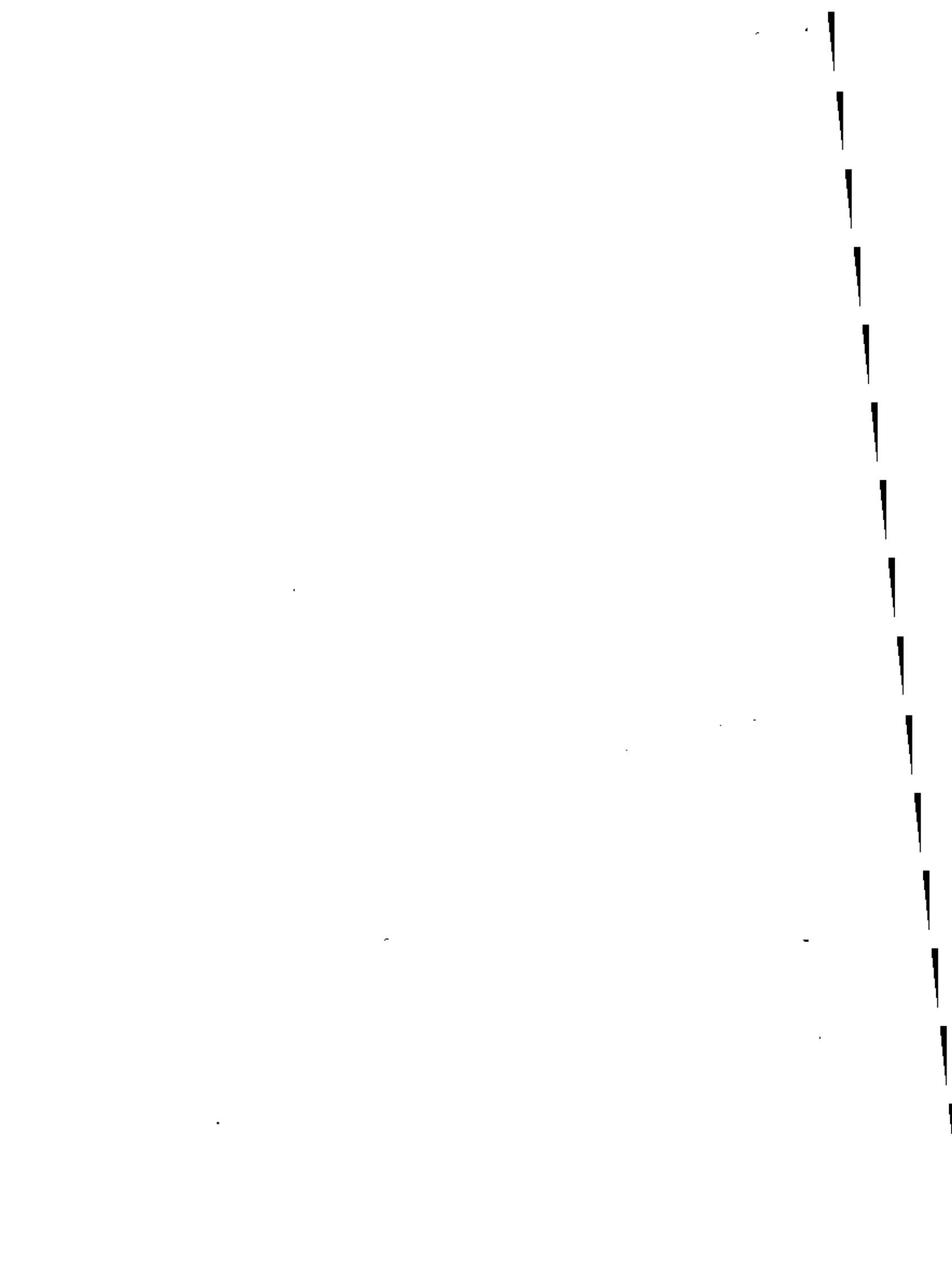
6. Filters

Filters serve a dual purpose. The primary function is to prevent stoppage or clogging of lines by silt and sand. In addition, they may increase the outflow by insuring unrestricted entry of water through joints or perforations. For these reasons the use of adequate filters shall be strongly encouraged on all tile drain installations.

Alluvial soils low in plasticity with high percentages of fine sand or silt are generally considered to be those which have the highest susceptibility to silting.

A commonly used filter is a gravel and sand envelope around the conduit. To be more effective, the filter should be a well-graded sand and gravel mixture proportioned to the individual requirements of the base soil in which the line is to be bedded. In this area, the filter material will probably have to be obtained from a construction materials company as, thus far, no natural source has been located which satisfies the gradation requirements of basic soils likely to be encountered. Graded aggregate filters should completely surround the conduit and have a minimum thickness of 3 inches. This may be for the full length of the drain or a length of approximately 3 inches centered around each concrete joint.

1/1/77



III. C. Planning, Design, and Installation (Cont'd)

6. Filters (Cont'd)

Artificial prefabricated filter materials of fiber-glass and spun bonded nylon fabric have been used and proved to be satisfactory filters.

7. Structures

All structures needed for the proper operation of the system must be made a part of the system plan.

GUIDE FOR SELECTING ELECTRIC MOTORS AND PUMPS
FOR DRAIN OUTLETS

Electric Motors and Pumps for Underground Drainage

Horse- Power	GPM		Pump Size	Acres		Acres
	Avg.	Max.		Citrus	Sugarcane	
3/4	73	4.6	1 1/2" x 1"	40	50	60
1	117	6.5	2" x 2"	60	100	140
1 1/2	145	9.0	2" x 2"	100	150	200

IV. OPERATIONS

A. System Operation

Normal system operation after initial leaching is closely associated with proper irrigation water use. Applied irrigation water plus rainfall must exceed consumptive use by an amount which is sufficient to take care of the leaching requirements needed to maintain a favorable salt balance.

This excess moisture can be applied during one-planting or dormant irrigation or it can be spread out over several irrigations during the growing season.

Under most conditions it is difficult to know exactly when and how much leaching water to add during irrigation. This is because most operators find it difficult to accurately determine the amount of irrigation water needed. Too, rainfall may come at any time. Also, trying to leach when the watertable is already too high could cause crop damage. For this reason, it is advisable to establish one or more permanent observation wells so that the watertable position can

1/1/77



IV. Operations (Cont'd)

A. System Operation (Cont'd)

serve as a guide when it is advisable to add additional leaching water to the normal irrigation.

B. Amount of Initial Irrigation Application for Leaching Recommended Following Tile Drain Installation for Subsurface Drainage

Where the salt build-up before tile drain installation has reached harmful levels, heavy preplanting leaching is needed for early benefits. This operation should be discussed with the operator during the planning of the system and follow-up guidance and assistance given in carrying out this operation.

In carrying out heavy leaching, it should be remembered that the watertable will be raised to near the surface. It will normally require a month or more for the drainage system to lower it sufficiently for the next crop to be planted. Also, possible effects to adjacent fields or farms should be considered before heavy leaching is attempted.

For this area, a 10 to 20 percent excess water input will take care of the leaching requirements under average conditions of rainfall and irrigation water salt content. The extra water can be applied during a preplanting or dormant irrigation. It also may be spread out over several irrigations during the growing season.

Our recommended initial leaching water application for Raymondville clay loam and other soils that have a typical intake curve of 0.3 is 7 inches. This amount will enter the soil within 24 hours. After 24 hours, the intake is less and it takes about 5 hours for each additional inch of water to enter the soil. The maximum leaching application should not exceed 12 inches which will enter the soil within 48 hours.

The best procedure for reducing or redistributing the harmful concentrations of salt in the soil is to apply leaching water for 24 hours following drain installation, wait until the soil dries to optimum growing moisture, then apply another leaching water application for 24 hours. Each time the crop is irrigated apply 10 to 20 percent excess water for leaching.

For general field crops, the net moisture to be replaced is 4.0 inches for Raymondville clay loam. At 80% efficient, a gross application of 5 inches is needed for irrigation requirements. Six inches should be applied each irrigation. The additional inch would provide about 20% excess for leaching.



IV. B. (Cont'd)

It is not recommended to apply leaching water over an area for more than 48 hours because of possible effects to adjacent fields or farms.

The recommendations are based on the fact that the method for removing salts from a soil profile is by the application of water to the surface to leach the salts downward. The recommendations apply only where the number of days that a field is flooded may possibly have harmful effect on adjacent fields or farms.

The initial leaching before a crop is planted is the most efficient. A field may be flooded for more than 48 hours if one of the following conditions exist:

- (1) If there is an existing drain ditch at least six feet deep along the field boundary.
- (2) If the adjacent field is of a higher elevation than the field being flooded, or
- (3) If the adjoining field has a drainage system installed.

When a cooperater wishes to install a high border about 100 feet from his field boundary, he could then flood all of the field except the 100-foot wide strip for more than 48 hours without any harmful effects to the adjacent field.

V. EQUIVALENTS

$$0.05 \text{ gallon/square foot/day} = 0.00334 \text{ inch/hour} = 0.0002 \text{ inch/day} = 12.47 \text{ days/inch} = 1.5125 \text{ gallons per minute/acre.}$$

$$0.036 \text{ gallon/square foot/day} = .00241 \text{ inch/hour} = 0.577 \text{ inch/day} = 17.316 \text{ days/inch} = 1.039 \text{ gallons per minute/acre.}$$

$$0.022 \text{ gallon/square foot/day} = 0.001466 \text{ inch/hour} = 0.0352 \text{ inch/day} = 28.34 \text{ days/inch} = 0.635 \text{ gallons per minute/acre.}$$

ONE INCH OF WATER EQUALS APPROXIMATELY 2.7 GALLONS PER SQUARE FOOT.

1/1/77





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.**

DRENAJE DE ZONAS DE RIEGO

PROF. ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

OCTUBRE, 1981.



SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE AGRICULTURA Y OPERACION
DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS Y UNIDADES DE RIEGO

ANALISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE
RIEGO POR ASPERSION

Ing. Baltasar Cuevas ^{por el} Renaud

MEMORANDUM TECNICO No. 375

ESTA PUBLICACION ES UNA REPRODUCCION DE LA TESIS PROFESIONAL DEL
AUTOR PRESENTADA EN EL COLEGIO DE POSTGRADUADOS DE LA RAMA DE
RIEGO Y DRENAJE DE CHÁPINGO PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO
EN CIENCIAS.

MEXICO, D.F., MARZO DE 1978.

C O N T E N I D O

I N T R O D U C C I O N

1. REVISION BIBLIOGRAFICA

- 1.1. Análisis de redes de distribución.
- 1.2. Diseño óptimo de redes de distribución para sistemas de riego por aspersión.
- 1.3. Cálculo y diseño en detalle de laterales.
- 1.4. Simulación de la operación de un sistema de riego por aspersión.

2. ANALISIS DE REDES DE DISTRIBUCION

- 2.1. Definición y descripción del problema.
- 2.2. Solución usando el método de Newton-Ramphson.
 - 2.2.1. Método de Newton-Ramphson.
 - 2.2.2. Solubilidad de una red.
- 2.3. Solución cuando existe la restricción de satisfacer potenciales mínimos.
- 2.4. Descripción del programa de computadora.

3. DISEÑO OPTIMO DE REDES DE DISTRIBUCION PARA SISTEMAS DE RIEGO POR ASPERSION

- 3.1. Definición y descripción del problema.
- 3.2. Método de igualar el costo de la energía y el costo del tubo.

- 3.2.1. Descripción del método.
- 3.2.2. Limitaciones del método.
- 3.2.3. Descripción del programa de computadora.
- 3.2.4. Ejemplos.

3.3. Aplicación de programación lineal.

- 3.3.1. Descripción del método.
- 3.3.2. Descripción del programa de computadora.
- 3.3.3. Ejemplos.

CALCULO Y DISEÑO EN DETALLE DE LATERALES

- 4.1. Definición y descripción del problema.
- 4.2. Cálculo de la distribución de presión y descarga en un lateral.
 - 4.2.1. Análisis matemático.
 - 4.2.2. Ejemplos.
 - 4.2.3. Descripción del programa de computadora.
- 4.3. Diseño de laterales.
 - 4.3.1. Descripción y análisis del método de diseño.
 - 4.3.2. Ejemplos.
 - 4.3.3. Procedimiento para el diseño.
 - 4.3.4. Descripción del programa de computadora.

SIMULACION DE LA OPERACION DE UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

- 5.1. Definición y descripción del problema.
- 5.2. Simulación de la operación.
 - 5.2.1. Método propuesto.
 - 5.2.2. Dificultades que presenta este método.
- 5.3. Descripción del programa de computadora.
- 5.4. Resultados.

h.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

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

I N T R O D U C C I O N

El análisis y diseño de sistemas de riego por aspersión, hasta hace pocos años, sólo era posible de realizar usando métodos aproximados y simplificaciones; el uso de nomogramas y gráficas era esencial para cualquier cálculo y aún así se requería de un trabajo laborioso.

El rápido desarrollo de sistemas de computación permite disponer, en la actualidad, de métodos que analizan y diseñan sistemas de riego por aspersión en una forma eficiente.

Estos métodos se pueden clasificar en tres grupos principales: métodos numéricos, técnicas de optimización y técnicas de simulación.

En este trabajo se presentan algunos de estos métodos, los cuales en conjunto permiten analizar y diseñar sistemas de riego por aspersión.

Se discute la aplicación del método de Newton-Ramphson en el análisis de redes de distribución; sus limitaciones y las condiciones necesarias bajo las cuales es posible obtener una solución.

Se estudia el diseño óptimo de redes de distribución.

ción. Se presentan dos métodos que permiten hacer la selección de los diámetros de los tubos de la red y la presión de operación de la bomba, que en conjunto, den el costo anual mínimo.

El lateral en un sistema de riego por aspersión es el elemento básico, en él se encuentran instalados los aspersores.

Las ecuaciones usadas comunmente para estudiar la distribución de la presión en un lateral no son precisas; y los criterios usados para su diseño son arbitrarios.

Se desarrollan, en este trabajo, ecuaciones que permiten calcular en detalle la distribución de la presión en un lateral y la descarga de cada uno de sus aspersores.

Se sugiere un método nuevo para el diseño de laterales, que usa como criterios el volumen de agua dado por los aspersores y la uniformidad de sus descargas.

En la operación de un sistema de riego por aspersión, la posición de los laterales en la red va cambiando con el tiempo; esto hace que la distribución de la presión en la red, varíe también con el tiempo.

Es importante conocer la presión de operación y la descarga que debe tener la bomba, que opera el sistema, tal que asegure un buen funcionamiento de los aspersores.

Ya que el conocer estas variables representa un trabajo laborioso, generalmente se analizan algunas situaciones

que se supone son las extremas.

En este trabajo, se presenta un método que permite conocer la presión y la descarga de la bomba, que aseguran un buen funcionamiento de los aspersores; en una forma contnua, durante el ciclo de riego.

Para cada uno de los métodos discutidos se da un programa de computadora y se analiza la solución de casos de interés práctico.

C A P I T U L O 1

REVISION BIBLIOGRAFICA

Cada capítulo de este trabajo se puede considerar como un tema independiente, en consecuencia, la revisión de bibliografía se discutirá para cada capítulo por separado.

1.1. ANALISIS DE REDES DE DISTRIBUCION

Uno de los métodos más usados y posiblemente el más antiguo, para la solución sistemática de redes de distribución, es el método de Hardy-Cross⁽³⁾; este es un método iterativo desarrollado con la idea de hacer los cálculos necesarios a mano.

El método consiste en escribir la ecuación de continuidad para cada nodo de la red, o la ecuación de continuidad de potencial en circuitos cerrados de la red. En cualquiera de las dos formulaciones, se tiene un conjunto de ecuaciones simultáneas no lineales, que deben satisfacer la condición:

$$F_j(x) = 0 \quad (1.1)$$
$$j = 1, 2, \dots, N$$

donde $x = (x_1, x_2, \dots, x_N)$ es un vector de variables desconocidas, las cuales pueden ser calculadas resolviendo el sistema de ecuaciones. Estas variables pueden ser potenciales, consumos, propiedades físicas de los tubos (diámetro, longitud, rugosidad), o el flujo en los tubos; dependiendo del tipo de formulación usado.

El método de Hardy-Cross resuelve el sistema de ecuaciones suponiendo un valor inicial para cada una de las variables desconocidas; en cada iteración se calculan correcciones para cada una de ellas, hasta que la ecuación (1.1) se satisface con un criterio de error establecido.

La corrección para cada variable x_i , en la $(k + 1)$ iésima iteración se calcula con la ecuación:

$$\Delta x_i^{k+1} = \frac{-F_j(x_i^k)}{\frac{\partial F_j(x_i^k)}{\partial x_i}} \quad (1.2)$$

La ventaja principal que presenta este método, es que cada corrección se calcula usando una sola ecuación; por otro lado es fácil programarlo en una computadora digital (Graves et al. (9), Dilligham(5)).

El resolver una red de distribución usando este método y haciendo los cálculos a mano, representa un trabajo muy laborioso, especialmente si la red incluye circuitos cerrados.

Martin y Peters⁽²¹⁾, usan el método de Newton-Ramphson para resolver sistemas de ecuaciones no lineales, en la solución de redes de distribución.

En este método las correcciones para todas las variables desconocidas, son calculadas simultáneamente haciendo la inversión de una matriz, en cada iteración.

En el trabajo de Martin y Peters, el potencial en un nodo es conocido y usado como referencia, las variables desconocidas son las potenciales en los nodos restantes de la red.

Shamir y Howard⁽²³⁾, generalizan el método de Newton-Ramphson, para usar diferentes tipos de incógnitas que pueden ser potenciales, consumos o propiedades físicas de los tubos. Este método presenta la ventaja de poder incorporar en la red elementos hidráulicos, tales como bombas, válvulas, tanques elevados, etc.

Usando este método es posible hacer análisis de sensibilidad en la red, el cual consiste en determinar la sensibilidad de ciertas variables de la red, tales como potenciales o consumos, a cambios en otras variables como potenciales consumos o propiedades de los tubos. Este análisis es muy útil en el proceso de calibración de un modelo, y en la solución de problemas de diseño y operación (Shamir⁽²³⁾).

El método de Newton-Ramphson ha sido usado en el desarrollo de un gran número de modelos matemáticos de redes,

(Epp y Fowler⁽⁷⁾; Zarghamee⁽²⁷⁾; Stoner⁽²⁶⁾).

Modificaciones al trabajo de Shamir y Howard se han hecho en dos aspectos principales: acelerar la convergencia del método y en el desarrollo de técnicas eficientes para la inversión de la matriz de correcciones, ya que ésta es una matriz enrarecida (Lemieux⁽¹⁹⁾; Donachie⁽⁶⁾).

En este punto se debe mencionar el trabajo de Shamir⁽²⁴⁾, que da una discusión detallada de las técnicas desarrolladas, sus dificultades y ventajas que presentan.

En los últimos años se han desarrollado nuevos métodos de solución, usando teoría de gráficas. Lam y Wolla^(17,18) usando la ecuación de continuidad para cada nodo y conceptos de teoría de gráficas, desarrollan un modelo matemático en el que las variables desconocidas son el potencial en cada nodo. El método de solución es diferente al de Newton-Ramphson, en lugar de calcular la matriz de correcciones en cada iteración, usa una matriz que se aproxime a ella; de tal forma que no es necesaria la operación de inversión para calcular las correcciones de las incógnitas. Kesavan y Chandrasehlar⁽¹⁶⁾, usan también teoría de gráficas en el desarrollo de su modelo matemático.

La principal ventaja que reportan los autores de estos trabajos, con respecto al método de Newton-Ramphson, es que no es necesario invertir la matriz de correcciones en cada iteración; lo que significa menor tiempo y memoria de com

putadora. Esto no es del todo cierto, ya que la matriz de correcciones es una matriz enrarecida en la cual es posible aplicar técnicas que hacen eficiente su inversión.

Nahavandi⁽²²⁾, usa un método de matrices, en el cual la pérdida de potencial en circuitos cerrados y la ecuación de continuidad en los nodos son expresados en forma matricial.

Las variables desconocidas son los potenciales en los nodos y el flujo en las secciones, bajo estas condiciones se tiene un sistema de ecuaciones lineales simultáneas; la solución de este sistema es inmediato y no se requiere de métodos iterativos como en los casos anteriores.

1.2. DISEÑO OPTIMO DE REDES DE DISTRIBUCION PARA SISTEMAS DE RIEGO POR ASPERSION

En los primeros trabajos desarrollados para el diseño de redes de distribución, se usaron criterios de minimización sencillos (tales como el de la primera derivada). Estos criterios sólo son aplicables a casos de redes simples que satisfacen ciertas restricciones.

El rápido desarrollo de métodos de optimización (programación lineal, dinámica, etc.), han permitido el desarrollo de técnicas generales que permiten hacer diseños óptimos de redes de distribución.

Uno de los métodos más conocidos para el diseño de

redes, es el desarrollado por Keller⁽¹⁵⁾. En él se considera el caso de redes de distribución abiertas (sin circuitos cerrados) operados por una sola bomba.

Suponiendo conocidos el potencial y el consumo en los nodos de demanda, el diámetro de cada sección es seleccionado tomando en cuenta el costo de operación de la bomba. Los diseños obtenidos usando este método, son muy semejantes a los obtenidos usando técnicas de optimización (programación lineal); sin embargo, presenta la desventaja de que es aplicable sólo a redes simples que satisfacen ciertas condiciones.

Este método se puede considerar como una generalización del trabajo de Garton⁽⁸⁾, en donde se seleccionan los diámetros de los tubos de una sola línea.

Clement et al.⁽²⁾, desarrollan un método para la selección de diámetros de tubos en líneas donde la pérdida de potencial es conocida.

La idea básica del método es la siguiente, suponga que la máxima pérdida de potencial para un tubo es dada y que se tienen dos diámetros disponibles. Uno es relativamente grande y la pérdida de potencial en el tubo, si éste se usa, es menor que la disponible; el otro diámetro es relativamente pequeño y su pérdida de potencial correspondiente es mayor que la disponible. Ya que el costo del tubo depende de su diámetro, la selección más económica es hacer una combina

ción de los dos diámetros.

Si la longitud del tubo es L , la longitud de tubo de diámetro mayor está dada por:

$$L_1 = \frac{L \times (J_2 - Y)}{J_2 - J_1} \quad (1.3)$$

donde Y es la pérdida de potencial permitida; J_1 el gradiente de pérdida de potencial para el tubo de diámetro mayor; J_2 el gradiente de pérdida de potencial para el tubo de diámetro menor.

La longitud de tubo de diámetro menor será entonces:

$$L_2 = L - L_1 \quad (1.4)$$

Esta idea es generalizada para el caso de dos o más tubos que están conectados en serie y de una forma semejante se escogen los diámetros de cada tubo. El método puede usarse si la red incluye tubos o líneas de tubos, conectados en paralelo, la única condición que se requiere es que la pérdida de potencial entre los extremos de la red sea conocida.

El método es fácil pero laborioso y programarlo en una computadora presenta dificultades en la lógica del programa.

Manly⁽²⁰⁾, desarrolla un método para el diseño de redes de sistemas de riego por aspersión. En su trabajo con-

sidera dos casos, cuando el sistema es operado usando la fuerza de la gravedad y cuando es operado por una bomba.

En el primer caso, el gradiente de pérdida de potencial por fricción es escrito como:

$$S = \frac{h}{L} = \frac{K q^a}{D^b} \quad (1.5)$$

donde:

S - gradiente de pérdida por fricción

h - potencial disponible

L - longitud del tubo

q - descarga en el tubo

a, b, K - coeficientes que dependen del tipo de ecuación usada.

Suponiendo que el costo del tubo por unidad de longitud, se puede expresar como:

$$C = yD^x \quad (1.6)$$

donde D es el diámetro del tubo y x,y son parámetros; el costo de una línea con N tubos está dada por:

$$C = C_1 L_1 + C_2 L_2 + \dots + C_N L_N \quad (1.7)$$

donde C_i es el costo por unidad de longitud del tubo i , L_i

es la longitud del tubo i .

Sustituyendo la ecuación (1.6) en (1.7), se obtiene:

$$C = Y \frac{Kq_1^a L_1^z}{h_1} L_1 + Y \frac{Kq_2^a L_2^z}{h_2} L_2 + \dots + Y \frac{Kq_n^a L_n^z}{h_n} L_n \quad (1.8)$$

Para que el costo de toda la línea sea mínimo, se debe satisfacer:

$$\frac{\partial C}{\partial h_1} = \frac{\partial C}{\partial h_2} = \dots = \frac{\partial C}{\partial h_n} \quad (1.9)$$

Con lo que se obtiene:

$$\frac{q_1^z}{S_1^w} = \frac{q_2^z}{S_2^w} = \dots = \frac{q_N^z}{S_N^w}$$

6

$$S_2 = \frac{q_2^z}{q_1^z} \frac{Yw}{S_1} \quad (1.10)$$

$$S_3 = \frac{q_3^z}{q_1^z} \frac{Yw}{S_1}$$

—
—
—

$$S_N = \frac{q_N^z}{q_1^z} \frac{Yw}{S_1}$$

Si S_1 es conocido, los valores de S_2, \dots, S_n pueden ser calculados y usando la ecuación (1.5) el diámetro de cada tubo es calculado.

Para cada punto de demanda se calcula un valor de S_1 , de acuerdo con la ecuación:

$$S_1 = \frac{h_j}{L_0 + \sum_{i=1}^j \frac{q_i}{q_0} L_i} \quad (1.11)$$

donde:

- h_j - diferencia en elevación desde el punto donde se encuentra la bomba hasta el punto de demanda j
- L_0 - longitud del tubo entre la bomba y el primer punto de demanda
- q_0 - descarga en el tubo que conecta la bomba con el primer punto de demanda
- q_i - descarga en el tubo i
- L_i - longitud del tubo i

El valor de S_1 se escoge así que en el análisis se todos los calculados.

Si el sistema está operado por una bomba, su costo de operación es:

$$C_D = C_E \cdot E \quad (1.12)$$

onde:

C_0 - costo anual de operación

C_E - costo de la energía

E - energía total requerida anualmente (depende del gasto del sistema y del gradiente de fricción).

La función a minimizar es entonces:

$$W = C_0 + C_E E \quad (1.13)$$

Derivando la función (1.13) respecto al diámetro e

igualando a cero, el diámetro económico está dado por:

$$D_e = \left(\frac{C_0}{C_E} \right)^{1/3} \quad (1.14)$$

onde:

D_e - diámetro económico

q - flujo en el tubo

x, y, z, t - parámetros

Usando la ecuación (1.14) el diámetro de cada tubo

calculado.

Este método es aplicable a redes de distribución

su supuesto es que el costo de los tubos es en la forma de un

ralizarlo a redes más complicadas.

Karmelli et al.⁽¹³⁾, presentan una formulación para el diseño de una red que permite usar programación lineal. Suponiendo que el sistema está operado por una bomba y que su costo de operación varía linealmente con su presión, las variables a determinar son los diámetros en cada tubo de la red y la presión de operación de la bomba, que minimizan la función objetivo definida como la suma del costo de operación más el costo de cada tubo.

Una limitación que presenta este método, es que el flujo en todas las secciones de la red debe ser conocido, en consecuencia, sólo es aplicable al caso de redes del tipo abiertas (que no incluya circuitos cerrados).

Ya que en la actualidad se disponen de algoritmos eficientes para la solución de problemas de programación lineal, éste es un método que permite hacer el diseño de cualquier red del tipo abierta, con la ventaja de que el diseño obtenido es el óptimo económico.

Gupta et al.⁽¹⁰⁾, usando la misma formulación generaliza el método para el caso de redes operadas con dos o más bombas.

Karmelli et al.⁽¹⁴⁾, Shamir⁽²⁴⁾, usando programación dinámica, presentan un método para el diseño de redes del tipo abiertas; las variables a determinar son las mismas que en la solución por programación lineal, esto es, la pre-

si3n en la bomba y los diámetros de los tubos.

Esta formulaci3n es m3s complicada que la formulaci3n usando programaci3n lineal; asimismo aunque el uso de programaci3n din3mica no requiere de una subrutina especial para su soluci3n, como en el caso de programaci3n lineal, el hacer un programa general para el diseño de redes presenta m3s dificultades.

La disponibilidad de algoritmos eficientes para la soluci3n de programaci3n lineal, ha permitido desarrollar m3todos para el diseño 3ptimo de redes que incluyen circuitos cerrados. En estos casos, el potencial y el consumo en todos los nodos de la red es conocido. Shamir⁽²⁴⁾, presenta una discusi3n de dos trabajos, uno de ellos usando programaci3n lineal separable.

Shamir^(24,25), da un nuevo m3todo para la optimizaci3n del diseño y operaci3n de sistemas de distribuci3n de agua. La formulaci3n general considera variables asociadas con el diseño, la operaci3n o ambos. La funci3n objetivo en esta formulaci3n, contiene el costo del diseño y el costo de operaci3n. Se toman en cuenta los beneficios obtenidos por satisfacer demandas de agua y las p3rdidas cuando la operaci3n del sistema es deficiente o existe una falla del sistema.

1.3. CALCULO Y DISEÑO EN DETALLE DE LATERALES

El método comunmente usado para calcular la pérdida de potencial en laterales, es el desarrollado por Christian-sen⁽⁴⁾. Suponiendo que la descarga de todos los aspersores es la misma, se puede demostrar que la pérdida de potencial en un lateral está dada por:

$$Y = F \cdot Y_t \quad (1.15)$$

donde Y_t es la pérdida de potencial en un tubo cerrado con un flujo igual al producto de la descarga de un aspersor y el número de aspersores del lateral; F es un factor de corrección dado por la ecuación:

$$F = \sum_{i=1}^N \frac{i^m}{N^{m+1}} \quad (1.16)$$

donde N es el número de aspersores en el lateral, y m es un coeficiente que depende de la ecuación usada para la pérdida de potencial por fricción en un tubo ($m = 1.852$ si se usa la ecuación de Hazen-Williams).

Si N es igual a 1, F es igual a 1.0; y si N tiende a infinito, el valor de F tiende a 0.351.

En general, la selección del diámetro de un lateral se hace limitando la máxima diferencia en descargas de asper

sores. Se ha aceptado que esta diferencia sea menor del 10.0% de la descarga que da un aspersor cuando trabaja con la presión de operación previamente seleccionada. (Israelsen⁽¹²⁾, Hagan et al. (11)).

Suponiendo que la descarga de un aspersor varía con la raíz cuadrada de la presión con la que trabaja, se tiene la siguiente relación:

$$\frac{q_i}{q_j} = \left(\frac{P_i}{P_j} \right)^{1/2} \quad (1.17)$$

Entonces, si:

$$\frac{q_i}{q_j} = 1.10 \quad (1.18)$$

$$\frac{P_i}{P_j} = 1.21$$

Por lo tanto, para que la máxima diferencia en descargas sea menor del 10.0%, la máxima pérdida de potencial permitida es aproximadamente el 20.0% de la presión de operación seleccionada.

Este criterio es arbitrario; sin embargo, es comúnmente usado en el diseño de laterales.

Benami⁽¹⁾, desarrolla un método para calcular en detalle la pérdida de potencial en un lateral y la descarga de

cada uno de sus aspersores; en este método son consideradas las pérdidas y ganancias de potencial en las conexiones de los tubos que forman el lateral.

Suponiendo que la descarga de un aspersor es proporcional a la raíz cuadrada de su presión y que la razón $q_s^{1.852}/h_s$ es constante, donde q_s y h_s son la descarga y presión del aspersor seleccionado, respectivamente; la presión en el m -ésimo aspersor está dada por:

$$h_m = h_s \frac{1 + R Z_m}{1 + \frac{R}{n} T_n} \quad (1.19)$$

donde:

h_s - presión del aspersor seleccionado

$$R = \frac{K q_s^{1.852}}{h_s}$$

donde:

K - factor de acoplamiento en la conexión de los tubos

q_s - descarga del aspersor seleccionado

$$Z_m = \sum_{a=1}^{m-1} a^{1.852} - C^1 (m^2 - 1)$$

donde:

C^1 - constante

$$T_n = \sum_{m=1}^n Z_m$$

n - número de aspersores en el lateral

Usando este método se pueden hacer tablas para diferentes diámetros de lateral, diferentes números de aspersores y diferentes valores de la razón $q_s^{1.852}/h_s$.

Un cálculo más exacto de laterales, puede ser conectado con el diseño de sistemas de descarga baja, como riego subterráneo o riego por goteo.

Los sistemas de riego subterráneo consisten de tubos, generalmente de plástico, con un gran número de pequeños orificios por donde sale el agua. La descarga en cada orificio es proporcional a la raíz cuadrada de la presión que se tenga en el orificio.

Esto sugiere la idea de que el agua en un lateral se comporte de una manera similar a la forma en que lo hace en los tubos de riego subterráneo; si este es el caso, entonces los criterios y metodologías para el diseño de estos sistemas pueden ser usados en el diseño de laterales (Zsack⁽²⁸⁾).

A primera vista se presentan varias objeciones. En el caso de sistemas de riego subterráneo, se está suponiendo que el número de orificios es suficientemente grande, así que se puede considerar una descarga continua a lo largo del tubo; esto no es cierto en el caso de laterales, especialmente si la longitud del lateral no es grande.

Por otro lado, en sistemas de riego subterráneo no

toma en cuenta las pérdidas de potencial locales y la pendiente del terreno; ambos factores pueden ser importantes en el diseño de laterales. Este es un tema que requiere mayor investigación que permita decir bajo qué condiciones los dos sistemas son equivalentes.

En resumen, se puede decir que existen pocos trabajos publicados sobre el cálculo y diseño de laterales; y que el método de Christiansen es el usado en general.

4. SIMULACION DE LA OPERACION DE UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

Shamir⁽²⁴⁾, presenta una discusión detallada sobre la simulación de sistemas de redes de distribución; en su trabajo analiza la estructura del simulador y la forma de usarlo.

Su artículo es general, pero está enfocado principalmente a redes de distribución de ciudades, en donde el principal objetivo de la simulación es estudiar y diseñar la utilización correcta del almacenamiento de agua.

Este es el único trabajo que se encontró publicado sobre simulación de la operación de redes de distribución.

C A P I T U L O 2

ANALISIS DE REDES DE DISTRIBUCION

2.1. DEFINICION Y DESCRIPCION DEL PROBLEMA

Una red de distribución de agua es un conjunto de elementos hidráulicos (bombas, tubos, válvulas, etc.), que se encuentran conectados entre sí.

Su modelo matemático consiste de un conjunto de secciones conectadas entre sí por medio de nodos.

Cada nodo tiene asociado un potencial total y un consumo. El potencial total en un punto específico es definido como la energía total por unidad de peso del agua.

El potencial total consta de tres componentes: la elevación, la presión (ambas dan la energía potencial), y la velocidad (energía cinética, que generalmente es despreciable en comparación con la energía potencial).

El potencial total es entonces el nivel que el agua alcanzaría en un tubo vertical que estuviera conectado a la red en el punto particular. Por comodidad, en este trabajo el potencial total será llamado simplemente potencial.

El consumo representa la cantidad de agua que entra o sale de la red en este nodo, puede ser positivo (entrando), negativo (saliendo), o cero.

Asociada a cada sección, se tiene una variable llamada resistencia que representa las propiedades físicas de un tubo (longitud, diámetro, rugosidad).

El potencial y consumo en cada nodo, así como el flujo en cada sección, están relacionados de tal forma que la ecuación de continuidad se satisface en cada nodo.

El análisis de una red de distribución consiste en conocer el valor de todas las resistencias, los potenciales y los consumos.

En cualquier análisis el valor de algunas de estas variables es conocido.

En este capítulo se considerarán únicamente problemas en donde el flujo en las secciones de la red es establecido, es decir las condiciones no establecidas (tales como las que se presentan al iniciar la operación de una bomba), se considerarán despreciables.

El modelo matemático que se usará para describir los flujos y consumos en una red, será un conjunto de ecuaciones, que expresan la conservación de la masa en cada uno de sus nodos.

Considere una red de distribución con NJ nodos y NL secciones. La ecuación de continuidad para cada nodo puede

escribirse como:

$$F_j = \sum_{i=1}^{NJ} Q_{ji} + C_j = 0 \quad (2.1)$$

$$j = 1, 2, \dots, NJ$$

donde:

Q_{ji} - flujo del nodo i al nodo j , $Q_{ji} = 0$ si no existe conexión entre los nodos i y j , y para $i = j$

C_j - consumo en el nodo j , es positivo si el agua entra al sistema, negativo si sale del sistema

La pérdida de potencial en un tubo se puede expresar, usando la ecuación de Hazen-Williams, como:

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1.131 \times 10^9}{C \cdot D^{4.872}} \cdot Q^{1.852} \quad (2.2)$$

donde:

- J - gradiente de pérdida de potencial, (m/m)
- ΔH - diferencia de potencial entre los nodos que conecta el tubo (m)
- L - longitud del tubo (m)
- Q - flujo en el tubo (m^3/h)
- C - coeficiente de Hazen-Williams para el tubo

D - diámetro del tubo (mm)

Usando esta ecuación y expresando $\Delta H = H_i - H_j$, el flujo Q_{ji} de la ecuación (2.1), queda expresado como:

$$Q_{ji} = \frac{H_i - H_j}{R_{ij}^{0.54} |H_i - H_j|^{0.46}} \quad (2.3)$$

donde:

H_i - potencial en el nodo i (m)

H_j - potencial en el nodo j (m)

R_{ij} - resistencia del tubo que conecta los nodos i y j

La resistencia R_{ij} está definida como:

$$R_{ij} = \frac{1.131 \times 10^9 \cdot L_{ij}}{C_{ij}^{1.854} \cdot D_{ij}^{4.872}} \quad (2.4)$$

donde:

L_{ij} - longitud del tubo que conecta los nodos i y j (m)

C_{ij} - coeficiente de Hazen-Williams para el tubo que conecta los nodos i y j.

D_{ij} - diámetro del tubo que conecta los nodos i y j (mm)

Usando las ecuaciones (2.3) y (2.1) se obtiene:

$$F_j = \sum_{i=1}^{NJ} \frac{R_{ij}^{0.54} (H_i - H_j)}{|H_i - H_j|^{0.46}} + C_j = 0 \quad (2.5)$$

$$j = 1, 2, \dots, NJ$$

Este sistema de NJ ecuaciones, es un modelo matemático que describe el estado de una red con NJ nodos.

Si estas ecuaciones se satisfacen en cada uno de los nodos, se dice que la red está balanceada; se puede dar un valor para el máximo desbalance permitido en cada nodo, por debajo del cual se considera que la ecuación de continuidad se satisface.

Esta formulación permite tener NJ variables desconocidas, cuyo valor puede ser calculado resolviendo el sistema de ecuaciones no lineales; estas variables pueden ser potenciales, consumos o resistencias.

El método que se usará para la solución de este sistema de ecuaciones, es el método de Newton-Ramphson.

2.2. SOLUCION USANDO EL METODO DE NEWTON-RAMPHSON

2.2.1. Método de Newton-Ramphson

El método de Newton-Ramphson es uno de los métodos

más usados para encontrar las raíces de ecuaciones algebraicas. Es un método iterativo que en un gran número de casos, es convergente y da una solución; sin embargo, existen casos para los que nunca se obtiene una solución.

Considere una función unidimensional $F(x)$, para la cual se quiere encontrar el valor de x tal que:

$$F(x) = 0 \quad (2.6)$$

Si x_0 es un valor cercano al valor real de x , usando las series de Taylor, $F(x)$ se puede expresar como:

$$F(x) = F(x_0) + (x - x_0) F'(x_0) + \frac{(x-x_0)^2 F''(x_0)}{2!} + \dots \quad (2.7)$$

Ya que el valor de x_0 es próximo al de x , los términos conteniendo $(x - x_0)$ a una potencia mayor de uno, se pueden considerar despreciables y como una primera aproximación:

$$F(x) = F(x_0) + (x - x_0) F'(x_0) \quad (2.8)$$

Si x satisface la ecuación (2.6), entonces:

$$0 = F(x_0) + (x - x_0) F'(x_0) \quad (2.9)$$

$$x = x_0 - \frac{F(x_0)}{F'(x_0)}$$

El valor de x dado por esta ecuación, se encontrará más cerca de la raíz que el valor inicial x_0 ; por lo tanto, la ecuación (2.9) se puede escribir en forma iterativa como:

$$x_{k+1} = x_k - \frac{F(x_k)}{F'(x_k)} \quad (2.10)$$

El método de Newton-Ramphson consiste entonces en suponer un valor inicial x_k , ($k = 1$), para la raíz de $F(x)$; sustituirlo en la ecuación (2.6) y verificar si la satisface dentro de un criterio de error especificado, si este es el caso, el proceso termina. En caso contrario se calcula un nuevo valor para la raíz, x_{k+1} , usando la ecuación (2.10) y se inicia una nueva iteración verificando si la ecuación (2.6) se satisface.

La interpretación geométrica de la ecuación (2.10) se puede ver en la Figura 2.1. La pendiente de la tangente a la curva en el punto $(x_k, F(x_k))$ es $F'(x_k)$, y su intersección con el eje x es x_{k+1} ; el valor de x_{k+1} está más cerca del valor de la raíz x_r , que x_k .

La derivada de la función en el punto x_k se puede escribir como:

$$F'(x_k) = \frac{F(x_k)}{x_k - x_{k+1}} \quad (2.11)$$

de donde:

$$x_{k+1} = x_k - \frac{F(x_k)}{F'(x_k)}$$

Entonces en cada iteración se calcula la intersección de la tangente a la curva en el punto x_k , con el eje x .

Definiendo $\Delta x = x_{k+1} - x_k$, la ecuación (2.10) se puede escribir como:

$$F(x) + \frac{dF}{dx} \Delta x = 0 \quad (2.12)$$

Ahora suponga un sistema de n funciones, de dimensión n ; para las cuales se quiere conocer el valor del vector (x_1, x_2, \dots, x_n) tal que:

$$\begin{aligned} F_1(x_1, x_2, \dots, x_n) &= 0 \\ F_2(x_1, x_2, \dots, x_n) &= 0 \\ &\vdots \\ &\vdots \\ F_n(x_1, x_2, \dots, x_n) &= 0 \end{aligned} \quad (2.13)$$

La corrección en cada iteración para cada una de las variables desconocidas, $(\Delta x_1, \Delta x_2, \dots, \Delta x_n)$, se calcula resolviendo el sistema de ecuaciones lineales:

$$F_j(x_1, x_2, \dots, x_n) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial F_j}{\partial x_i} \Delta x_i = 0 \quad (2.14)$$

$j = 1, 2, \dots, n$

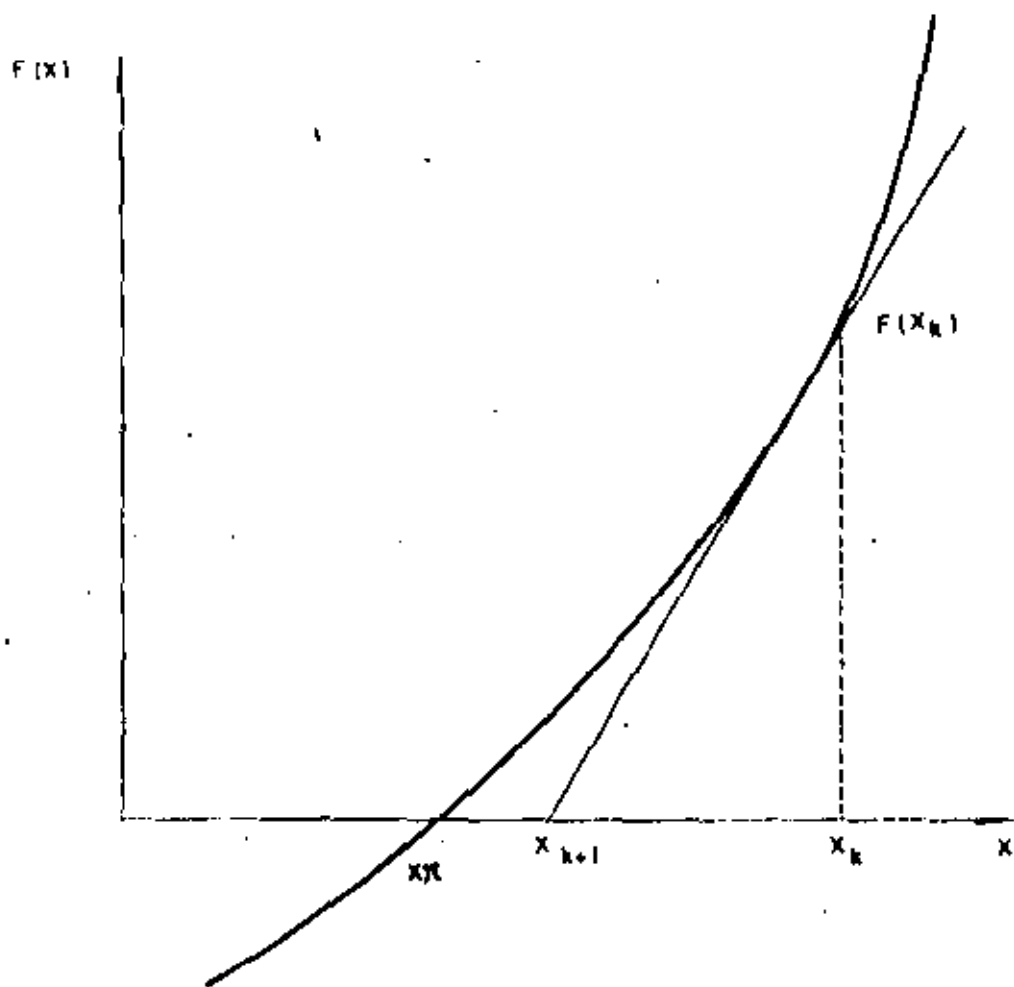


Fig. 2.1 : INTERPRETACION GEOMETRICA DEL METODO DE NEWTON-RAMPHSON

El método de Newton-Ramphson consiste en este caso, en suponer un valor inicial para cada una de las variables x_1, x_2, \dots, x_n . Verificar si las ecuaciones (2.13) se satisfacen, dentro de un criterio de error especificado. Si este es el caso, el proceso termina; en caso contrario, se calculan las correcciones para cada una de las variables, resolviendo el sistema de ecuaciones (2.14). Cada una de las correcciones obtenidas es sumada algebraicamente al valor presente de la variable correspondiente y se inicia una nueva iteración verificando si las ecuaciones (2.13) se satisfacen.

Se puede ver que para resolver un sistema de ecuaciones no lineales usando este método, el uso de una computadora es indispensable.

Si se considera ahora el sistema de ecuaciones no lineales (2.5) y se representa por \bar{H} el conjunto de potencias desconocidos, por \bar{R} el de resistencias y \bar{C} el de consumos; la corrección para cada una de las variables desconocidas se calcula resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 & F_j(\bar{R}, \bar{H}, \bar{C}) + \sum_{R_{ij} \in \bar{R}} \frac{\partial F_j}{\partial R_{ij}} \Delta R_{ij} \\
 & + \sum_{H_i \in \bar{H}} \frac{\partial F_j}{\partial H_i} \Delta H_i + \sum_{C_i \in \bar{C}} \delta_{ij} \Delta C_i = 0 \\
 & j = 1, 2, \dots, NJ
 \end{aligned} \tag{2.15}$$

donde:

$R_{ij} \in \mathbb{R}$ - significa que la resistencia R_{ij} es una variable desconocida

$H_i \in \mathbb{H}$ - significa que el potencial H_i es una variable desconocida

$C_i \in \mathbb{C}$ - significa que el consumo C_i es una variable desconocida

δ_{ij} - es la delta de Kroneker definida como:

$$\delta_{ij} = 1 \text{ si } i = j; \delta_{ij} = 0 \text{ si } i \neq j$$

Las derivadas parciales están dadas por:

$$\frac{\partial F_j}{\partial R_{ij}} = \frac{-0.54 (H_i - H_j)}{R_{ij}^{1.54} |H_i - H_j|^{0.46}}$$

$$\frac{\partial F_j}{\partial H_i} = \frac{0.54}{R_{ij}^{0.54} |H_i - H_j|^{0.46}} = \frac{\partial F_i}{\partial H_j} \quad (2.16)$$

$$\frac{\partial F_j}{\partial H_j} = - \sum_{i \neq j} \frac{\partial F_j}{\partial H_i}$$

La ecuación (2.15) se puede escribir en forma matricial como:

$$\begin{bmatrix} \frac{F_1}{R_{Kl}} \\ \vdots \\ \frac{F_{NJ}}{R_K} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial H_m} \\ \vdots \\ \frac{\partial F_{NJ}}{\partial H_m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial C_n} \\ \vdots \\ \frac{\partial F_{NJ}}{\partial C_n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta R_{Kl} \\ \Delta H_m \\ \Delta C_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F_1 \\ \vdots \\ -F_{NJ} \end{bmatrix}$$

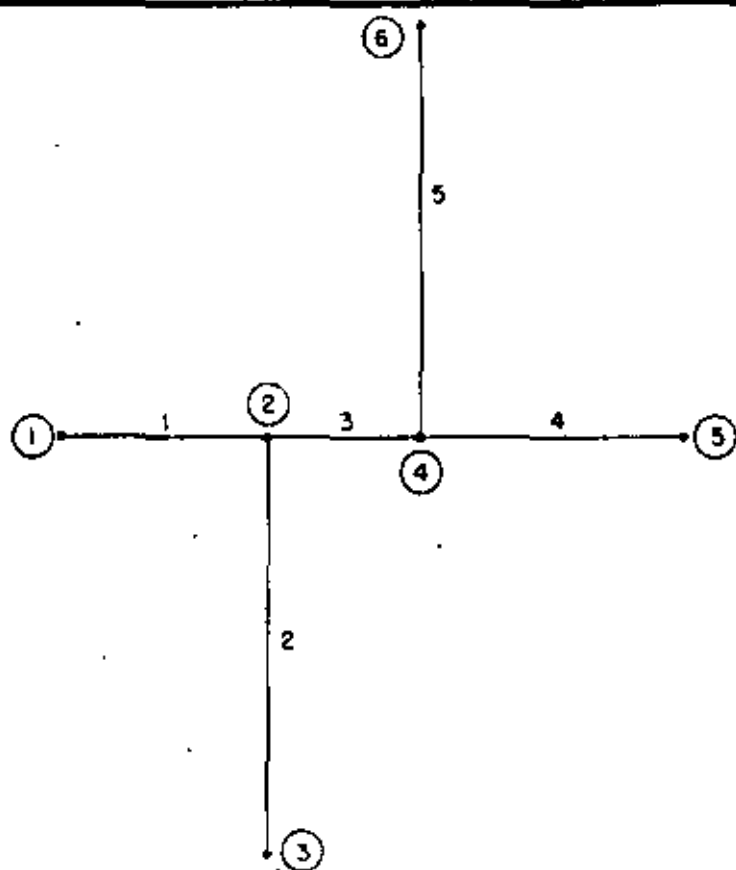
(2.17)

Para ilustrar la estructura de las ecuaciones

17), considere la red mostrada en la Figura 2.2.

Suponga que el potencial en los nodos 3, 5, 6; el sumo en los nodos 1, 2; y la resistencia de la sección 3 variables desconocidas. La ecuación (2.17) para este caso es:

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ \frac{\partial F_2}{\partial H_3} & 0 & 0 & 0 & 1 \\ \frac{\partial F_3}{\partial H_3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial F_4}{\partial H_5} & \frac{\partial F_4}{\partial H_6} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial F_5}{\partial H_5} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial F_6}{\partial H_6} & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta R_3 \\ \Delta H_3 \\ \Delta H_5 \\ \Delta H_6 \\ \Delta C_1 \\ \Delta C_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F_1 \\ -F_2 \\ -F_3 \\ -F_4 \\ -F_5 \\ -F_6 \end{bmatrix}$$



SECCION	DIAMETRO (mm.)	LONGITUD (m.)	COEF. HZ-W	FLUJO (m ³ /hr.)
1	150.0	400.0	140.0	290.0
2	125.0	800.0	140.0	130.0
3	125.0	300.0	140.0	160.0
4	125.0	500.0	140.0	80.0
5	125.0	800.0	140.0	80.0

NODO	ELEVACION (m.)	CONSUMO (m ³ /hr.)
1	127.0	290.0
2	125.0	0.0
3	129.0	-130.0
4	137.0	0.0
5	132.0	-80.0
6	128.0	-80.0

fig. 2.2: UNA RED DE DISTRIBUCION SIMPLE

Ya que las ecuaciones de continuidad involucran sólo diferencias entre potenciales, es necesario que al menos el potencial en un nodo de la red sea conocido y sirva como referencia.

El número de iteraciones para obtener una solución, depende del número de nodos de la red y de los valores iniciales de las incógnitas.

Es útil entender varias de las dificultades que presenta este método.

Considere la Figura 2.3 que muestra la gráfica de una función unidimensional; suponga que en alguna de las iteraciones se llega al punto x_1 , en donde la tangente es paralela al eje x , y la pendiente de la función es cero, en ese caso no es posible usar la ecuación (2.10) para calcular una nueva corrección.

En un sistema de más dimensiones se puede tener una situación semejante, en donde todas las derivadas parciales de un renglón de la matriz de correcciones (2.16), son iguales a cero. En este caso, la matriz es singular y no es posible obtener un conjunto de correcciones nuevas.

Otra dificultad se presenta cuando la corrección para una o varias de las variables desconocidas oscila; esto ocurre cuando la corrección obtenida en la $(k + 1)$ iésima iteración es igual a la corrección x_k , (ie.: $x_k = x_{k+2}$), es decir, se está dentro de un circuito cerrado. En estos casos

F(x)

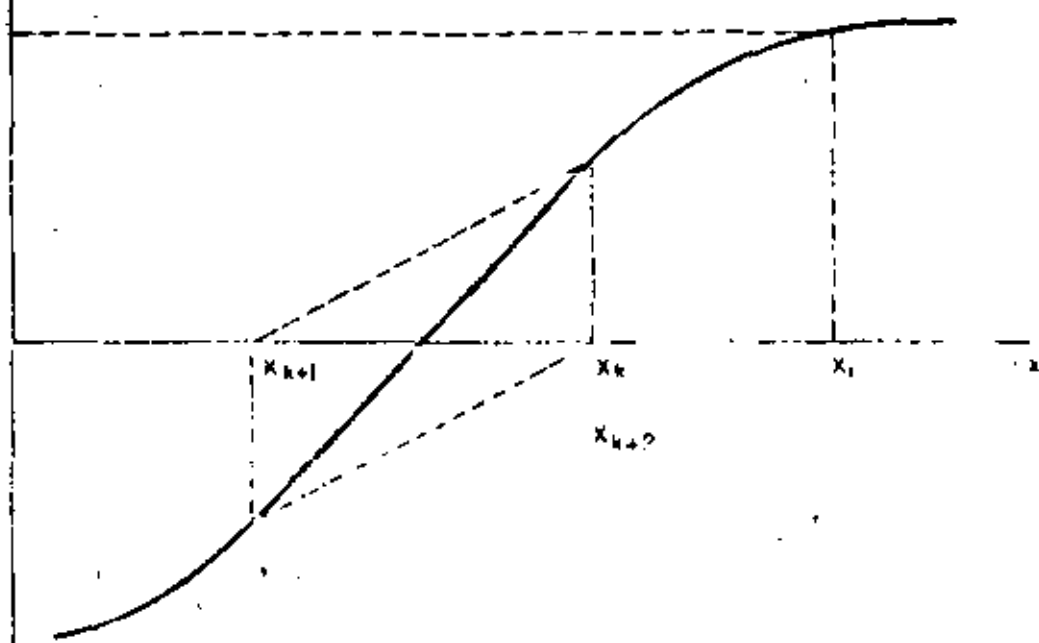


Fig 2.3: ALGUNAS DIFICULTADES DEL METODO DE
NEWTON-RAMPHSON

hasta dividir la corrección obtenida por 2, con el objeto de salir del circuito cerrado (Shamir⁽²³⁾).

En algunos casos, dependiendo de las variables que son desconocidas, el método es divergente y nunca se alcanza una solución.

Estas dificultades que se han mencionado, se reflejan en la solubilidad de una red de distribución, es decir dependiendo de las condiciones de la red y de las variables que son desconocidas se puede tener, o no, una solución.

2.2.2. Solubilidad de una red

El método de Newton-Ramphson permite para una red de NJ nodos, conocer el valor de NJ variables desconocidas; éstas pueden ser potenciales, consumos o resistencias.

Estas variables no pueden ser escogidas arbitrariamente, ya que la solubilidad de la red depende de la forma en que ellas se encuentren distribuidas en la red.

No es posible dar reglas rigurosas para determinar cuando, una red que incluye todos los tipos de incógnitas, tiene, o no, solución (Shamir⁽²³⁾).

Sin embargo, si la red de distribución es del tipo abierta, esto es, no incluye circuitos cerrados, existen reglas que en un gran número de casos, permiten determinar anticipadamente si se tendrá, o no, solución.

Si la red incluye circuitos cerrados, la situación es diferente y es difícil decir en qué casos no se tendrá solución.

A continuación se discutirán las reglas aplicables a redes del tipo abiertas y posteriormente se darán algunos ejemplos que muestran las dificultades que se tienen al querer dar reglas generales para redes con circuitos cerrados.

Para tener un sistema con solución, es necesario que la matriz de correcciones (2.17) sea no singular; éste no será el caso si todos los elementos de un renglón de la matriz son iguales a cero. Esto sucederá si en la ecuación de continuidad de algún modo no se tiene al menos una variable desconocida; por lo tanto, la primera regla es que en cada nodo al menos una de las siguientes variables debe ser incógnita:

- 1) La resistencia de alguna de las secciones conectadas a él.
- 2) El potencial en el nodo mismo, o en alguno de sus nodos adyacentes.
- 3) El consumo en el nodo mismo.

Considere ahora la red mostrada en la Figura 2.2. Suponga que la resistencia de todas sus secciones es conocida y que las variables desconocidas son los potenciales en los nodos 2, 3, 4, 5, 6 y el consumo en el nodo 1.

La Tabla 2.1 muestra la solución obtenida usando el

TABLA 2.1. RESULTADOS OBTENIDOS PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 2.2.

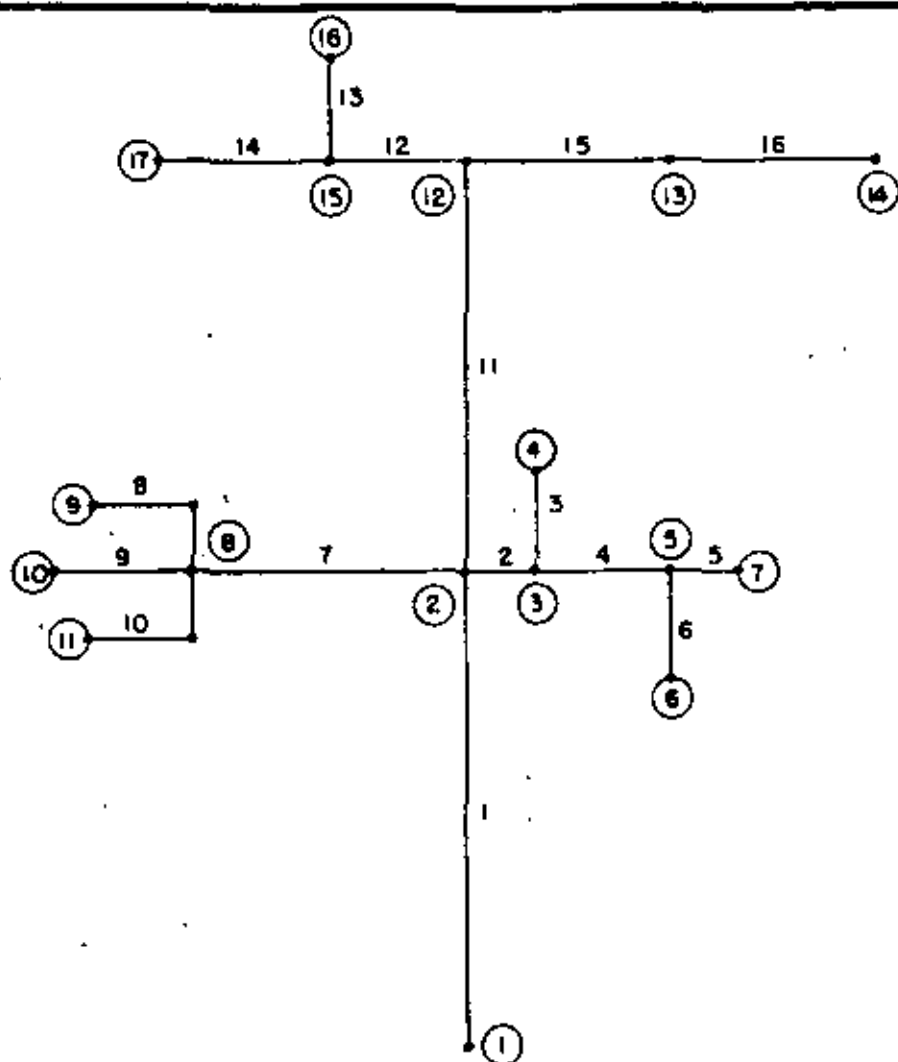
NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ /h)	TIPO DE VARIABLE	POTENCIAL TOTAL (m)	TIPO DE VARIABLE	PRESTION (m)
1	127.0	290.0	DES	250.0	CON	123.0
2	125.0	0.0	CON	209.19	DES	84.19
3	129.0	-130.0	CON	164.00	DES	35.00
4	137.0	0.0	CON	184.30	DES	47.30
5	132.0	-80.0	CON	172.80	DES	40.80
6	128.0	-80.0	CON	165.91	DES	37.91

SECCION	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	COEFICIENTE DE HZ-W	RESISTENCIA F(D,L,C)	TIPO DE VARIABLE	FLUJO (m ³ /h)
1	150.0	400.0	140.0	0.0011	CON	290.0
2	125.0	800.0	140.0	0.0055	CON	130.0
3	125.0	300.0	140.0	0.0021	CON	160.0
4	125.0	500.0	140.0	0.0034	CON	80.0
5	125.0	800.0	140.0	0.0055	CON	80.0

NODO	VALOR INICIAL DEL POTENCIAL (m)
1	250.0
2	170.0
3	164.0
4	160.0
5	160.0
6	140.0

DESBALANCE MAXIMO DE 0.00064 m³/h EN EL NODO 4.

NUMERO DE ITERACIONES NECESARIAS: 5.



SECCION	DIAMETRO (mm.)	LONGITUD (m.)	COEF. HZ-W	FLUJO (m ³ /hr.)
1	300.0	1400.0	140.0	420.0
2	250.0	200.0	140.0	285.0
3	200.0	300.0	140.0	225.0
4	200.0	400.0	140.0	60.0
5	200.0	200.0	140.0	165.0
6	200.0	300.0	140.0	225.0
7	150.0	800.0	140.0	30.0
8	75.0	500.0	140.0	10.0
9	75.0	400.0	140.0	10.0
10	75.0	500.0	140.0	10.0
11	200.0	1200.0	140.0	105.0
12	100.0	400.0	140.0	35.0
13	75.0	300.0	140.0	15.0
14	100.0	500.0	140.0	20.0
15	150.0	600.0	140.0	70.0
16	150.0	600.0	140.0	50.0

NODO	ELEVACION (m.)	CONSUMO (m ³ /hr.)
1	100.0	420.0
2	103.0	0.0
3	103.0	0.0
4	106.0	-225.0
5	103.0	0.0
6	101.0	-225.0
7	103.0	165.0
8	105.0	0.0
9	106.0	-10.0
10	105.0	-10.0
11	105.0	-10.0
12	110.0	0.0
13	110.0	-20.0
14	109.0	-50.0
15	111.0	0.0
16	117.0	-15.0
17	115.0	-20.0

fig 2.4: RED DE DISTRIBUCION PARA UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

método de Newton-Ramphson.

La Figura 2.4 muestra una red de distribución con 17 nodos y 16 secciones. En este caso, las resistencias de todas las secciones son conocidas, el potencial en los nodos 6, 9, 12, 14, 16, 17 es conocido; y los consumos en los nodos 1, 5, 8, 10, 16, 17 son desconocidos.

La Tabla 2.2 muestra la solución obtenida.

En general se puede decir que si en una red de distribución las variables desconocidas son solo potenciales y consumos, siempre se obtendrá una solución.

Desde un punto de vista no matemático, se puede ver que bajo estas condiciones siempre es posible resolver una red de distribución. Considere como un ejemplo el caso de la red mostrada en la Figura 2.2; el consumo en el nodo 1 y el flujo en todas las secciones se puede calcular inmediatamente y tomando como referencia el potencial del nodo 1, el potencial en cada nodo de la red se puede calcular ya que la resistencia de sus secciones es conocida. En el caso de redes más complicadas es posible hacer este mismo análisis y llegar a una solución.

Suponga ahora que en la red mostrada en la Figura 2.2, la resistencia de la sección 1 es desconocida, el potencial en los nodos 1, 2, 4, 5, y el consumo en el nodo 6 son desconocidos.

La Tabla 2.3 muestra los resultados obtenidos usan-

TABLA 2.2. RESULTADOS OBTENIDOS PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 2.4.

NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ /h)	TIPO DE VARIABLE	POTENCIAL TOTAL (m)	TIPO DE VARIABLE	PRESTION (m)
1	100.0	420.0	DES	132.29	DES	82.29
2	103.0	0.0	CON	171.74	DES	68.74
3	103.0	0.0	CON	169.96	DES	66.96
4	106.0	-225.0	CON	164.83	DES	58.83
5	103.0	0.0	DES	169.37	DES	66.37
6	101.0	-225.0	CON	164.24	CON	63.24
7	103.0	165.0	CON	171.29	DES	68.29
8	105.0	0.0	DES	168.00	DES	63.00
9	106.0	- 10.0	CON	159.05	CON	53.05
10	105.0	- 10.0	DES	160.84	DES	55.84
11	105.0	- 10.0	CON	159.05	DES	54.05
12	110.0	0.0	CON	166.74	CON	56.74
13	110.0	- 20.0	CON	157.82	DES	47.82
14	109.0	- 50.0	CON	153.03	CON	44.03
15	111.0	0.0	CON	160.37	DES	49.37
16	117.0	- 15.0	DES	149.00	CON	32.00
17	115.0	- 20.0	DES	157.55	CON	42.55

TABLA 2.2. CONTINUACION...

SECCION	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	COEFICIENTE DE HZ-W	RESISTENCIA F(D,L,C)	TIPO DE VARIABLE	FLUJO (m ³ /h)
1	300.0	1400.0	140.0	0.0001	CON	120.0
2	250.0	200.0	140.0	0.0001	CON	235.0
3	200.0	300.0	140.0	0.0002	CON	225.0
4	200.0	400.0	140.0	0.0003	CON	60.0
5	200.0	200.0	140.0	0.0002	CON	163.0
6	200.0	300.0	140.0	0.0002	CON	225.0
7	150.0	800.0	140.0	0.0069	CON	30.0
8	75.0	500.0	140.0	0.1258	CON	10.0
9	75.0	400.0	140.0	0.1007	CON	10.0
10	75.0	500.0	140.0	0.1258	CON	10.0
11	200.0	1200.0	140.0	0.0009	CON	105.0
12	100.0	400.0	140.0	0.0088	CON	35.0
13	75.0	300.0	140.0	0.0755	CON	15.0
14	100.0	500.0	140.0	0.0110	CON	20.0
15	150.0	600.0	140.0	0.0034	CON	70.0
16	150.0	600.0	140.0	0.0034	CON	50.0

TABLA 2.3. RESULTADOS OBTENIDOS PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 2.2.

NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ /h)	TIPO DE VARIABLE	POTENCIAL TOTAL (m)	TIPO DE VARIABLE	PRESTION (l)
1	127.0	290.0	CON	222.91	DES	95.91
2	125.0	0.0	CON	211.28	DES	36.23
3	129.0	-130.0	CON	166.09	CON	37.09
4	137.0	0.0	CON	186.39	DES	19.39
5	132.0	-80.0	CON	174.90	DES	42.90
6	128.0	-80.0	DES	168.00	CON	10.00

SECCION	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	COEFICIENTE DE HZ-W	RESISTENCIA F(D,L,C)	TIPO DE VARIABLE	FLUJO (m ³ /h)
1	150.0	400.0	140.0	0.0021	DES	104.25
2	125.0	800.0	140.0	0.0055	CON	130.00
3	125.0	300.0	140.0	0.0021	CON	160.00
4	125.0	500.0	140.0	0.0034	CON	80.00
5	125.0	800.0	140.0	0.0051	CON	80.00

DESBALANCE MAXIMO DE 185.74 m³/h EN EL NODO 1.

do el método de Newton-Ramphson después de 30 iteraciones; en este caso el método no es convergente.

Las condiciones que presenta este caso son tales, que no es posible obtener una solución única. El consumo en el nodo 6 y el flujo en cada sección, se pueden calcular inmediatamente; y tomando como referencia el potencial en el nodo 6, se calcula el potencial en los nodos, 4, 5 y 2.

En el cálculo del potencial en el nodo 2 no se tomó en cuenta el potencial y el consumo del nodo 3 que son conocidos, en consecuencia es muy probable que la diferencia de potencial entre los nodos 2 y 3 dé lugar a un flujo diferente al consumo del nodo 3, dando lugar a que la ecuación de continuidad en la red no se satisfaga.

Otro problema se presenta al querer calcular simultáneamente la resistencia en la sección 1 y el potencial en el nodo 1; existe un número infinito de combinaciones de potenciales y resistencias que den como resultado un flujo igual al correspondiente a la sección 1.

La situación es diferente si el potencial en el nodo 1 es conocido, ya que en este caso se tiene un único valor para la resistencia; y el potencial o consumo en otro nodo como incógnita, lo que permite calcular el valor de esta última variable de tal forma que la ecuación de continuidad en toda la red se satisfaga.

Una situación semejante se presenta en la red de la

Figura 2.3, si la resistencia en las secciones 4, 7 y 15 son desconocidas; el potencial en los nodos 2, 5, 14 conocido, y los consumos de todos los nodos conocidos.

El potencial en el nodo 2 y la resistencia en la sección 11 son conocidos, por lo tanto el potencial en el nodo 12 puede ser calculado; de la misma forma el potencial en el nodo 13, tomando como referencia el nodo 14, puede ser calculado.

Dados el flujo en la sección 15 y la diferencia de potencial entre los nodos 12 y 13, existe un valor único para la resistencia de la sección 15.

De una manera semejante se puede ver que la resistencia de la sección 4, tendrá un único valor.

La resistencia de la sección 7 y el potencial en el nodo 8, sólo pueden calcularse simultáneamente; en consecuencia, la resistencia de esta sección no es única y se tiene un número infinito de soluciones.

En general, una condición necesaria para la solución de una red con una o más secciones cuya resistencia es desconocida, es que no se tengan que determinar simultáneamente la resistencia de la sección y el potencial de alguno de los dos nodos que la conecta.

En el caso en que se tengan dos o más secciones consecutivas cuya resistencia es desconocida, el potencial en algún nodo intermedio entre ellas debe ser conocido.

Dada una red con N nodos, se deben tener N variables desconocidas, las cuales pueden ser: resistencias N_R , potenciales N_H o consumos N_C , satisfaciendo la ecuación:

$$N = N_R + N_H + N_C \quad (2.19)$$

Si se tienen N_R secciones cuya resistencia es desconocida, se deben tener al menos $N_R + 1$ nodos cuyo potencial sea conocido (distribuidos en la red de tal forma que las resistencias desconocidas tengan un valor único); y el número de nodos con potencial desconocido será entonces:

$$N_H \leq N - (N_R + 1) \quad (2.20)$$

Sustituyendo en la ecuación (2.19) se obtiene:

$$N_C \geq 1 \quad (2.21)$$

En consecuencia, en cualquier red se debe tener al menos un nodo cuyo consumo sea desconocido.

Si en una red el consumo en todos los nodos fuera conocido, se tendrían dos posibilidades: en la primera los valores de los potenciales y las resistencias son tales que la ecuación de continuidad en todos los nodos de la red se satisface, se tiene entonces un problema resuelto.

Si los valores de los potenciales y resistencias no son los correctos, la ecuación de continuidad no se satisface y se tiene entonces un problema sin solución (Shamir⁽²³⁾).

En resumen, las condiciones necesarias para obtener una solución, en redes de distribución abiertas, son:

1) En cada nodo al menos una de las siguientes variables debe ser incógnita:

- a) La resistencia de alguna de las secciones conectadas al nodo.
- b) El potencial en el nodo mismo o en alguno de sus nodos adyacentes.
- c) El consumo del nodo.

2) Si las variables desconocidas sólo incluyen potenciales y consumos, siempre se tendrá solución.

3) Si la red incluye una o más secciones cuya resistencia es desconocida, se tendrá solución si no es necesario determinar simultáneamente el valor de la resistencia de la sección y el potencial en alguno de los nodos con los que está conectada.

4) Si en la red se tienen N_R secciones cuya resistencia es desconocida, se deben tener al menos $N_R + 1$ nodos cuyo potencial sea conocido, distribuidos en la red de tal forma que las resistencias desconocidas tengan un valor único.

5) Se debe tener en la red al menos un nodo cu

yo consumo sea desconocido.

Considere ahora el caso de redes de distribución que incluyen circuitos cerrados.

Si las variables desconocidas sólo incluyen potenciales y consumos, siempre se tendrá solución.

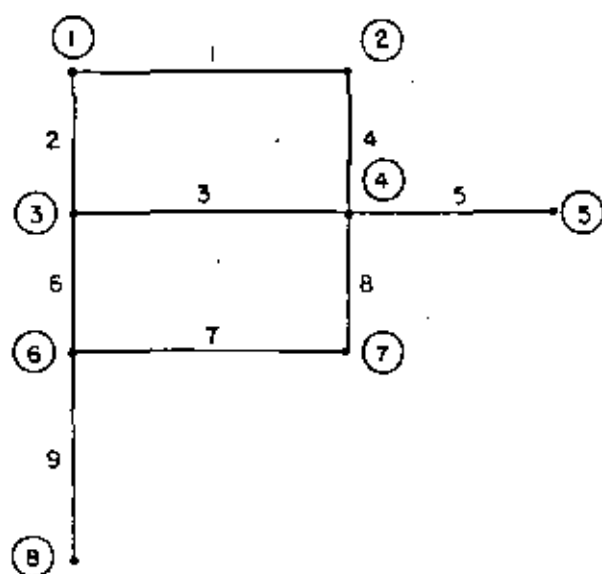
La Tabla 2.4 muestra los resultados obtenidos usando el método de Newton-Ramphson para la red mostrada en la Figura 2.5, cuando las resistencias de todas las secciones son conocidas y el potencial en el nodo 8 es usado como referencia.

Suponga que en esta misma red, la resistencia de la sección 3 es desconocida; es claro que si el potencial en los nodos 3 y 4 es conocido, se tendrá un único valor para la resistencia y existirá una solución para la red.

Se puede demostrar que para obtener en esta red una solución si la resistencia de una sección es desconocida, es necesario que el potencial en uno de los nodos que conecta y en otro nodo que esté dentro del circuito-cerrado, sea conocido. Si el potencial de los nodos que conecta la sección es desconocida, no existirá una solución.

En la Tabla 2.5 se muestra la solución obtenida cuando la resistencia de la sección 3 es desconocida y los potenciales en los nodos 4 y 6 son variables conocidas.

Suponga ahora que la resistencia de las secciones 7 y 8 son desconocidas, es necesario que el potencial en el no



SECCION	DIAMETRO (mm.)	LONGITUD (m.)	COEF. HZ-W
1	250.0	400.0	140.0
2	200.0	200.0	140.0
3	250.0	400.0	140.0
4	200.0	200.0	140.0
5	200.0	300.0	140.0
6	200.0	200.0	140.0
7	250.0	400.0	140.0
8	200.0	200.0	140.0
9	200.0	300.0	140.0

NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ / hr.)
1	280.0	5000
2	280.0	-1000
3	260.0	-1000
4	260.0	0.0
5	260.0	-1500
6	250.0	0.0
7	250.0	-1000
8	240.0	-1500

fig 2.5 : UNA RED DE DISTRIBUCION SIMPLE,
QUE INCLUYE CIRCUITOS CERRADOS

TABLA 2.4. RESULTADOS OBTENIDOS PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 2.3

NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ /h)	TIPO DE VARIABLE	POTENCIAL TOTAL (m)	TIPO DE VARIABLE	FLUJO (m ³ /h)
1	280.0	500.0	CON	305.02	DES	249.77
2	280.0	-100.0	CON	303.22	DES	230.22
3	260.0	-100.0	CON	290.86	DES	67.11
4	260.0	0.0	CON	299.61	DES	139.77
5	260.0	-150.0	CON	298.19	DES	130.09
6	250.0	0.0	CON	300.32	DES	33.13
7	250.0	-100.0	CON	300.25	DES	33.14
8	240.0	-50.0	DES	300.00	CON	66.90

SECCION	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	COEFICIENTE DE HZ-W	RESISTENCIA F(D,L,C)	TIPO DE VARIABLE	FLUJO (m ³ /h)
1	250.0	400.0	140.0	0.0001	CON	249.77
2	200.0	200.0	140.0	0.0002	CON	230.22
3	250.0	400.0	140.0	0.0001	CON	67.11
4	200.0	200.0	140.0	0.0002	CON	139.77
5	200.0	300.0	140.0	0.0002	CON	130.09
6	200.0	200.0	140.0	0.0002	CON	33.13
7	250.0	400.0	140.0	0.0001	CON	33.14
8	200.0	200.0	140.0	0.0002	CON	66.90
9	200.0	300.0	140.0	0.0002	CON	50.00

NODO	VALOR INICIAL DEL POTENCIAL (m)
1	280.0
2	340.0
3	300.0
4	260.0
5	320.0
6	250.0
7	310.0
8	300.0

DESBALANCE MAXIMO DE 0.04 EN EL NODO 7.

NUMERO DE ITERACIONES NECESARIAS: 29.

TABLA 2.5. RESULTADOS OBTENIDOS PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 2.5.

NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ /h)	TIPO DE VARIABLE	POTENCIAL TOTAL (m)	TIPO DE VARIABLE	PRESTION (m)
1	280.0	500.0	CON	305.02	DES	25.02
2	280.0	-100.0	CON	302.22	DES	22.22
3	260.0	-100.0	CON	300.86	DES	40.86
4	260.0	0.0	CON	300.61	CON	40.61
5	260.0	-150.0	CON	298.19	DES	38.19
6	250.0	0.0	CON	300.32	CON	50.32
7	250.0	-100.0	CON	300.25	DES	50.25
8	240.0	-50.0	DES	300.00	DES	60.00

SECCION	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	COEFICIENTE DE HZ-W	RESISTENCIA F(D,L,C)	TIPO DE VARIABLE	FLUJO (m ³ /h)
1	250.0	400.0	140.0	0.0001	CON	249.90
2	200.0	200.0	140.0	0.0002	CON	250.10
3	250.0	400.0	140.0	0.0001	DES	66.59
4	200.0	200.0	140.0	0.0002	CON	149.90
5	200.0	300.0	140.0	0.0002	CON	150.00
6	200.0	200.0	140.0	0.0002	CON	83.47
7	250.0	400.0	140.0	0.0001	CON	33.53
8	200.0	200.0	140.0	0.0002	CON	66.53
9	200.0	300.0	140.0	0.0002	CON	50.00

NODO	VALOR INICIAL DEL POTENCIAL (m)
1	280.0
2	340.0
3	300.0
4	360.0
5	320.0
6	250.0
7	310.0
8	300.0

DESBALANCE MAXIMO DE 0.07 EN EL NODO 6.

NUMERO DE ITERACIONES NECESARIAS: 29.

do 7 sea conocido; de otra forma no se obtendrá una solución.

A través de este análisis se han encontrado para esta red, condiciones bajo las cuales es posible obtener una solución; suponga que las queremos aplicar a la red mostrada en la Figura 2.6.

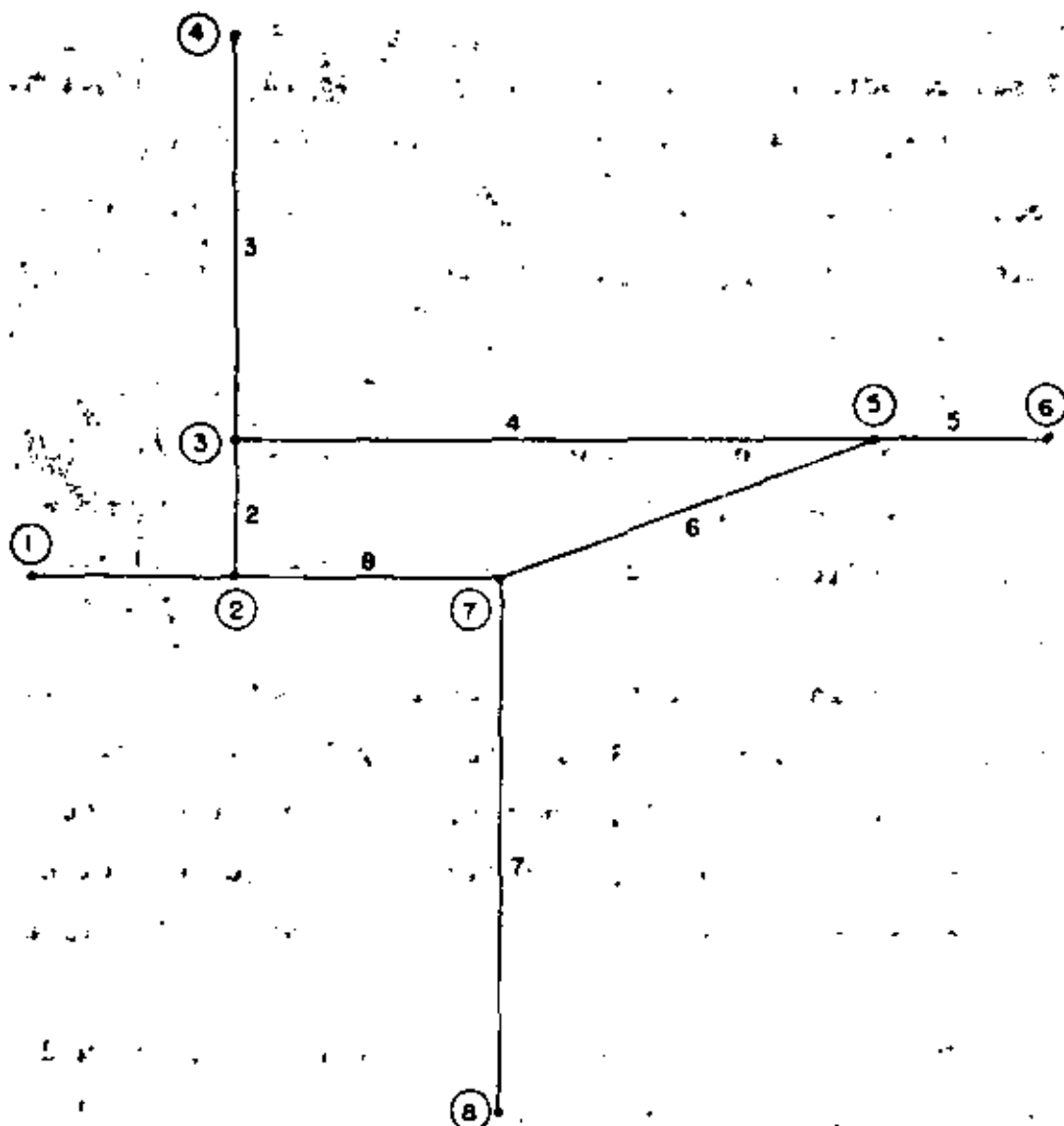
Si la resistencia de la sección 6 es desconocida, de acuerdo con las reglas encontradas, si el potencial en los nodos 2 y 5 es conocido, se tendrá solución; sin embargo, bajo estas condiciones el método de Newton-Ramphson es divergente.

La Tabla 2.6 muestra los resultados obtenidos si el potencial en los nodos 6 y 8 es conocido y la resistencia de la sección 6 es desconocida; aún más, si la resistencia de la sección 4 es desconocida, es suficiente con que el potencial en los nodos 3 y 1 sean conocidos para obtener la misma solución.

Del análisis de estos dos casos sencillos, se puede decir que para redes con circuitos cerrados, es posible dar algunas reglas generales aplicables a cualquier red; y que para cada red en particular se tienen reglas que sólo son aplicables a ella.

Esto muestra la imposibilidad de dar reglas generales aplicables a todos los casos.

Se pueden mencionar como condiciones generales necesarias para obtener solución en el caso de redes que inclu-



SECCION	DIAMETRO (mm.)	LONGITUD (m.)	COEF. HZ-W
1	300.0	300.0	140.0
2	200.0	200.0	140.0
3	200.0	500.0	140.0
4	200.0	950.0	140.0
5	200.0	250.0	140.0
6	200.0	600.0	140.0
7	200.0	800.0	140.0
8	200.0	400.0	140.0

NODO	ELEVACION (m.)	CONSUMO (m ³ /hr.)
1	140.0	500.0
2	130.0	0.0
3	130.0	0.0
4	125.0	-150.0
5	130.0	0.0
6	130.0	-150.0
7	135.0	0.0
8	140.0	-200.0

fig 2.6: UNA RED DE DISTRIBUCION SIMPLE, QUE INCLUYE CIRCUITOS CERRADOS

TABLA 2.6. RESULTADOS OBTENIDOS PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 2.6.

46

CODIGO	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	CORRIENTE VARIABLE	POTENCIAL TOTAL (m)	TIPO DE VARIABLE	PRESTACION (m)
1	200.0	500.0	CON	202.10	DES	62.10
2	200.0	500.0	CON	198.98	DES	68.98
3	200.0	500.0	CON	194.66	DES	64.66
4	200.0	500.0	CON	190.63	DES	65.63
5	200.0	500.0	CON	190.48	DES	60.48
6	200.0	500.0	CON	188.46	CON	58.46
7	200.0	500.0	DES	190.09	DES	55.99
8	200.0	500.0	CON	180.00	CON	40.00

CODIGO	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	CORRIENTE VARIABLE	RESISTENCIA (D.L.C)	TIPO DE VARIABLE	FLUJO (m ³ /h)
1	200.0	300.0	140.00	0.0004	CON	500.00
2	200.0	200.0	140.00	0.0002	CON	255.25
3	200.0	500.0	140.00	0.0004	CON	150.00
4	200.0	950.0	140.00	0.0008	CON	105.25
5	200.0	250.0	140.00	0.0002	CON	150.00
6	200.0	600.0	140.00	0.0005	DES	44.74
7	200.0	800.0	140.00	0.0006	CON	200.00
8	200.0	400.0	140.00	0.0003	CON	244.75

yen circuitos cerrados, las condiciones 1), 2) y 5) dadas para el caso de redes abiertas.

En adición se tienen las condiciones dadas por Shamir⁽²³⁾:

1) Para cada sección cuya resistencia es desconocida, no más de una variable de las cuatro en sus nodos terminares (dos potenciales y dos consumos), deben ser desconocidas.

2) Si el potencial y el consumo en un nodo son desconocidos, entonces al menos en uno de sus nodos adyacentes, el consumo debe ser conocido.

Estas condiciones se han obtenido después de analizar diferentes redes y observando para cada una de ellas, en qué casos se tiene, o no, solución. La razón de esto, es que matemáticamente, para el caso de redes de distribución, no es posible demostrar la convergencia del método de Newton-Ramphson; ya que una condición necesaria para la demostración, es que las funciones sean monótonas con respecto a todas las variables desconocidas, y esto no es siempre válido en un caso general.

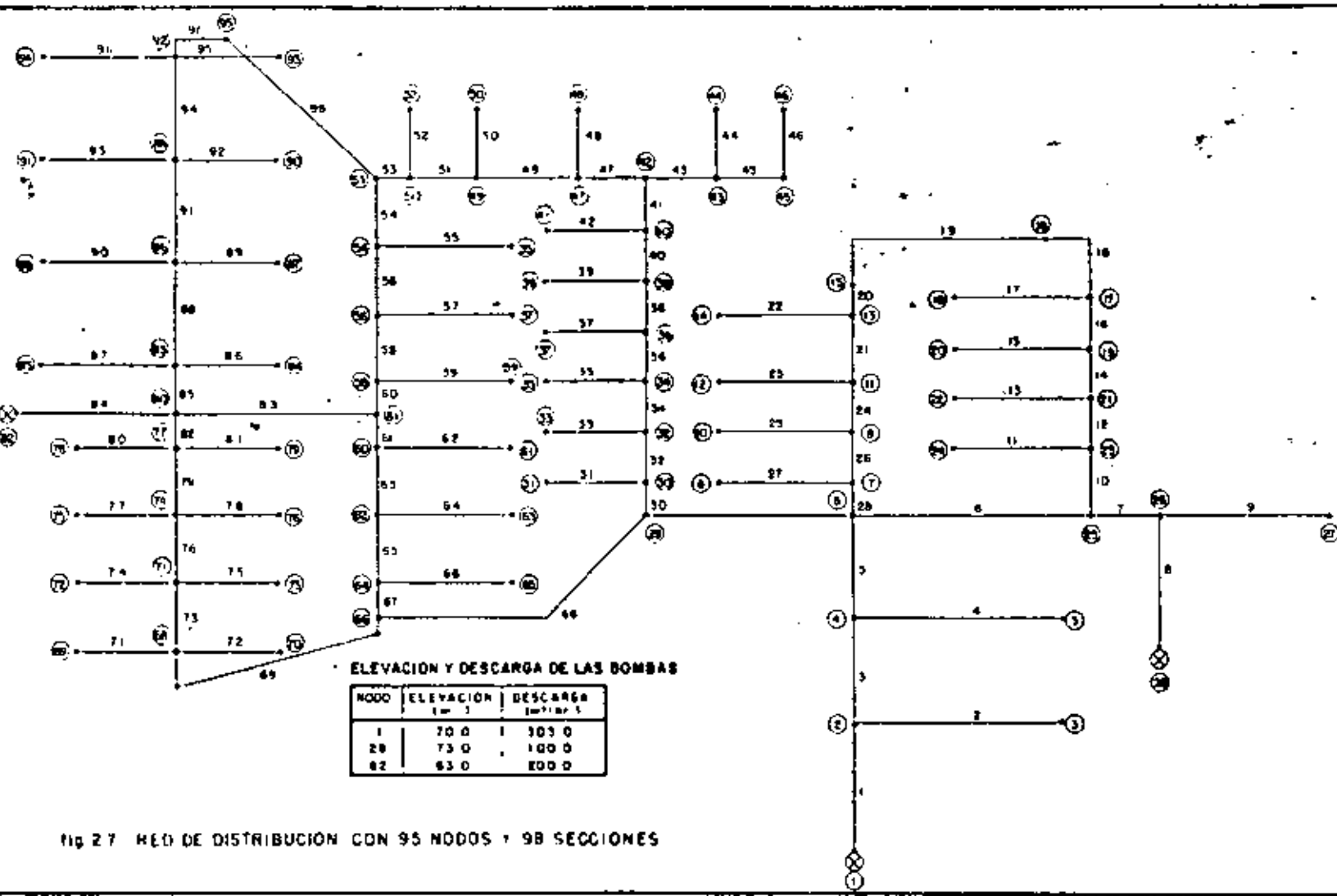
La demostración para la unicidad de la solución es muy difícil, sino imposible. Se requerirían de algunas hipótesis acerca de la forma de las funciones, las cuales excluirían muchos casos de importancia práctica y se tendría que restringir los tipos de incógnitas y su distribución en la

red (Shamir⁽²³⁾).

Para mostrar la utilidad del método de Newton-Raphson, considere la red mostrada en la figura 2.7, con 95 nodos y 98 secciones.

La Tabla 2.7 muestra los resultados obtenidos para el caso en que la resistencia de cada sección es conocida, el consumo en el nodo 84 es desconocido y el potencial en el nodo 84 es dado como referencia.

Para obtener la solución, fueron necesarias 80 iteraciones, el tiempo de computadora fue de 25 minutos.



ELEVACION Y DESCARGA DE LAS BOMBAS

NODO	ELEVACION 1m ³ /s	DESCARGA 1m ³ /hr ³
1	70 0	303 0
28	73 0	100 0
62	63 0	800 0

Fig 27 RED DE DISTRIBUCION CON 95 NODOS + 98 SECCIONES

TABLA 2.7. RESULTADOS OBTENIDOS PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 2.7.

NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ /h)	POTENCIAL TOTAL (m)	PRESION (m)
1	70.0	305.0	129.48	59.48
2	75.0	0.0	125.14	50.14
3	74.0	0.0	125.13	51.13
4	78.0	0.0	121.88	43.88
5	77.0	-25.0	116.44	39.44
6	81.0	0.0	119.10	38.10
7	82.0	0.0	118.39	36.31
8	78.0	-30.0	113.27	35.27
9	83.0	0.0	118.07	35.07
10	82.0	0.0	118.07	36.07
11	85.0	0.0	117.79	32.79
12	82.0	-30.0	112.70	30.70
13	88.0	0.0	117.86	29.86
14	84.0	0.0	117.86	33.86
15	89.0	0.0	117.89	28.89
16	82.0	0.0	118.14	36.14
17	79.0	0.0	118.24	39.24
18	78.0	-15.0	116.83	38.83
19	78.0	0.0	118.29	40.29
20	76.0	-15.0	116.88	40.88
21	78.0	0.0	118.40	40.40
22	76.0	0.0	118.40	42.40
23	77.0	0.0	118.51	41.51
24	75.0	-15.0	117.10	42.10
25	76.0	0.0	118.77	42.77
26	75.0	0.0	118.80	43.80
27	70.0	-80.0	117.70	47.70
28	73.0	100.0	122.87	49.77
29	82.0	0.0	114.52	32.52

TABLA 2.7. CONTINUACION...

NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ /h)	POTENCIAL TOTAL (m)	PRESION (m)
30	83.0	0.0	113.63	30.63
31	82.0	-20.0	111.83	29.83
32	86.0	0.0	112.69	26.69
33	84.0	-20.0	110.89	26.89
34	87.0	0.0	112.07	25.07
35	86.0	0.0	112.07	26.07
36	90.0	0.0	111.46	21.46
37	89.0	-20.0	109.66	20.66
38	93.0	0.0	110.02	17.02
39	93.0	0.0	110.02	17.02
40	95.0	0.0	108.57	13.57
41	94.0	-20.0	106.77	12.77
42	98.0	0.0	107.92	9.92
43	98.0	0.0	107.68	9.68
44	100.0	0.0	107.68	7.68
45	99.0	0.0	107.44	8.44
46	102.0	-15.0	106.29	4.29
47	97.0	0.0	107.40	10.40
48	100.0	-50.0	105.93	5.93
49	97.0	0.0	108.12	11.12
50	100.0	0.0	108.12	8.12
51	97.0	0.0	108.61	11.61
52	97.0	-15.0	107.46	8.46
53	95.0	0.0	109.15	14.15
54	93.0	0.0	109.79	16.79
55	95.0	-25.0	106.16	11.16
56	92.0	0.0	111.66	19.66
57	94.0	0.0	111.66	17.66
58	88.0	0.0	112.12	24.12
59	89.0	-25.0	106.23	17.23
60	87.0	0.0	112.64	25.64
61	87.0	0.0	112.64	25.64
62	86.0	0.0	112.76	26.76

TABLA 2.7. CONTINUACION...

NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ /h)	POTENCIAL TOTAL (m)	PRESTION (m)
63	86.0	-30.0	107.68	21.68
64	83.0	0.0	113.24	30.24
65	84.0	0.0	113.24	29.24
66	81.0	0.0	113.48	32.48
67	80.0	0.0	113.39	33.39
68	81.0	0.0	113.36	32.36
69	83.0	0.0	113.36	30.36
70	78.0	-20.0	111.27	33.27
71	82.0	0.0	113.36	31.36
72	84.0	-15.0	112.13	28.13
73	79.0	0.0	113.36	34.36
74	84.0	0.0	113.40	29.40
75	86.0	0.0	113.40	27.40
76	81.0	-20.0	111.31	30.31
77	85.0	0.0	113.60	28.60
78	87.0	-20.0	111.51	24.51
79	82.0	0.0	113.60	31.60
80	86.0	0.0	113.88	27.82
81	87.0	0.0	112.57	25.57
82	83.0	200.0	117.82	34.82
83	87.0	0.0	113.00	26.00
84	88.0	0.0	113.00	25.00
85	86.0	-20.0	110.60	24.60
86	88.0	0.0	111.97	23.97
87	89.0	-25.0	108.81	19.81
88	87.0	0.0	111.97	24.97
89	89.0	0.0	110.11	21.11
90	91.0	0.0	110.11	19.11
91	87.0	-20.0	107.71	20.71
92	90.0	0.0	109.48	19.48
93	93.0	-15.0	108.25	15.25
94	88.0	0.0	109.48	21.48
95	92.0	0.0	109.40	17.40

2.3. SOLUCION CUANDO EXISTE LA RESTRICCION DE SATISFACER POTENCIALES MINIMOS

Generalmente en una red de distribución se requiere que el potencial en varios de sus nodos sea mayor o igual que un cierto potencial mínimo. Considere como ejemplo el caso en que la red de distribución es para un sistema de riego por aspersión, esta restricción siempre se tendrá, ya que el funcionamiento de los aspersores depende de la presión del agua.

Considere una red de distribución con NJ nodos, para la cual se tienen NJ variables desconocidas, las cuales serán calculadas usando el método de Newton-Ramphson.

Suponga que en algunos de sus nodos se tiene la restricción de satisfacer un potencial mínimo.

Cuando se ha obtenido la solución de la red, se conoce el potencial en todos sus nodos y se puede comparar, para cada nodo con restricción en el potencial, el potencial mínimo requerido con el potencial obtenido.

Existirán nodos para los cuales el potencial obtenido es menor que el mínimo requerido y existirá un nodo para el cual esta diferencia es máxima.

Si el potencial en cada nodo de la red es aumentado por esta diferencia máxima, se satisfacen todos los potenciales mínimos; y puesto que el flujo en cada sección depende únicamente de la diferencia de potencial que existe entre

los nodos que conecta, el flujo en cada sección y en consecuencia el consumo en cada nodo serán iguales a los obtenidos en la solución original.

Para ilustrar esto, la Tabla 2.8 muestra el mínimo potencial requerido en algunos nodos de la red de la Figura 2.7.

Observando la Tabla 2.7, se ve que la máxima diferencia entre el potencial mínimo requerido y el obtenido, ocurre en el nodo 55; por lo tanto, todos los potenciales mínimos requeridos se satisfecerán si el potencial en todos los nodos es aumentado por 18.84 m.

TABLA 2.8. PRESION MINIMA REQUERIDA EN ALGUNOS NODOS DE LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 2.7.

NODO	PRESION MINIMA REQUERIDA (m)	PRESION OBTENIDA (m)	DIFFERENCIA (m)
12	32.0	30.70	1.30
31	30.0	29.83	0.17
33	30.0	26.89	3.10
35	30.0	26.07	4.00
37	30.0	20.66	9.44
39	30.0	17.02	12.98
41	30.0	12.77	17.23
44	20.0	7.68	12.32
16	20.0	4.29	15.71
48	20.0	5.93	14.07
50	20.0	8.12	11.88
52	20.0	8.46	11.54
55	30.0	11.16	18.84
57	30.0	17.66	12.34
60	33.0	25.64	9.36
63	35.0	21.68	13.32
65	30.0	29.24	0.76
72	30.0	28.13	1.87
73	35.0	34.36	0.64
75	30.0	27.40	2.60
76	35.0	30.51	4.69
78	30.0	24.51	5.49
79	35.0	31.60	3.40
85	30.0	24.60	5.40
87	25.0	19.81	5.21
88	30.0	24.97	5.03
90	25.0	19.11	5.89
91	25.0	20.71	4.29
93	25.0	15.25	9.75
94	30.0	21.48	8.52

2.4. DESCRIPCION DEL PROGRAMA DE COMPUTADORA

Se describirá a continuación el programa REDISTA, que hace el análisis de una red de distribución, usando el método de Newton-Ramphson.

Las partes principales del programa son:

- 1) Leer la información referente a la topología de la red.
- 2) Calcular el valor de los potenciales, consumos y resistencias que son desconocidos.
- 3) Verificar que el potencial obtenido es mayor que el mínimo requerido, en los nodos con esta restricción.
- 4) Imprimir los resultados obtenidos.

1) Leer la información referente a la topología de la red.

a) Leer el número total de nodos (NJ)* y de secciones (NL) de la red. El número de nodos con la restricción de potencial mínimo (NK).

b) Leer el tipo de unidades usado (UNITS), el número máximo de iteraciones, el máximo desbalance de flujo per-

* El símbolo dentro del paréntesis representa el nombre de la variable en el programa.

mitido (ERQ).

c) Leer los valores máximo y mínimo para el coeficiente de Hazen-Williams (CHWMX, CHWMN).

d) Leer el número de secciones cuya resistencia es desconocida (NUP).

e) Para cada sección de la red se lee la siguiente información:

1) Número de la sección (NP); y los nodos que conecta (L_1 , L_2).

2) Longitud (A_1), diámetro (A_2) y coeficiente de Hazen-Williams (A_3).

Se leen primero las secciones cuya resistencia es conocida y después aquellas cuya resistencia es desconocida.

Si la resistencia es desconocida, el valor leído es tomado como valor inicial.

f) Calcular la resistencia de cada sección ($R(NP)$), usando la ecuación (2.4).

g) Leer el número de nodos cuyo potencial es desconocido (NUP).

h) Leer para cada nodo de la red su potencial ($H(J)$).

Se leen primero los potenciales que son conocidos y después los desconocidos.

Si el potencial es desconocido, el valor leído

es tomado como valor inicial.

i) Leer el número de nodos cuyo consumo es desconocido (NUP).

j) Leer para cada nodo de la red su consumo (CONS(J)).

Se leen primero los consumos que son conocidos y después los desconocidos.

Si el consumo es desconocido, el valor leído es tomado como valor inicial.

k) Leer la elevación de cada nodo (ELEV(J)).

2) Calcular los potenciales, consumos y resistencias que son desconocidos

a) Verificar si el número de iteración (NITER), es igual al número máximo de iteraciones (NITMAX); si este es el caso, se calcula el flujo en cada sección y se imprimen los resultados obtenidos. En caso contrario:

b) Calcular en cada nodo el desbalance en flujo (F(J)), usando la ecuación (2.5).

Verificar si el máximo desbalance obtenido (SMAX), es menor que el máximo desbalance permitido (ERQ); si este es el caso, se calcula el flujo en cada sección y se imprimen los resultados obtenidos. En caso contrario:

c) Calcular la matriz de correcciones. Dependiendo del tipo de variable desconocida (potencial, consumo o resis

tencia), calcula cada uno de los elementos de la matriz de correcciones $(A(J,J))$, usando las ecuaciones (2.16).

d) Almacenar en la matriz de correcciones, el lado derecho de la ecuación (2.17), $(A(J,NJ + 1) = -F(J))$.

Llamar a la subrutina HYNES que resuelve el sistema de ecuaciones lineales y encuentra la corrección para cada una de las variables desconocidas $(CORR(L))$.

e) Verificar si existen oscilaciones en las correcciones obtenidas, si este es el caso, se divide la corrección obtenida por 2.0.

f) Sumar a cada una de las variables desconocidas, el valor de la corrección obtenida.

g) Si la variable desconocida es una resistencia, calcular las resistencias máxima (RMAX) y mínima (RMIN); con los valores de longitud y diámetro de la sección correspondiente y los valores para el coeficiente de Hazen-Williams máximo y mínimo (CHWMAX, CHWMIN).

Si el valor obtenido para la resistencia es mayor que RMAX, el programa asigna este valor a la resistencia.

Si es menor que RMIN, le asigna este último a la resistencia.

Esto se hace con el objeto de no tener resistencias muy grandes o negativas.

h) Incrementar el número de iteraciones $(NITER = NITER + 1)$ e iniciar una nueva iteración.

3) Verificar que el potencial obtenido es mayor que el mínimo requerido, en los nodos con esta restricción

a) Leer para cada uno de los nodos con restricción de potencial mínimo, el mínimo potencial requerido ($HM(J)$).

b) Para cada uno de los nodos con restricción de potencial mínimo, calcular la diferencia entre el mínimo potencial requerido y el obtenido (DIF).

Encontrar la diferencia máxima ($DMAX$).

c) Aumentar el potencial en todos los nodos de la red, una cantidad igual a esta diferencia máxima.

4) Imprimir los resultados obtenidos

a) Imprimir el número de iteraciones.

Para cada nodo de la red, las secciones conectadas a él, su elevación, consumo, potencial y presión.

b) Para cada sección de la red, calcular su flujo usando la ecuación (2.3) e imprimir los nodos que la conectan, su diámetro, longitud, coeficiente de Hazen-Williams, resistencia y el flujo calculado.

Subrutina HYNES

Esta subrutina usando el método de Gauss, resuelve el sistema de ecuaciones lineales (2.17), para calcular cada

una de las correcciones de las variables desconocidas.

Si la matriz es singular, imprime un mensaje y termina el proceso.

C A P I T U L O 3

DISEÑO OPTIMO DE REDES DE DISTRIBUCION PARA SISTEMAS DE RIEGO POR ASPERSION

3.1. DEFINICION Y DESCRIPCION DEL PROBLEMA

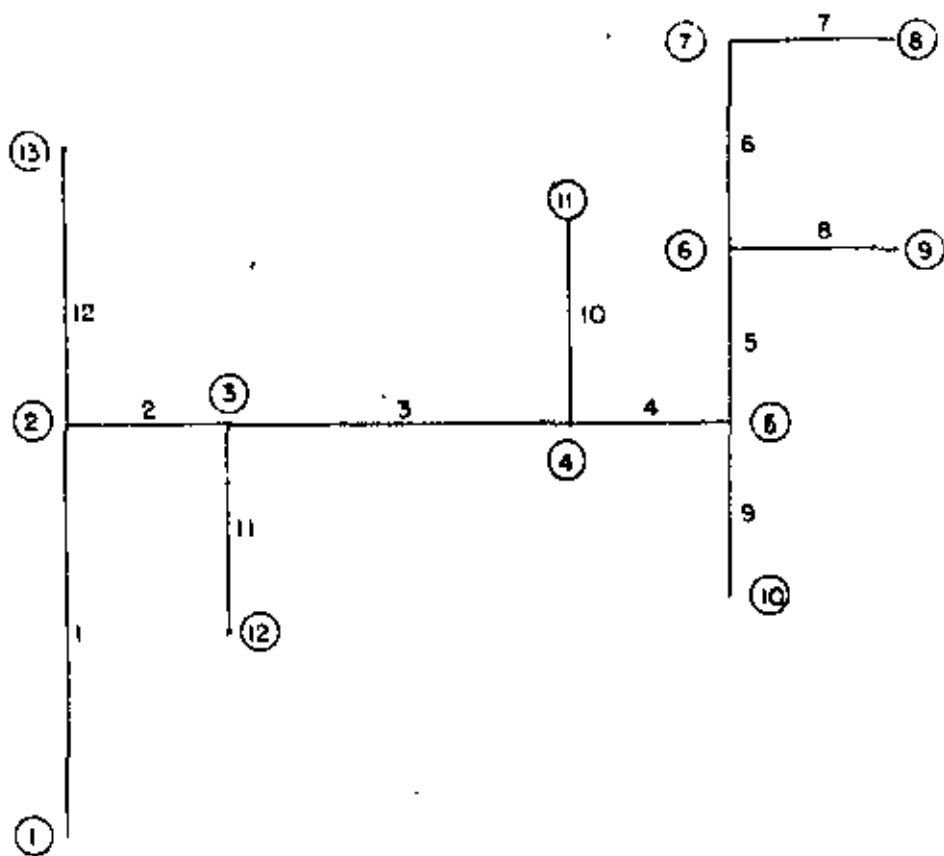
Considere una red de distribución para un sistema de riego por aspersión, cuyos elementos son NS tubos conectados entre sí y una bomba que da la descarga y presión necesarias para la operación del sistema.

La forma de la red será abierta, es decir, no incluye circuitos cerrados.

Su modelo matemático consistirá de NS secciones conectadas a $NS + 1$ nodos; la bomba se encontrará en alguno de estos nodos. (Ver Figura 3.1).

Un nodo final es definido, como aquél que tiene una sola sección conectada a él. En la red mostrada en la Figura 3.1, los nodos 1, 8, 9, 10, 11, 12 son nodos finales.

Se define la línea principal de la red como el conjunto de secciones que conectan el nodo de la bomba con algún nodo final, en una forma tal, que los nodos finales restau-



SECCION	LONGITUD (m.)	FLUJO (m ³ /hr.)
1	600.0	1000.0
2	270.0	720.0
3	500.0	480.0
4	270.0	240.0
5	250.0	160.0
6	300.0	80.0
7	250.0	80.0
8	250.0	80.0
9	250.0	80.0
10	300.0	240.0
11	300.0	240.0
12	400.0	280.0

NODO	POTENCIAL MINIMO REQUERIDO (m.)
8	135.0
9	130.0
10	130.0
11	136.0
12	133.0
13	140.0

Elevación de la bomba (nodo 1) : 100.0 m
 Descarga de la bomba : 1000.0 m³/hr.
 Tiempo anual de riego : 2500.0 hr
 Eficiencia de la bomba : 0.75

fig. 3.1 : RED DE DISTRIBUCION PARA UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

tes están conectados a la línea principal por solo una sección.

En la red mostrada en la Figura 3.1, la línea principal es el conjunto de secciones 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7.

Las secciones 8, 9, 10 no son una línea principal, ya que los nodos finales 8, 9 y 10 están conectados a ella por más de una sección.

Cada nodo final de la red tiene una demanda y su potencial debe ser mayor o igual que algún valor mínimo.

El diseño de una red consiste en la selección del diámetro del tubo de cada una de sus secciones y en encontrar el potencial en cada uno de sus nodos.

Ya que el costo de cada tubo y el costo de operación de la bomba están relacionados con los diámetros, un criterio que puede ser usado para el diseño, es seleccionar los diámetros en una forma tal que el costo anual de los tubos más el costo anual de operación de la bomba, sea mínimo.

Dos métodos usando este criterio serán estudiados, con aplicaciones prácticas:

- 1) Igualar el costo de la energía y el costo del tubo.
- 2) El uso de programación lineal.

En la discusión de estos métodos se hará referencia a la red mostrada en la Figura 3.1.

3.2. METODO DE IGUALAR EL COSTO DE LA ENERGIA Y EL COSTO DEL TUBO (ICET)

3.2.1. Descripción del método

Este método ha sido sugerido por Keller⁽¹⁵⁾ y Labye⁽²⁾, en este capítulo se desarrollará más para cubrir redes de interés práctico.

El método tiene dos partes principales:

1) Selección de los diámetros de los tubos, para las secciones de la línea principal.

2) Selección de los diámetros de los tubos de las secciones restantes.

1) Selección de los diámetros de los tubos, para las secciones de la línea principal

Los tubos para cada sección de la línea principal presentan la característica de ser de un solo diámetro. Su selección se hace por medio de una tabla, que se llamará Tabla Básica.

Se discutirá primeramente la forma de calcular esta tabla y después la selección de los diámetros.

El costo de operación de una bomba por W.H.P. (Water Horse Power), que trabaja durante un tiempo t , está dado por la ecuación:

$$C_{WHP} = \frac{t \cdot CE}{E} \quad (3.1)$$

donde:

C_{WHP} - costo por W.H.P.

CE - costo de la energía por H.P. (Horse Power)

t - tiempo anual de operación

E - eficiencia de la bomba

El W.H.P. para una bomba está definido como:

$$W.H.P. = \frac{Q \cdot H}{270.0} \quad (3.2)$$

donde:

Q - descarga de la bomba (m^3/h)

H - presión dada por la bomba (m)

El costo anual de operación de la bomba es entonces:

$$C_A = C_{WHP} \cdot W.H.P. \quad (3.3)$$

por las ecuaciones (3.1) y (3.2):

$$C_A = \frac{Q \cdot H \cdot t \cdot CE}{270.0 \times E} \quad (3.4)$$

Suponga por ejemplo, que la red de la Figura 3.1.

el tiempo anual de operación es de 2,500 horas; el costo de la energía es de 0.5 pesos mexicanos por H.P.; y que la eficiencia de la bomba es 0.75.

El costo de operación por W.H.P. es:

$$C_{\text{WHP}} = \frac{2500.0 \times 0.5}{0.75} = 1666.67 \text{ pesos mexicanos/año} \quad (3.5)$$

Suponga ahora, que para la selección de los tubos, se tienen tubos de siete diferentes diámetros.

Los diámetros disponibles, sus costos inicial y anual, son mostrados en la Tabla 3.1.

El costo anual está definido como el producto del costo inicial y el factor de recuperación del capital.

Este factor está definido como:

$$CRF = \frac{r}{1 + V^t} \quad (3.6)$$

$$V = \frac{1}{1 + r}$$

donde:

CRF - factor de recuperación del capital

r - tasa de interés bancario

t - vida estimada del tubo (años)

La Tabla 3.2, es la Tabla Básica, para la selección de los diámetros.

TABLA 3.1. DIAMETROS DISPONIBLES PARA EL DISEÑO DE LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.1.

D I A M E T R O (mm) (inch)		COSTO INICIAL (\$MEX./m)	COSTO ANUAL (CRF=0.171 \$MEX./m)
75.0	3.0	38.30	6.55
100.0	4.0	41.80	7.15
150.0	6.0	70.10	11.99
200.0	8.0	99.00	16.93
250.0	10.0	133.30	22.79
300.0	12.0	172.60	29.51
350.0	14.0	232.70	39.70

TABLA 3.2. TABLA BASICA PARA LA SELECCION DE LOS DIAMETROS

DIAMETROS DISPONIBLES	75.0	100.0	150.0	200.0	250.0	300.0	350.0
COSTO ANUAL	6.55	7.15	11.99	16.93	22.79	29.51	39.79
DIFERENCIA EN COSTO ANUAL	0.60	4.84	4.94	5.86	6.72	10.28	
D_{H1}	0.0001	0.00078	0.0008	0.00095	0.0011	0.0017	
Q_{CEC}	1.29	7.50	23.68	59.32	122.42	265.71	

En el primer renglón se encuentran los diámetros de tubo disponible.

En el segundo renglón, el costo anual de cada tubo disponible por unidad de longitud.

En el tercer renglón, la diferencia en costo anual entre dos diámetros consecutivos.

Considerando el costo por W.H.P. (ecuación (3.1)), la cantidad de W.H.P. correspondiente a la diferencia en costo entre dos diámetros consecutivos es:

$$D_{WHP} = \frac{DCD}{C_{WHP}} \quad (3.6)$$

donde:

DCD - diferencia en costo anual entre dos diámetros consecutivos (tercer renglón)

C_{WHP} - costo de operación por W.H.P., dado por la ecuación (3.1).

Usando la ecuación (3.2) la diferencia en potencial entre dos diámetros consecutivos es:

$$D_H = \frac{D_{WHP} \times 270.0}{Q} \quad (3.7)$$

Esta diferencia representa el potencial cuyo costo, es igual a la diferencia en costo entre dos diámetros conse-

cutivos.

Esta ecuación se puede entender con el siguiente razonamiento. Suponga que se tienen dos tubos de diámetro diferente disponibles para ser usados en una sección. Si se usa el diámetro menor, su costo es también menor, pero la pérdida de potencial es mayor; de la misma forma si se usa el diámetro mayor, su costo es mayor, pero la pérdida de potencial es menor.

Esta ecuación representa el equilibrio para el cual el ahorro que se tiene en la energía por usar el diámetro mayor, es igual a la diferencia en costo de los tubos de diámetro mayor y menor.

Los valores de esta variable, se encuentran en el renglón 4 de la Tabla Básica.

La pérdida de potencial en un tubo de longitud L , está dada por:

$$Y = J.L \quad (3.8)$$

donde J es el gradiente de pérdida de potencial definido como:

$$J = 1.31 \times 10^9 \frac{Q}{C}^{1.852} \cdot \frac{1}{D^{4.872}} \quad (3.9)$$

donde:

Q - flujo (m³/h)

C - coeficiente de Hazen-Williams

D - diámetro del tubo (mm)

La diferencia en pérdida de potencial entre dos tubos de longitud igual a 1.0 m y diámetros D₁ y D₂, está dada por:

$$Dy = 1.131 \times 10^9 \frac{Q^{1.852}}{C} \left(\frac{1}{D_1^{4.872}} - \frac{1}{D_2^{4.872}} \right), \quad (3.10)$$

donde:

Dy - diferencia en pérdida de potencial (m)

D₁ - diámetro menor (mm)

D₂ - diámetro mayor (mm)

Q - flujo (m³/h)

C - coeficiente de Hazen-Williams

Despejando el flujo de la ecuación (3.10), se obtiene:

$$Q_{CEC} = \frac{Dy^{0.54} \cdot C}{1.131 \times 10^9 \left(\frac{1}{D_1^{4.872}} - \frac{1}{D_2^{4.872}} \right)^{0.54}}$$

Si los diámetros consecutivos y su correspondiente

diferencia en pérdida de potencial (renglón 4), son sustituidos en la ecuación (3.11), se obtiene el flujo al cual el ahorro en energía debido a la menor pérdida de potencial por fricción en el tubo de mayor diámetro, es igual al costo anual del tubo de diámetro mayor.

La selección de los diámetros para la línea principal, se hace usando el último renglón de la Tabla Básica. La descarga en la sección 4 de la red ejemplo es de $240.0 \text{ m}^3/\text{h}$, y se encuentra entre las descargas 122.42 y $263.75 \text{ m}^3/\text{h}$; así que el diámetro más económico es el de 300.0 mm .

De la misma forma para la sección 6, la selección es de 250.0 mm .

La Tabla 3.3 muestra los diámetros seleccionados para las secciones de la línea principal de la red mostrada en la Figura 3.1.

En este caso, las secciones 1, 2 y 3 tienen una descarga mayor que la máxima descarga de la Tabla Básica ($263.71 \text{ m}^3/\text{h}$), entonces se escoge el máximo diámetro disponible (350.0 mm).

El siguiente paso en este método es calcular el potencial en cada nodo de la línea principal.

El nodo final de la línea principal tiene un potencial mínimo requerido; y el potencial en los nodos restantes es calculado por la ecuación:

TABLA 3.3. DIAMETROS SELECCIONADOS USANDO LA TABLA BASICA PARA LA LINEA PRINCIPAL DE LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.1.

SECCION	FLUJO (m ³ /h)	DIAMETRO SELECCIONADO (mm)
1	1000.0	350.0
2	720.0	350.0
3	480.0	350.0
4	240.0	300.0
5	160.0	300.0
6	80.0	250.0
7	80.0	250.0

TABLA 3.4. POTENCIAL EN CADA NODO DE LA LINEA PRINCIPAL DE LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.1.

NODO	POTENCIAL (m)
1	151.82
2	141.32
3	138.74
4	136.49
5	135.78
6	135.46
7	135.21
8	135.00

$$H_i = H_{i-1} + Y_{i-i-1} \quad (3.12)$$

$$i = N_{P-1}, N_{P-2}, \dots, 3, 2, 1$$

donde:

H_i - potencial en el nodo i

H_{i-1} - potencial en el nodo $i-1$ (que está conectado al nodo i)

Y_{i-i-1} - pérdida de potencial entre los nodos i y $i-1$ definida por la ecuación (3.8)

N_p - número de nodos en la línea principal

La Tabla 3.4 muestra el potencial en los nodos de la línea principal, para la red mostrada en la Figura 3.1.

2) Selección de los diámetros de los tubos de las secciones restantes.

Esta selección se hace bajo dos condiciones:

a) La velocidad del agua en el tubo no debe ser mayor ni menor que ciertos valores.

b) Puesto que cada sección está conectada a un nodo de la línea principal, donde el potencial está fijo, la pérdida de potencial por fricción en el tubo debe ser tal que el mínimo potencial requerido en el otro nodo al que está conectado, se satisfaga.

La velocidad del agua en un tubo está dada por la

ecuación:

$$v = \frac{4.0 \cdot Q^2}{\pi \times D^2} \quad (3.13)$$

donde:

v - velocidad del agua

Q - descarga del tubo

D - diámetro del tubo

La pérdida de potencial en un tubo es calculada usando las ecuaciones (3.8) y (3.9).

Suponga que para la selección de las secciones restantes de la red mostrada en la Figura 3.1, los diámetros disponibles son los mostrados en la Tabla 1; que la máxima y mínima velocidades permitidas son 2.0 m/seg y 0.3 m/seg, respectivamente.

Considere ahora la sección 12 de la red de la Figura 3.1. Usando la ecuación (3.13) y los límites de velocidad, los diámetros posibles de usar son 250.0, 300.0 y 350.0 mm.

La pérdida de potencial para cada diámetro, según las ecuaciones (3.8) y (3.9), son 3.42, 1.41 y 0.66 m, respectivamente.

La máxima pérdida de potencial permitida para esta sección, es el potencial en el nodo 2 menos el potencial mínimo requerido en el nodo 13, esto es $141.32 - 140.00 = 1.32$ m.

Se puede ver que si el diámetro de 350.0 mm es esco

gido, se satisface el mínimo potencial requerido, pero ésta no es la selección más económica. Es mejor hacer una combinación entre los diámetros 350.0 y 300.0 mm.

La longitud de tubo para el diámetro mayor es calculado por:

$$L_1 = \frac{L \cdot (J_2 - Y_m)}{J_2 - J_1} \quad (3.14)$$

donde:

L_1 - longitud del tubo de mayor diámetro

L - longitud de la sección

Y_m - pérdida de potencial permitida

J_1 - gradiente de pérdida de potencial para el tubo de mayor diámetro

J_2 - gradiente de pérdida de potencial para el tubo de menor diámetro

Y la longitud del tubo de menor diámetro será:

$$L_2 = L - L_1 \quad (3.15)$$

donde:

L_2 - longitud del tubo de diámetro menor

L - longitud de la sección

L_1 - longitud del tubo de diámetro mayor

Entonces, la sección 12 tendrá un tubo de un diámetro

tro de 350.0 mm, cuya longitud será:

$$L_1 = \frac{400.0 \times (1.41 - 1.32)}{(1.41 - 0.66)} = 50.0 \text{ m} \quad (3.16)$$

y un tubo de diámetro de 300.0 mm, de una longitud de 350.0 m.

La Tabla 3.5 muestra los diámetros seleccionados para las secciones de la red mostrada en la Figura 3.1.

Después de la selección de los diámetros, el potencial en cada nodo final es calculado por la ecuación:

$$H_i = H_p - Y_{i-p} \quad (3.17)$$

donde:

H_i - potencial en el nodo final i

H_p - potencial en el correspondiente nodo de la línea principal

Y_{i-p} - pérdida de potencial en el tubo conectando nodos i y P .

Obviamente si la sección está formada por dos tubos de diámetros diferentes, cuyas longitudes están definidas por las ecuaciones (3.14) y (3.15), el potencial en el nodo final i , será su mínimo potencial requerido.

En consecuencia, la ecuación (3.17) es usada cuando el tubo de la sección es de un solo diámetro.

TABLA 3.5. DIAMETROS SELECCIONADOS PARA LAS SECCIONES RES-
TANTES DE LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.1.

SECCION	LONGITUD DE LA SEC CION (m)	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)
8	250.0	150.0	250.0		
9	250.0	150.0	250.0		
10	300.0	350.0	217.40	300.0	82.60
11	300.0	250.0	300.0		
12	400.0	350.0	49.87	300.0	350.13

TABLA 3.6. POTENCIALES EN LOS NODOS DE LA RED MOSTRADA EN LA
FIGURA 3.1.

NODO	POTENCIAL (m)	ELEVACION (m)	PRESION (m)
1	151.82	100.0	51.82
2	141.31	107.0	34.31
3	138.74	106.0	32.74
4	136.49	102.0	34.49
5	135.78	98.0	37.78
6	135.46	102.0	33.46
7	135.21	105.0	30.21
8	135.00	102.0	33.0
9	132.93	98.0	34.93
10	133.24	95.0	38.24
11	136.00	105.0	31.00
12	136.81	102.0	34.81
13	140.00	110.0	30.00

La Tabla 3.6 muestra el potencial en cada nodo de la red de la Figura 3.1.

La presión de operación de la bomba es su potencial, menos su elevación; y su costo total anual de operación es obtenido por la ecuación (3.3).

El costo anual de los tubos de la red se obtiene multiplicando el costo anual por unidad de longitud de cada uno de los diámetros, y sus correspondientes longitudes.

Para el ejemplo de la Figura 3.1, el costo anual de operaciones es:

$$C = \frac{1666.67 \times 1000.0 \times 51.82}{270.0} = 319877.18 \text{ pesos mex. (3.18)}$$

El costo total anual de los tubos es 118637.50 pesos mexicanos.

Y el costo total anual del sistema es 438514.68 pesos mexicanos.

3.2.2. Limitaciones del método

La aplicabilidad de este método se restringe a redes con características especiales, debido a las siguientes limitaciones que presenta:

1) Es sólo aplicable a redes que presentan las características dadas en la sección 3.1; es decir, que es po

sible encontrar una línea principal, que los nodos finales tengan una demanda que satisfacer y la restricción de que su potencial sea mayor o igual que un cierto potencial mínimo.

2) Es aplicable sólo en casos en que el potencial mínimo requerido en cada nodo final, es menor que su nodo correspondiente de la línea principal con el que está conectado.

Suponga que para la red de la Figura 3.1, en el nodo 13 se requiere un potencial mínimo de 150.0 m. Este nodo está conectado al nodo 2 por la sección 12.

Usando el método ICET, el potencial en el nodo 2 es 141.3 m, que es menor que el mínimo requerido en el nodo 13; entonces es necesario aumentar el potencial en todos los nodos de la línea principal.

El problema ahora es decidir qué tanto se debe aumentar el potencial en estos nodos.

Se podría aumentar el potencial así que la diferencia de potencial entre los nodos fuera igual a la pérdida de potencial correspondiente a un tubo en esta sección con el diámetro mayor disponible. Otra posibilidad sería aumentarlo, aún más, y usar un tubo de diámetro intermedio, o una combinación de dos diámetros.

Se puede ver que para hacer la selección es necesario analizar muchas alternativas diferentes.

Es fácil imaginar el problema complejo que

se tendría si en más de un nodo final, no fuera posible satisfacer la restricción de potencial mínimo.

En estos casos no es posible dar una política general a seguir, y el problema no puede ser resuelto por este método.

3) Otra dificultad se presenta en la selección de los diámetros de la línea principal. En esta selección no se toma en consideración los límites de máxima y mínima velocidad del agua dentro del tubo; así que es posible que en secciones de la línea principal, la velocidad del agua se encuentre fuera de estos límites.

Se debe mencionar que el diseño de una red usando este método, es un diseño económico que en la mayoría de los casos difiere del óptimo económico que se obtiene usando programación lineal.

En realidad es mejor usar el método de programación lineal, con el que se obtiene un diseño óptimo económico y no presenta las limitaciones discutidas.

3.2.3. Descripción del programa de computadora

Se describirá el programa DISECORA, que hace el diseño de una red de distribución usando el método ICET.

Sus partes principales son:

- 1) Generar la Tabla Básica.

2) Seleccionar los diámetros de la línea principal, usando la Tabla Básica.

3) Calcular el potencial en cada nodo de la línea principal.

4) Seleccionar los diámetros para las secciones restantes de la red.

5) Calcular el costo anual total del sistema (costo de operación y costo de los tubos).

1) Generar la Tabla Básica

a) Leer el número de tubos con diámetro diferente disponibles (NDIA)*; y el factor de recuperación del capital (CRF).

b) Leer para cada tubo disponible su diámetro, coeficiente de Hazen-Williams y su costo por unidad de longitud.

Esta información debe ir en orden, del diámetro menor al mayor.

c) Calcular la diferencia en costo anual entre cada dos diámetros consecutivos (DCD(I)).

d) Leer el tiempo anual de riego (T); el costo de la energía (CE); la eficiencia de la bomba (E); la descarga

* El símbolo dentro del paréntesis representa el nombre de la variable en el programa.

total del sistema (QTS).

Calcular el costo de operación por W.H.P. (CO);
definido por la ecuación (3.1).

e) Calcular la diferencia de potencial entre cada
dos diámetros consecutivos definida por la ecuación (3.7) y
usando la ecuación (3.10) calcular el flujo Q_{CEC} .

f) Imprimir la información leída y la Tabla Básica
generada.

2) Seleccionar los diámetros de la línea principal, usando
la Tabla Básica

a) Leer la información referente a la topología de
la red.

Número total de nodos (ND); y secciones (NS) de
la red.

El número total de nodos y secciones de la línea
principal (NDLP, NSLP).

Para cada sección de la red los nodos que la co-
nectan (N(I,J)).

La elevación de cada nodo (ELEV(J)); y en los no-
dos finales la presión mínima requerida (PRES(J)).

Imprimir esta información.

b) Seleccionar los diámetros de las secciones de la
línea principal (DSEL(I,1)), usando la Tabla Básica.

Calcular el costo anual de los tubos selecciona-

dos (DSEL(I,5)).

3) Calcular el potencial en cada nodo de la línea principal

a) Calcular el potencial en los nodos de la línea principal usando la ecuación (3.17) y tomando como referencia el potencial mínimo requerido en el nodo final de la línea principal.

b) Imprimir los potenciales calculados.

4) Seleccionar los diámetros para las secciones restantes de la red

Para cada sección restante de la red, se sigue el siguiente procedimiento:

a) Usando los límites para la velocidad del agua dentro de un tubo (2.0 m/seg máxima y 0.3 m/seg mínima) los diámetros candidatos son seleccionados de la lista de diámetros disponibles (A(1,J)).

b) Verificar que es posible usar el método.

Para esto, se calcula la pérdida de potencial (P_{MAX}), en un tubo de longitud y descarga iguales a la de la sección en consideración y cuyo diámetro es el mayor de los candidatos seleccionados en el paso anterior.

Se calcula la pérdida de potencial disponible (Y(I)).

Si esta pérdida es menor que P_{MAX} , se imprime un mensaje y termina el proceso.

c) Suponiendo una longitud y descarga iguales a la sección en consideración, se calcula la pérdida de potencial para cada diámetro candidato ($A(2,J)$); y su respectivo costo anual ($A(3,J)$).

Con la pérdida de potencial disponible ($Y(I)$), se seleccionan los diámetros; se tienen dos posibilidades:

1) Usando las ecuaciones (3.14) y (3.15), se selecciona una combinación de dos diámetros.

2) La pérdida de potencial disponible ($Y(I)$), es relativamente grande y el diámetro menor es seleccionado.

d) Se calcula el potencial en el nodo final, correspondiente a la sección en consideración.

5) Calcular el costo anual total del sistema

a) Calcular el costo anual total de los tubos.

b) Conociendo la presión de operación de la bomba (PRESB), se calcula el costo anual de operación usando la ecuación (3.3).

c) Imprimir los resultados.

3.2.4. Ejemplos

La Figura 3.2 muestra una red de distribución de 12 nodos y 11 secciones.

La Tabla 3.7 muestra el diseño obtenido usando este método.

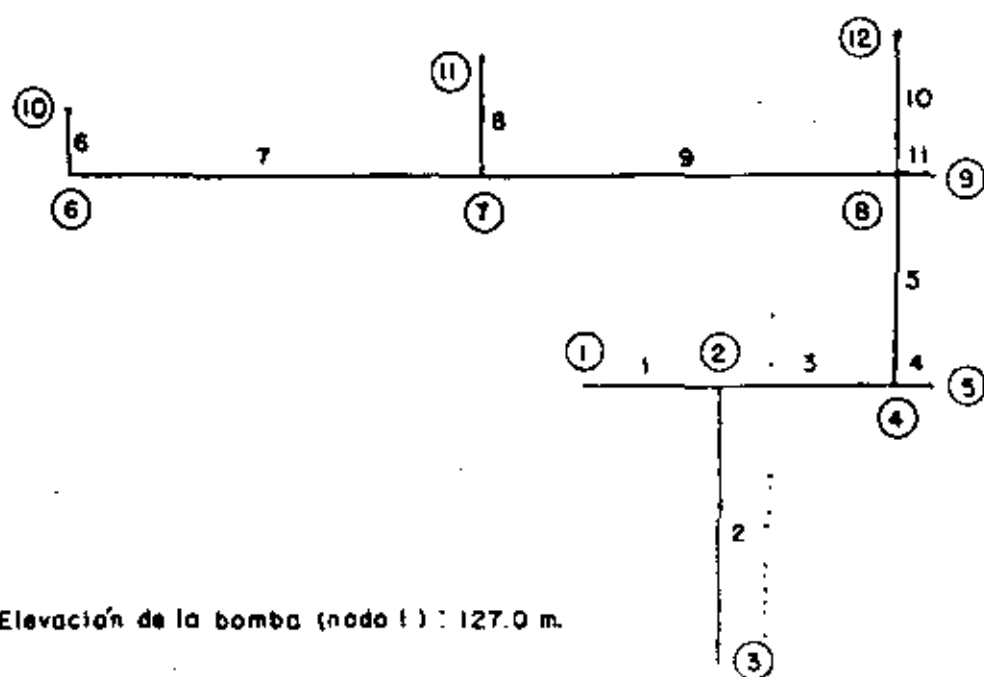
Este diseño se comparará más tarde con el obtenido usando programación lineal (ver la siguiente sección). Se puede observar que la presión en la bomba es casi la misma, en ambos diseños, pero la diferencia en el costo anual total es de 6582.0 pesos-mexicanos.

Las Tablas 3.8 y 3.9 muestran el diseño de la red señalada en la Figura 3.1, para diferentes costos de la energía.

Se puede ver que si el costo de la energía aumenta, los diámetros de los tubos son también aumentados, para que la presión de la bomba sea menor.

Se ve también que el porcentaje del costo de la energía, con respecto al costo total del sistema, aumenta.

Cuando el costo de la energía es de \$1.00 por HP-hora, se tiene una de las limitaciones de este método. Para este costo de energía, el diámetro de la sección 4 es aumentado a 350.0 mm y el potencial en el nodo 4, que está en la línea principal, es menor que el mínimo requerido en el nodo 11; por lo que no fue posible terminar el diseño de la red.



SECCION	LONGITUD (m.)	FLUJO (m ³ /hr.)
1	400.0	520.0
2	800.0	130.0
3	500.0	390.0
4	100.0	100.0
5	600.0	290.0
6	200.0	50.0
7	1200.0	50.0
8	350.0	60.0
9	1200.0	110.0
10	400.0	80.0
11	100.0	100.0

NODO	POTENCIAL MINIMO REQUERIDO (m.)
3	164.0
5	172.0
9	155.0
10	159.0
11	159.0
12	163.0

DIAMETROS DISPONIBLES (mm.)	COSTO INICIAL (\$ MEX. / m.)
100.0	41.80
150.0	70.10
200.0	99.00
250.0	133.30
300.0	172.60
350.0	232.70

fig 3.2 : RED DE DISTRIBUCION PARA UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

TABLA 3.7. DISEÑO OBTENIDO USANDO EL METODO ICET, PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.2.

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO (m ³ /h)	DIAMETRO SELECCIONADO (mm)	LONGITUD (m)
1	400.0	520.0	300.0	400.0
2	800.0	130.0	200.0	800.0
3	500.0	390.0	300.0	500.0
4	100.0	100.0	200.0 150.0	80.5 19.5
5	600.0	290.0	150.0	1200.0
6	200.0	50.0	150.0	200.0
7	1200.0	50.0	150.0	1200.0
8	350.0	60.0	150.0	350.0
9	1200.0	110.0	200.0	1200.0
10	400.0	80.0	150.0	400.0
11	100.0	100.0	150.0	100.00

TIEMPO ANUAL DE RIEGO: 2500.0 h.

EFICIENCIA DE LA BOMBA: 0.9.

COSTO DE LA ENERGIA (POR H.P.-HORA): 0.20 \$MEX.

FACTOR DE RECUPERACION DEL CAPITAL: 0.136.

PRESION EN LA BOMBA: 57.27 m.

COSTO TOTAL ANUAL DE LOS TUBOS: 84858.56 \$MEX.

COSTO ANUAL DE OPERACION: 61281.51 \$MEX.

COSTO TOTAL ANUAL: 146140.07 \$MEX.

EL FACTOR CRF SE CALCULO SUPONIENDO UN INTERES DE 14.0% Y UNA VIDA DE 30 AÑOS.

TABLA 3.8. DISEÑOS OBTENIDOS USANDO EL METODO ICET PARA DIFERENTES COSTOS DE LA ENERGIA (C) PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.1.

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO m ³ /h	C=0.06 \$MEX/H.P.-h		C=0.1 \$MEX/H.P.-h		C=0.5 \$MEX/H.P.-h		C=1.0 \$MEX/H.P.-h	
			DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)
1	600.0	1000.0	350.0	600.0	350.0	600.0	350.0	600.0	350.0	600.0
2	270.0	720.0	300.0	270.0	350.0	270.0	350.0	270.0	350.0	270.0
3	500.0	480.0	300.0	500.0	300.0	500.0	350.0	500.0	350.0	500.0
4	270.0	240.0	250.0	270.0	250.0	270.0	300.0	270.0	350.0	270.0
5	250.0	160.0	200.0	250.0	250.0	250.0	300.0	250.0	300.0	250.0
6	300.0	80.0	200.0	300.0	200.0	300.0	250.0	300.0	250.0	300.0
7	250.0	80.0	200.0	250.0	200.0	250.0	250.0	250.0	250.0	250.0
8	250.0	80.0	150.0	250.0	150.0	250.0	150.0	250.0	150.0	250.0
9	250.0	80.0	150.0	250.0	150.0	250.0	150.0	250.0	150.0	250.0
10	300.0	240.0	250.0	300.0	250.0	300.0	350.0	217.40	-----	-----
							300.0	82.60		
11	300.0	240.0	250.0	300.0	250.0	300.0	250.0	300.0	-----	-----
12	400.0	280.0	250.0	400.0	250.0	400.0	350.0	49.87	-----	-----
							300.0	350.13		

TABLA 3.9. DISEÑOS OBTENIDOS USANDO EL METODO ICET PARA DIFERENTES COSTOS DE LA ENERGIA PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.1.

COSTO DE LA ENERGIA (\$MEX/H.P.-h)	PRESSION DE LA BOMBA (m)	COSTO DE OPERACION DE LA BOMBA POR METRO DE PRESSION(\$ MEX.)	COSTO ANUAL DE OPERACION (\$ MEX.)	COSTO TOTAL ANUAL DE LOS TUBOS (\$ MEX.)	COSTO TOTAL ANUAL DEL SISTEMA (\$ MEX.)	PORCENTAJE DEL COSTO DE OPERACION RESPECTO AL COSTO TOTAL (%)
0.06	61.08	740.74	45244.45	95086.50	140330.95	32.2
0.10	56.71	1234.57	70012.35	99327.63	169539.93	41.3
0.50	51.82	6172.85	319877.09	118673.56	438514.85	73.0

Estos resultados se pueden comparar con los obtenidos usando programación lineal; en todos los casos el uso de programación lineal permite hacer un diseño más económico.

3.3. APLICACION DE PROGRAMACION LINEAL

3.3.1. Descripción del método

Este método tiene dos partes principales:

1) Transformación y representación del problema de diseño de una red, en un problema de programación lineal.

2) Solución del problema de programación lineal.

Para la solución de un problema de programación lineal, se dispone de métodos bien establecidos (método Simplex, Simplex modificado, etc.).

Esta segunda parte del método no será discutida en este trabajo.

1) Transformación y representación del problema de diseño de una red, en un problema de programación lineal

Considere una red con las características dadas en la primera parte de este capítulo. Suponga que para cada sección de la red, se tienen ND_1 tubos de diámetro diferente;

estos se pueden representar por la matriz D_{ij} , donde para la sección i se tienen $j = 1, 2, \dots, ND_i$ diámetros diferentes disponibles.

Asociado a cada diámetro D_{ij} se tiene el costo anual por unidad de longitud del tubo correspondiente, C_{ij} , definido por la ecuación (3.5).

El costo anual de operación del sistema, por metro de agua de presión, es:

$$C = \frac{Q \cdot t \cdot CE}{270.0 \cdot E} \quad (3.19)$$

donde:

Q - descarga total del sistema (m^3/h)

t - tiempo anual de riego (h)

CE - costo de la energía (H.P. - h)

E - eficiencia de la bomba

Los diámetros seleccionados y la presión de la bomba deben minimizar la ecuación:

$$Z = \sum_{i=1}^{NS} \sum_{j=1}^{ND_i} C_{ij} x_{ij} + C \cdot P_0 \quad (3.20)$$

donde:

C_{ij} - costo anual por unidad de longitud del tubo cuyo diámetro es j , para la sección i .

x_{ij} - longitud del tubo cuyo diámetro es j , para

la sección i .

NS - número de secciones de la red.

C - costo anual de operación, definido por la ecuación (3.19).

P_0 - presión de la bomba.

Para cada sección la suma de las longitudes x_{ij} , de los diámetros seleccionados, debe ser igual a su longitud, L_i , esto es:

$$\sum_{j=1}^{ND_i} x_{ij} = L_i \quad (3.21)$$

$$i = 1, 2, \dots, NS$$

El flujo en cada sección es conocido, así que el gradiente de pérdida de potencial para cada diámetro disponible, usando la ecuación de Hazen-Williams es:

$$J_{ij} = 1.131 \times 10^9 \frac{Q_i^{1.852}}{(KZ_{ij})^{4.872} D_{ij}^{4.872}} \quad (3.22)$$

donde:

J_{ij} - gradiente de pérdida de potencial (m/m).

Q_i - flujo en la sección i (m^3/h)

D_{ij} - diámetro disponible i (cm)

KZ_{ij} - coeficiente de Hazen-Williams para el diámetro D_{ij}

110 D_{ij}

La pérdida total de potencial para cada sección está dada por:

$$ND_i \sum_{j=1} J_{ij} \cdot x_{ij} \quad (3.23)$$

$$i = 1, 2, \dots, NS$$

En algunos nodos de la red el potencial debe ser mayor o igual que un potencial mínimo; esta restricción se expresa por la ecuación:

$$H_0 - \sum_{\ell} \sum_{j=1}^{ND_{\ell}} J_{\ell,j} \cdot x_{\ell,j} \leq H_{Kmin} \quad (3.24)$$

donde:

H_0 - potencial de la bomba (presión más elevación)

ℓ - diferentes secciones que conectan el nodo k , con el nodo donde se encuentra la bomba

$J_{\ell,j}$ - gradiente de pérdida de potencial, para el diámetro disponible j , correspondiente a la sección ℓ .

$x_{\ell,j}$ - longitud del tubo de diámetro j , correspondiente a la sección ℓ .

H_{Kmin} - potencial mínimo requerido en el nodo k .

El potencial de la bomba se puede expresar como:

$$H_0 = P_0 + E_0 \quad (3.25)$$

donde:

P_0 - presión de la bomba

E_0 - elevación de la bomba

La ecuación (3.24) se puede escribir entonces, como:

$$\sum_{j=1}^{ND_\ell} J_{\ell,j} \cdot x_{\ell,j} - P_0 \leq E_0 - H_{Kmin} \quad (3.26)$$

La última restricción es:

$$x_{ij} \geq 0 \quad (3.27)$$

$i = 1, 2, \dots, NS$
 $j = 1, 2, \dots, ND_i$

En resumen, el diseño de una red usando este método consiste en encontrar los valores de x_{ij} y P_0 que minimicen la función:

$$Z = \sum_{i=1}^{NS} \sum_{j=1}^{ND_i} C_{ij} \cdot x_{ij} + C \cdot P_0$$

Sujeta a las restricciones:

$$\sum_{j=1}^{ND_i} x_{ij} = L_i \quad (3.28)$$

$$i = 1, 2, \dots, NS.$$

$$\sum_{j=1}^{ND_i} J_{i,j} \cdot x_{i,j} - P_0 \leq E_0 - H_{Kmin}$$

$$x_{ij} \geq 0 \quad i = 1, 2, \dots, NS. \\ j = 1, 2, \dots, ND_i$$

Este conjunto de ecuaciones representa un problema de programación lineal; una función objetivo a minimizar, sujeta a un conjunto de restricciones.

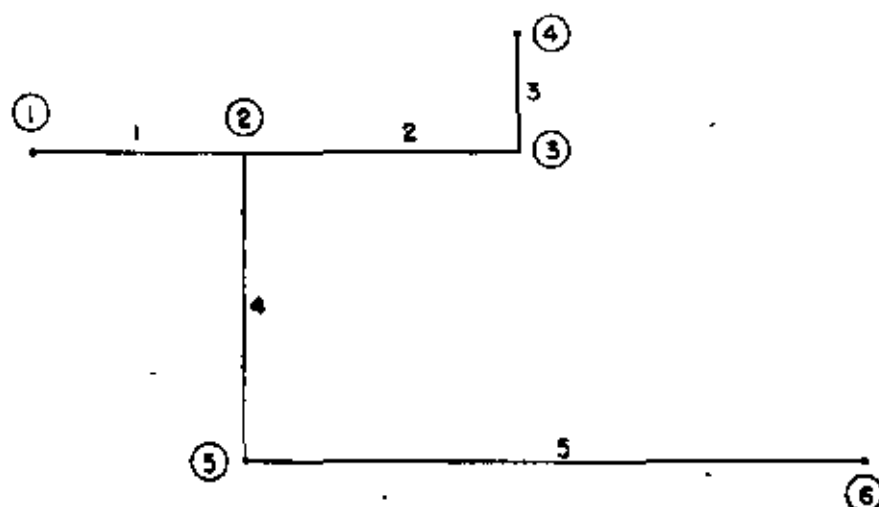
Para ilustrar la forma de las ecuaciones (3.28), considere la red simple mostrada en la Figura 3.3.

Usando la ecuación (3.19), el costo anual de operación por metro de agua de presión, es:

$$C = \frac{420.0 \times 2500.0 \times 0.20}{270.0 \times 0.9} = \$864.20 \text{ mex.} \quad (3.29)$$

La función objetivo a minimizar es:

$$Z = C_{11} x_{11} + C_{12} x_{12} + C_{21} x_{21} + C_{22} x_{22} + \dots \\ + C_{52} x_{52} + 864.20 \cdot x_{P_0} \quad (3.30)$$



SECCION	LONGITUD (m.)	FLUJO (m ³ /hr.)	DIAMETROS DISPONIBLES (mm.)	COSTO (\$ Mex./m.)	Gradiente de pérdida de potencial (m/m)
1	600.0	420.0	300.0	172.60	0.007
			250.0	133.30	0.017
2	800.0	240.0	200.0	99.00	0.017
			150.0	70.10	0.071
3	360.0	120.0	200.0	99.00	0.005
			150.0	70.10	0.020
4	900.0	180.0	200.0	99.00	0.010
			150.0	70.10	0.042
5	1800.0	80.0	200.0	99.00	0.002
			150.0	70.10	0.009

NODO	POTENCIAL MINIMO REQUERIDO (m.)
3	274.0
4	270.0
5	287.0
6	317.0

Elevación de la bomba, (nodo 1) : 240 cm.
 Descarga de la bomba : 420.0 m³/hr.
 Eficiencia de la bomba : 0.90
 Tiempo anual de riego : 2500.0 hr.
 Costo de la energía, (por H.P.-hr.) : 0.20 \$ MEX

fig. 3.3 : RED DE DISTRIBUCION SIMPLE

donde C_{ij} son los costos anuales por unidad de longitud, para cada uno de los diámetros disponibles; así

$$C_{21} = 99.00 \times 0.14 = \$13.68 \text{ mex.}$$

Las restricciones son:

$$\begin{aligned}
 & x_{11} + x_{12} && = 600.0 \\
 & & x_{21} + x_{22} && = 300.0 \\
 & & & x_{31} + x_{32} && = 360.0 \\
 & & & & x_{41} + x_{42} && = 900.0 \\
 & & & & & x_{51} + x_{52} && = 1800.0 \\
 J_{11} x_{11} + J_{12} x_{12} + J_{21} x_{21} + J_{22} x_{22} &&& -P_0 \leq -22.0 \\
 J_{11} x_{11} + J_{12} x_{12} + J_{21} x_{21} + J_{22} x_{22} + J_{31} x_{31} + J_{32} x_{32} &&& -P_0 \leq -40.0 \\
 J_{11} x_{11} + J_{12} x_{12} && J_{41} x_{41} + J_{42} x_{42} &&& -P_0 \leq -39.0 \\
 J_{11} x_{11} + J_{12} x_{12} && & J_{41} x_{41} + J_{42} x_{42} + J_{51} x_{51} + J_{52} x_{52} && -P_0 \leq -14.0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \forall \quad x_{ij} \geq 0 & \quad i = 1, 2, \dots, 5 & (3.31) \\
 & \quad j = 1, 2
 \end{aligned}$$

Donde el gradiente de pérdida de potencial para cada diámetro es dado en la Figura 3.3; así $K_{21} = 0.017$, y de la misma forma para los demás diámetros.

Se puede ver que aún en el caso de redes simples, el número de variables y ecuaciones tiende a ser grande, lo que significa más tiempo y memoria de computadora.

En algunos casos es posible reducir el número de ecuaciones. Considere la Figura 3.4, que muestra el mínimo potencial requerido en una parte de la red mostrada en la Figura 3.3.

Ya que el gradiente de pérdida de potencial decrece en la dirección del flujo, se puede ver que si el potencial mínimo en el nodo 6 se satisface, el potencial mínimo en el nodo 5 también se satisface. Entonces la ecuación correspondiente a esta restricción se puede eliminar.

3.3.2. Descripción del programa de computadora

El programa que se discutirá a continuación, tiene dos pasos principales; en el primero, el problema de diseño de una red es transformado en un problema de programación lineal. Las ecuaciones correspondientes son escritas en un archivo temporal, en la forma requerida por el programa de biblioteca MPS/360 (Mathematical Programming System).

En el segundo paso, la computadora resuelve el pro-

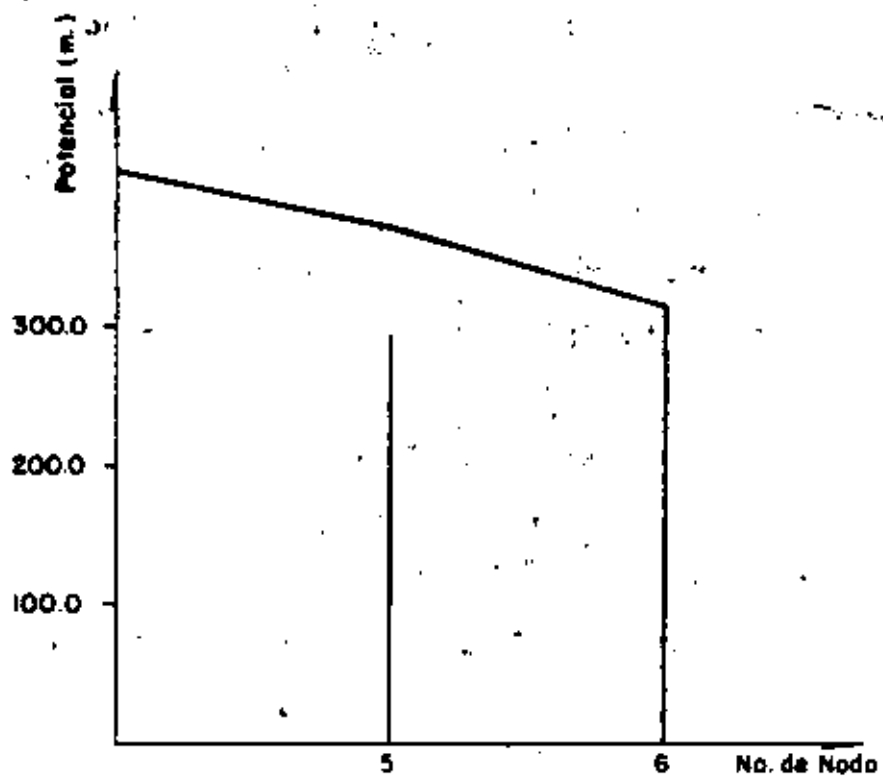


fig 3.4 : POTENCIAL MINIMO REQUERIDO EN LOS NODOS 5 y 6, DE LA RED MOSTRADA EN LA FIG 3.3

blema de programación lineal usando el programa MPS.

En consecuencia, el programa que se discutirá puede ser usado sólo en sistemas que tengan el programa de biblioteca MPS de I.B.M.

Es útil describir brevemente la forma de dar la información necesaria al programa MPS.

Suponga que el problema por resolver es el mostrado por las ecuaciones (3.30) y (3.31). La forma de indicarle al programa qué variables son desconocidas y sus respectivos coeficientes, es por columnas y renglones:

	1 COL	2 COL	3 COL	4 COL	5 COL	6 COL	7 COL	8 COL	9 COL	10 COL	11 COL	REST
COSTOS	C ₁₁	C ₁₂	C ₂₁	C ₂₂	C ₃₁	C ₃₂	C ₄₁	C ₄₂	C ₅₁	C ₅₂	864.20	
1 REN	1.0	1.0										600.0
2 REN			1.0	1.0								800.0
3 REN					1.0	1.0						360.0
4 REN							1.0	1.0				900.0
5 REN									1.0	1.0		1800.0
6 REN	J ₁₁	J ₁₂	J ₂₁	J ₂₂							-1.0	-34.0
7 REN	J ₁₁	J ₁₂	J ₂₁	J ₂₂	J ₃₁	J ₃₂					-1.0	-30.0
8 REN	J ₁₁	J ₁₂					J ₄₁	J ₄₂			-1.0	-47.0
9 REN	J ₁₁	J ₁₂					J ₄₁	J ₄₂	J ₅₁	J ₅₂	-1.0	-77.0

Entonces la columna 4 (4 COL), representará la variable x_{22} ; su coeficiente en la función objetivo es C_{22} , en el renglón 2 (2 REN) es 1.0 y en los renglones 6 y 7 (6 REN y 7 REN) es J_{22} .

La primera información que se debe dar, es el signo de equivalencia de cada renglón. La función objetivo tiene la letra N; la letra E es usada en el caso de igualdad; y L si es menor o igual.

Para el ejemplo que se está considerando:

N	COSTOS
E	1 REN
E	2 REN
E	4 REN
E	5 REN
L	6 REN
L	7 REN
L	8 REN
L	9 REN

A continuación se dan los coeficientes de las variables desconocidas, para cada columna y cada renglón:

1 COL	COSTOS	C_{11}
1 COL	1 REN	1.0
1 COL	6 REN	J_{11}
1 COL	7 REN	J_{11}
1 COL	8 REN	J_{11}
1 COL	9 REN	J_{11}
2 COL	COSTOS	C_{12}
2 COL	6 REN	J_{12}
2 COL	7 REN	J_{12}
=====	=====	=====
11 COL	9 REN	-1.0

Si el coeficiente es igual a cero, no es necesario escribirlo.

Por último, las cantidades del lado derecho de la ecuación son escritas, éstas corresponden a la columna REST:

REST	1 REN	600.0
REST	2 REN	800.0
=====	=====	=====
REST	9 REN	-44.0

A la salida el programa da el tipo de solución obtenida (óptima, no factible); el valor de la función objetivo,

y el valor de las variables desconocidas usando la notación de columnas.

Las partes principales del programa son:

- 1) Calcular el coeficiente de cada una de las variables desconocidas.
- 2) Eliminar las restricciones redundantes.
- 3) Generar un código para la interpretación de los resultados del programa MPS.
- 4) Escribir la información necesaria para el programa MPS, en un archivo temporal.

1) Calcular el coeficiente de cada una de las variables desconocidas

a) Leer el número total de nodos (ND)* y secciones (NS) de la red; el número de nodos donde se tiene la restricción de satisfacer un potencial mínimo (NR).

El nodo de referencia(NDR) es el nodo donde se encuentra la bomba.

b) Para cada sección de la red, leer los nodos que la conectan (N1(I)), N2(I)); el número de diámetros diferentes disponibles (NDIS(I)).

Leer cada diámetro disponible (D(I,J)); su coefi

* El símbolo dentro del paréntesis, representa el nombre de la variable en el programa.

ciente de Hazen-Williams ($HZ(I,J)$); su costo por unidad de longitud ($C(I,J)$).

Leer la longitud de la sección ($AL(I)$); y su flujo ($Q(I)$).

c) Calcular el gradiente de pérdida de potencial, usando la ecuación (3.22), para los diámetros disponibles de cada sección ($GR(I,J)$).

d) Leer el nodo ($NH(I)$) y su mínimo potencial requerido ($H(I)$).

e) Leer el factor de recuperación del capital (CRF); la descarga de la bomba (QB); su eficiencia (EB); el costo de la energía (CE); tiempo anual de riego (T); elevación de la bomba ($ELEVB$).

f) Calcular el costo de operación de la bomba, definido por la ecuación (3.19), (COP).

2) Eliminar las restricciones redundantes

Para cada uno de los nodos donde se tiene la restricción de satisfacer un potencial mínimo:

a) Llamar a la subrutina $ICSYN$, que encuentra las secciones y nodos que conectan el nodo en consideración, con el nodo de referencia ($IM(I)$, $JM(I)$).

b) Se compara el mínimo potencial requerido en el nodo en consideración, con cada potencial mínimo de los

nodos del vector $JM(I)$; si este último es menor que el primero, se elimina la restricción ($HRES(I) = 0.$).

3) Generar un código para la interpretación de los resultados del programa MPS.

a) A cada diámetro disponible de cada sección, se le asocia un número de columna.

Se imprime esta información.

4) Escribir la información necesaria para el programa MPS, en un archivo temporal

a) Escribir la información necesaria para iniciar el programa (nombre del programa, definición de la función objetivo, las restricciones, minimizar la función objetivo, solución primitiva).

b) Escribir el signo de equivalencia de cada renglón; primero el correspondiente a la función objetivo, N; después los correspondientes a igualdad, E; y después los correspondientes a desigualdad, L.

c) Para cada columna escribir el coeficiente correspondiente a la función objetivo y a cada renglón. Si el coeficiente es igual a cero, no se escribe.

d) Escribir los coeficientes de la columna correspondiente a la presión de la bomba.

e) Escribir la columna correspondiente a las res-

tricciones:

1) Para cada renglón con el signo de igualdad, la longitud de la sección correspondiente, es escrita.

2) Para cada restricción de potencial mínimo diferente de cero (HRES(I)); se cambia su signo y se le suma la elevación de la bomba (ELEV B). Se escribe el resultado en el renglón correspondiente.

Subrutina ICSYN

Esta subrutina permite encontrar las secciones y nodos que conectan el nodo con restricción de potencia mínimo, dado en el programa principal, con el nodo de referencia (NDR).

Las secciones son almacenadas en el vector IM(I) y los nodos en JM(I).

El algoritmo usado es el siguiente: comenzando con el nodo dado en el programa principal, encuentra el número de secciones que están conectadas a él, usando la matriz N(I,J). Escoge una de estas secciones y usando la misma matriz, encuentra el otro nodo que la conecta; si este último es el nodo de referencia, regresa al programa principal, de otra forma se tienen dos posibilidades:

a) El nodo tiene más de una sección conectada a él, entonces escoge una de estas secciones y continúa el

algoritmo.

b) El nodo tiene sólo una sección conectada a él, lo que significa que no hay más nodos a donde saltar; entonces regresa al último nodo anterior, escoge otra sección diferente y sigue el algoritmo.

Puede suceder que la computadora, después de buscar por todos los caminos posibles el nodo de referencia, no lo encuentre y regresa al nodo inicial; en este caso imprime un mensaje diciendo que existe un error en la topología de la red.

3.3.3. Ejemplos

1) Diseño de una red simple

La Tabla 3.10 muestra el diseño óptimo obtenido usando programación lineal, para la red mostrada en la Figura 3.3.

2) Comparación con el método ICET

La Tabla 3.11 muestra el diseño obtenido para la red mostrada en la Figura 3.2.

En este caso, el número de variables por determinar fue de 24, en casos como este, la disponibilidad de una com-

TABLA 3.10. DISEÑO OPTIMO USANDO PROGRAMACION LINEAL PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.3.

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO (m ³ /h)	DIAMETRO SELECCIONADO (mm)	LONGITUD SELECCIONADA (m)
1	600.00	420.0	300.0	600.0
			250.0	
2	800.0	240.0	200.0	66.47
			150.0	733.53
3	360.0	120.0	200.0	
			150.0	360.0
4	900.0	180.0	200.0	900.0
			150.0	
5	1800.0	80.0	200.0	1800.0
			150.0	

TIEMPO ANUAL DE RIEGO: 2500.0 h.

EFICIENCIA DE LA BOMBA: 0.90.

COSTO DE LA ENERGIA (POR H.P.-HORA): 0.20 \$MEX.

FACTOR DE RECUPERACION DEL CAPITAL: 0.136

PRESION EN LA BOMBA: 95.46 m.

COSTO TOTAL ANUAL DE LOS TUBOS: 61737.97 \$MEX.

COSTO ANUAL DE OPERACION: 82496.53 \$MEX.

COSTO TOTAL ANUAL: 144234.50 \$MEX.

EL FACTOR CRF SE CALCULO SUPONIENDO UN INTERES DE 14% Y UNA VIDA DE 30 AÑOS.

TABLA 3.11. DISEÑO OPTIMO USANDO PROGRAMACION LINEAL PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.2.

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO (m ³ /h)	DIAMETROS DISPONIBLES (mm)	LONGITUD SELECCIONADA (m)
1	400.0	520.0	350.0 300.0 250.0	400.0
2	800.0	130.0	200.0 150.0	145.49 654.51
3	500.0	390.0	300.0 250.0	500.0
4	100.0	100.0	200.0 150.0	100.0
5	600.0	290.0	300.0 250.0 200.0	600.0
6	200.0	50.0	150.0 100.0	193.16 6.84
7	1200.0	50.0	150.0 100.0	1200.0
8	350.0	60.0	150.0 100.0	350.0
9	1200.0	110.0	200.0 150.0	762.62 437.38
10	400.0	80.0	150.0 100.0	313.97 86.03
11	100.0	100.0	200.0 150.0	100.0

TIEMPO ANUAL DE RIEGO: 2500.0 h.

EFICIENCIA DE LA BOMBA: 0.90.

COSTO DE LA ENERGIA (POR K.W.HORA): 0.20 \$MEX.

FACTOR DE RECUPERACION DEL CAPITAL: 0.136.

PRESION EN LA BOMBA: 53.41 m.

COSTO TOTAL ANUAL DE LOS TUBOS: 77061.50 \$MEX.

COSTO ANUAL DE OPERACION: 62496.36 \$MEX.

COSTO TOTAL ANUAL: 139557.95 \$MEX.

EL FACTOR CRF SE CALCULO SUPONIENDO UN INTERES DE 14.0% Y UNA VIDA DE 30 AÑOS.

TABLA 3.10. DISEÑO OPTIMO USANDO PROGRAMACION LINEAL PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.3.

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO (m ³ /h)	DIAMETRO SELECCIONADO (mm)	LONGITUD SELECCIONADA (m)
1	600.00	420.0	300.0	600.0
			250.0	
2	800.0	240.0	200.0	66.47
			150.0	733.53
3	360.0	120.0	200.0	360.0
			150.0	
4	900.0	180.0	200.0	900.0
			150.0	
5	1800.0	80.0	200.0	1800.0
			150.0	

TIEMPO ANUAL DE RIEGO: 2500.0 h.

EFICIENCIA DE LA BOMBA: 0.90.

COSTO DE LA ENERGIA (POR H.P.-HORA): 0.20 \$MEX.

FACTOR DE RECUPERACION DEL CAPITAL: 0.136

PRESION EN LA BOMBA: 95.46 m.

COSTO TOTAL ANUAL DE LOS TUBOS: 61737.97 \$MEX.

COSTO ANUAL DE OPERACION: 82496.53 \$MEX.

COSTO TOTAL ANUAL: 144234.50 \$MEX.

EL FACTOR CRF SE CALCULO SUPONIENDO UN INTERES DE 14% Y UNA VIDA DE 30 AÑOS.

TABLA 3.11. DISEÑO OPTIMO USANDO PROGRAMACION LINEAL PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.2.

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO (m ³ /h)	DIAMETROS DISPONIBLES (mm)	LONGITUD SELECCIONADA (m)
1	400.0	520.0	350.0 300.0 250.0	400.0
2	800.0	130.0	200.0 150.0	145.49 654.51
3	500.0	390.0	300.0 250.0	500.0
4	100.0	100.0	200.0 150.0	100.0
5	600.0	290.0	300.0 250.0 200.0	600.0
6	200.0	50.0	150.0 100.0	193.16 6.84
7	1200.0	50.0	150.0 100.0	1200.0
8	350.0	60.0	150.0 100.0	350.0
9	1200.0	110.0	200.0 150.0	762.62 437.38
10	400.0	80.0	150.0 100.0	313.97 86.03
11	100.0	100.0	200.0 150.0	100.0

TIEMPO ANUAL DE RIEGO: 2500.0 h.
 EFICIENCIA DE LA BOMBA: 0.90.
 COSTO DE LA ENERGIA (POR H.P.-HORA): 0.20 \$MEX.
 FACTOR DE RECUPERACION DEL CAPITAL: 0.136.
 PRESION EN LA BOMBA: 53.41 m.
 COSTO TOTAL ANUAL DE LOS TUBOS: 77061.59 \$MEX.
 COSTO ANUAL DE OPERACION: 62496.36 \$MEX.
 COSTO TOTAL ANUAL: 139557.95 \$MEX.

EL FACTOR CRF SE CALCULO SUPONIENDO UN INTERES DE 14.0% Y UNA VIDA DE 30 AÑOS.

putadora es necesaria.

Comparando este diseño con el obtenido usando el método ICET (sección 3.2.4), se puede ver que la presión de la bomba, usando el método de programación lineal, es de 1.14 m mayor; lo que da un aumento en el costo de operación de \$1214.85. Sin embargo, este método selecciona, en un mayor número de secciones de la red, combinaciones de tubo de diámetros diferentes, lo que da un ahorro de \$7696.47 en el costo total de los tubos.

En consecuencia, el uso de programación lineal da un diseño con un ahorro, en el costo total del sistema de \$6582.00.

Las Tablas 3.12 y 3.13, muestran el diseño obtenido para la red mostrada en la Figura 3.1, usando programación lineal, para diferentes costos de la energía.

Comparando este diseño con el obtenido usando el método ICET (sección 3.2.4), se puede ver que la presión en la bomba es un poco mayor en todos los casos, pero que el costo total anual es siempre menor. Sin embargo, esta diferencia no es mayor del 5% del costo total, la cual puede ser considerada pequeña; así que se puede decir que el diseño obtenido usando el método ICET, se encuentra muy cerca del óptimo económico. De cualquier forma, es mejor usar el método de programación lineal, ya que el diseño obtenido es siempre el óptimo económico.

TABLA 3.12. DISEÑO OPTIMO USANDO PROGRAMACION LINEAL PARA DIFERENTES COSTOS DE LA ENERGIA (C) PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.1.

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO m ³ /h	C=0.06 \$MEX/H.P.-h		C=0.1 \$MEX/H.P.-h		C=0.5 \$MEX/H.P.-h	
			DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)
1	600.0	1000.0	350.0	600.0	350.0	600.0	350.0	600.0
2	270.0	720.0	300.0	270.0	300.0	104.06	350.0	270.0
					350.0	165.94		
3	500.0	480.0	300.0	500.0	300.0	500.0	350.0	500.0
4	270.0	240.0	250.0	270.0	250.0	270.0	300.0	270.0
5	250.0	160.0	200.0	250.0	200.0	250.0	200.0	250.0
6	300.0	80.0	150.0	300.0	200.0	300.0	200.0	300.0
7	250.0	80.0	150.0	250.0	150.0	179.90	200.0	250.0
					200.0	70.10		
8	250.0	80.0	100.0	128.56	100.0	83.64	100.0	61.80
			150.0	121.44	150.0	166.36	150.0	188.20
			100.0	164.35	100.0	119.42	100.0	73.86
9	250.00	80.00	150.00	85.65	150.0	130.58	150.0	176.14
					250.0	275.10	250.0	275.10
10	300.0	240.0	200.0	300.0	200.0	200.0	300.0	24.90
11	300	240.0	200.0	300.0	200.0	300.0	200.0	300.0
12	400.0	280.0	200.0	400.0	200.0	400.0	250.0	242.55
							300.0	157.45

TABLA 3.13. DISEÑO OPTIMO USANDO PROGRAMACION LINEAL PARA DIFERENTES COSTOS DE LA ENERGIA PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.1.

COSTO DE LA ENERGIA (\$MEX/H.P.-h)	PRESION DE LA BOMBA (m)	COSTO DE OPERACION DE LA BOMBA POR METRO DE PRESION (\$ MEX.)	COSTO ANUAL DE OPERACION (\$ MEX.)	COSTO TOTAL ANUAL DE LOS TUBOS (\$ MEX.)	COSTO TOTAL ANUAL DEL SISTEMA (\$ MEX.)	FORZANTE DEL COSTO DE OPERACION RESPECTO AL COSTO TOTAL (%)
0.06	65.04	740.74	48177.73	85085.47	133263.20	36.2
0.10	60.49	1234.57	74679.14	89048.08	163727.22	45.6
0.50	53.03	6172.84	327345.70	105113.73	432459.43	75.7

3) Diseño de una red compleja

La Figura 3.5 muestra una red más complicada. La Tabla 3.14 muestra la información necesaria para su diseño, que consiste en determinar el valor de 99 variables.

Las Tablas 3.15 y 3.16 muestran los diseños obtenidos usando programación lineal para diferentes costos de la energía.

Tres cosas importantes se pueden observar:

a) Si el costo de la energía aumenta, la computadora escoge diámetros de tubo cada vez mayores; al mismo tiempo, la presión de operación de la bomba disminuye.

b) En la selección de los diámetros se tienen dos casos extremos. Si el costo de la energía es relativamente pequeño, la computadora selecciona para cada sección el diámetro menor disponible.

El otro caso extremo ocurre para un costo de energía muy grande, la computadora escoge entonces los diámetros más grandes disponibles, con el objeto de que la presión en la bomba sea mínima. De estas Tablas se puede ver que para alcanzar este caso extremo, el costo de la energía debe ser muy grande.

c) Si el costo de la energía es relativamente pequeño, el costo de la tubería representa el costo mayor (94.01 del costo total).

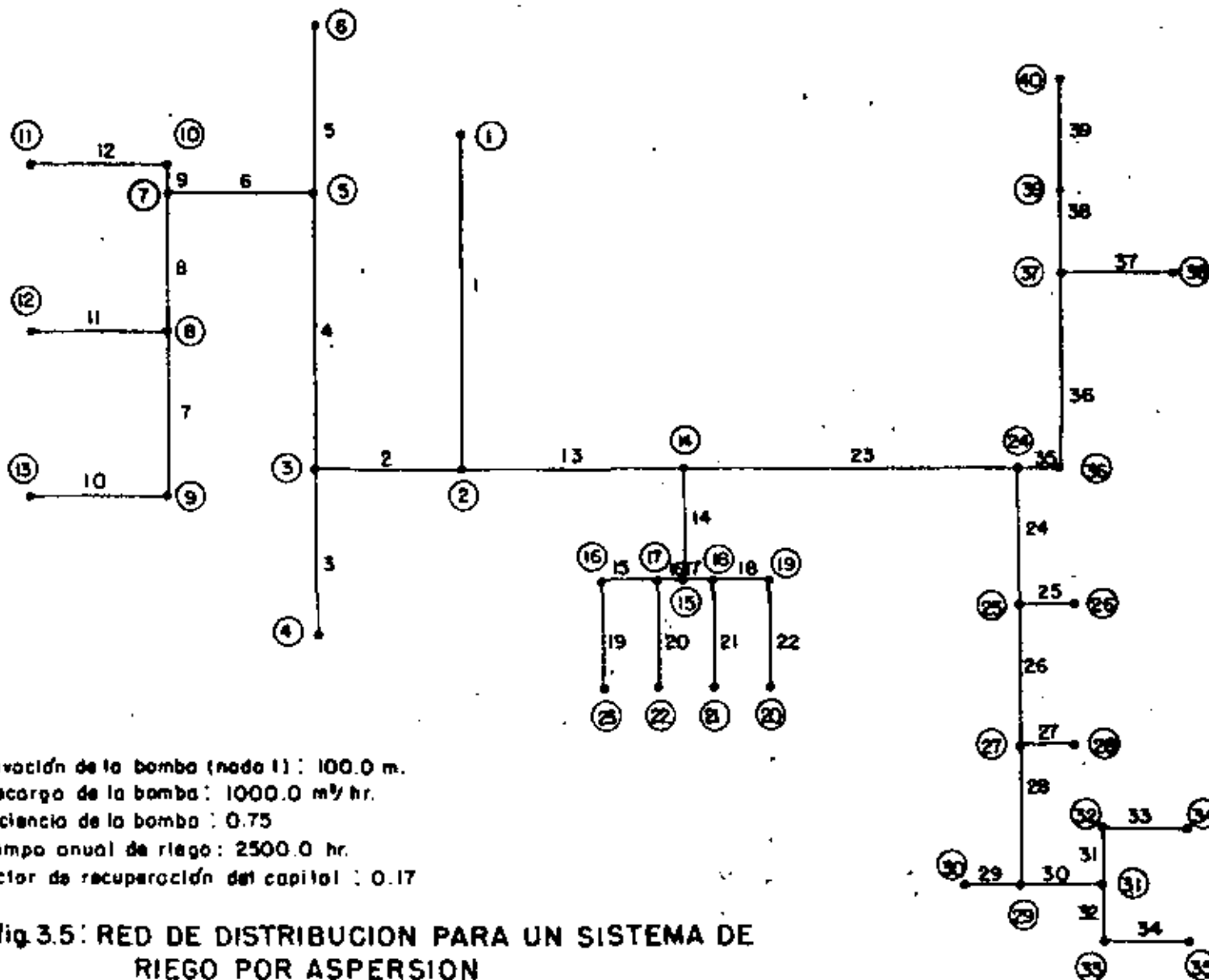


fig. 3.5: RED DE DISTRIBUCION PARA UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

TABLA 3.14. INFORMACION NECESARIA PARA EL DISEÑO DE LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.5.

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO (m ³ /h)
1	600.0	1000.0
2	270.0	720.0
3	300.0	240.0
4	500.0	480.0
5	300.0	240.0
6	270.0	240.0
7	300.0	80.0
8	250.0	160.0
9	50.0	80.0
10	250.0	80.0
11	250.0	80.0
12	250.0	80.0
13	400.0	280.0
14	200.0	80.0
15	100.0	20.0
16	50.0	40.0
17	50.0	40.0
18	100.0	20.0
19	200.0	20.0
20	200.0	20.0
21	200.0	20.0
22	200.0	20.0
23	600.0	200.0
24	250.0	120.0
25	100.0	20.0
26	250.0	100.0
27	100.0	20.0
28	250.0	80.0
29	100.0	20.0
30	150.0	60.0
31	100.0	30.0
32	100.0	30.0
33	150.0	30.0
34	150.0	30.0
35	80.0	80.0
36	350.0	80.0
37	200.0	40.0
38	150.0	40.0
39	200.0	40.0

NODO	POTENCIAL MINIMO REQUERIDO (m)
4	143.0
6	146.0
11	130.0
12	130.0
13	135.0
20	132.0
21	133.0
22	134.0
23	135.0
26	143.0
28	140.0
30	138.0
34	140.0
35	140.0
38	150.0
40	140.0

DIAMETROS DISPONIBLES (mm)	COSTO INICIAL (PESOS/m)
75.0	650.0
100.0	1100.0
125.0	1400.0
150.0	1700.0
200.0	2350.0
250.0	3150.0
300.0	4400.0
350.0	5500.0

TABLA 3.15. DISEÑO OPTIMO USANDO PROGRAMACION LINEAL PARA DIFERENTES COSTOS DE LA ENERGIA, PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.5.

C - COSTO DE LA ENERGIA (\$ MEX/H.P.)

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO (m ³ /h)	DIAMETROS DISPONIBLES (mm)	LONGITUD DE TUBO (m)			
				C=0.06	C=0.5	C=3.0	C=14.0
1	600.0	1000.0	250.0 300.0 350.0	600.0	600.0	600.0	600.0
2	270.0	720.0	250.0 300.0 350.0	270.0	270.0	270.0	270.0
3	300.0	240.0	200.0 250.0 300.0	300.0	300.0	300.0	300.0
4	500.0	480.0	250.0 300.0 350.0	500.0	500.0	64.51 435.49	500.0
5	300.0	240.0	200.0 250.0 300.0	300.0	300.0	300.0	210.40 89.60
6	270.0	240.0	200.0 250.0 300.0	270.0	270.0	270.0	270.0
7	300.0	80.0	100.0 125.0 150.0	300.0	89.32 210.68	54.52 245.48	300.0
8	250.0	160.0	150.0 200.0	250.0	250.0	250.0	250.0
9	50.0	80.0	100.0 125.0	50.0	50.0	50.0	50.0
10	250.0	80.0	100.0 125.0 150.0	250.0	250.0	250.0	215.0 35.0
11	250.0	80.0	100.0 125.0 150.0	250.0	250.0	174.7 75.3	152.16 97.48
12	250.0	80.0	100.0 125.0 150.0	250.0	250.0	196.83 53.17	174.28 75.72
13	400.0	280.0	200.0 250.0 300.0	400.0	400.0	400.0	400.0

TABLA 3.15. CONTINUACION...

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO (m ³ /h)	DIAMETROS DISPONIB LES (mm)	LONGITUD DE TUBO (m)			
				C=0.06	C=0.5	C=3.0	C=14.0
14	200.0	80.0	100.0	200.0	200.0	196.0	196.0
			125.0			4.0	4.0
			150.0				
15	100.0	20.0	75.0	100.0	100.0	100.0	100.0
			100.0				
16	50.0	40.0	75.0	50.0	50.0	50.0	50.0
			100.0				
17	50.0	40.0	75.0	50.0	50.0	50.0	50.0
			100.0				
18	100.0	20.0	75.0	100.0	100.0	100.0	100.0
			100.0				
19	200.0	20.0	75.0	200.0	200.0	200.0	200.0
			100.0				
20	200.0	20.0	75.0	200.0	200.0	200.0	200.0
			100.0				
21	200.0	20.0	75.0	200.0	200.0	200.0	200.0
			100.0				
22	200.0	20.0	75.0	200.0	200.0	200.0	200.0
			100.0				
23	600.0	200.0	150.0	600.0	600.0	600.0	600.0
			200.0				
			250.0				
24	250.0	120.0	150.0	250.0	250.0	250.0	250.0
			200.0				
25	100.0	20.0	75.0	100.0	100.0	100.0	100.0
			100.0				
26	250.0	100.0	125.0	250.0	250.0	250.0	250.0
			150.0				
			200.0				
27	100.0	20.0	75.0	100.0	100.0	100.0	100.0
			100.0				
28	250.0	80.0	100.0	250.0	250.0	250.0	250.0
			125.0				
			150.0				
29	100.0	20.0	75.0	100.0	100.0	100.0	100.0
			100.0				
30	150.0	60.0	100.0	150.0	150.0	150.0	150.0
			125.0				
			150.0				
31	100.0	30.0	75.0	100.0	100.0	100.0	100.0
			100.0				
32	100.0	30.0	75.0	100.0	100.0	100.0	100.0
			100.0				

TABLA 3.15. CONTINUACION...

SECCION	LONGITUD (m)	FLUJO (m ³ /h)	DIAMETROS DISPONIBLES (mm)	LONGITUD DE TUBO (m)			
				C=0.06	C=0.5	C=3.0	C=14.0
33	150.0	30.0	75.0 100.0	150.0	150.0	0.76 149.24	150.0
34	150.0	30.0	75.0 100.0	150.0	150.0	0.76 149.24	150.0
35	80.0	80.0	100.0 125.0	80.0	80.0	80.0	80.0
36	350.0	80.0	100.0 125.0 150.0	350.00	350.0	350.0	350.0
37	200.0	40.0	75.0 100.0 125.0	200.0	159.47 40.53	200.0	200.0
38	150.0	40.0	75.0 100.0 125.0	150.0	86.0 64.0	150.0	150.0
39	200.0	40.0	75.0 100.0 125.0	200.0	200.0	76.63 123.37	76.63 123.37

TABLA 3.16. DISEÑO OPTIMO USANDO PROGRAMACION LINEAL PARA DIFERENTES COSTOS DE LA ENERGIA PARA LA RED MOSTRADA EN LA FIGURA 3.5.

COSTO DE LA ENERGIA (\$MEX/H.P.-h)	PRESION DE LA BOMBA (m)	COSTO DE OPERACION DE LA BOMBA POR METRO DE PRESION(\$ MEX.)	COSTO ANUAL DE OPERACION (\$ MEX.)	COSTO TOTAL ANUAL DE LOS TUBOS (\$ MEX.)	COSTO TOTAL ANUAL DEL SISTEMA (\$ MEX.)	PORCENTAJE DEL COSTO DE OPERACION RESPECTO AL COSTO TOTAL (%)
0.06	194.11	740.74	143785.04	2300891.34	2444676.38	6.0
0.50	112.78	6172.84	696172.89	2570086.70	3266259.59	21.3
3.00	73.16	37037.04	2709629.85	3143839.13	5853468.98	46.3
14.00	71.12	172839.50	12292345.24	3263982.88	15556327.12	79.0

Quando el costo de la energía es aumentado, el costo de operación también aumenta; existe un valor del costo de la energía ($C = \$3.00$), para el cual la mitad del costo total es por operación de la bomba y la otra mitad por la tubería.

Si el costo de la energía todavía aumenta, el costo de la tubería representa el costo menor (21.0% del total); y el costo de operación el mayor (79.0%).

CAPITULO 4.

CALCULO Y DISEÑO EN DETALLE DE LATERALES

4.1. DEFINICION Y DESCRIPCION DEL PROBLEMA

El lateral en un sistema de riego por aspersión, es el tubo donde se encuentran instalados los aspersores.

El funcionamiento y la descarga de un aspersor depende de la presión a la cual está trabajando; por lo tanto, la descarga de cada aspersor en un lateral dependerá de la distribución de la presión a lo largo del lateral. Esta última está relacionada con la descarga de cada aspersor y ambas son función del diámetro del tubo y de la presión que se tenga en la entrada del lateral (ver Figura 4.1).

Ya que en el lateral se tienen pérdidas de presión, por fricción, cada aspersor tiene una presión diferente y en consecuencia una descarga diferente.

Los métodos comunmente usados para el análisis y diseño de laterales, en la mayoría de los casos no son lo suficientemente exactos, ya que suponen una descarga igual en todos los aspersores.

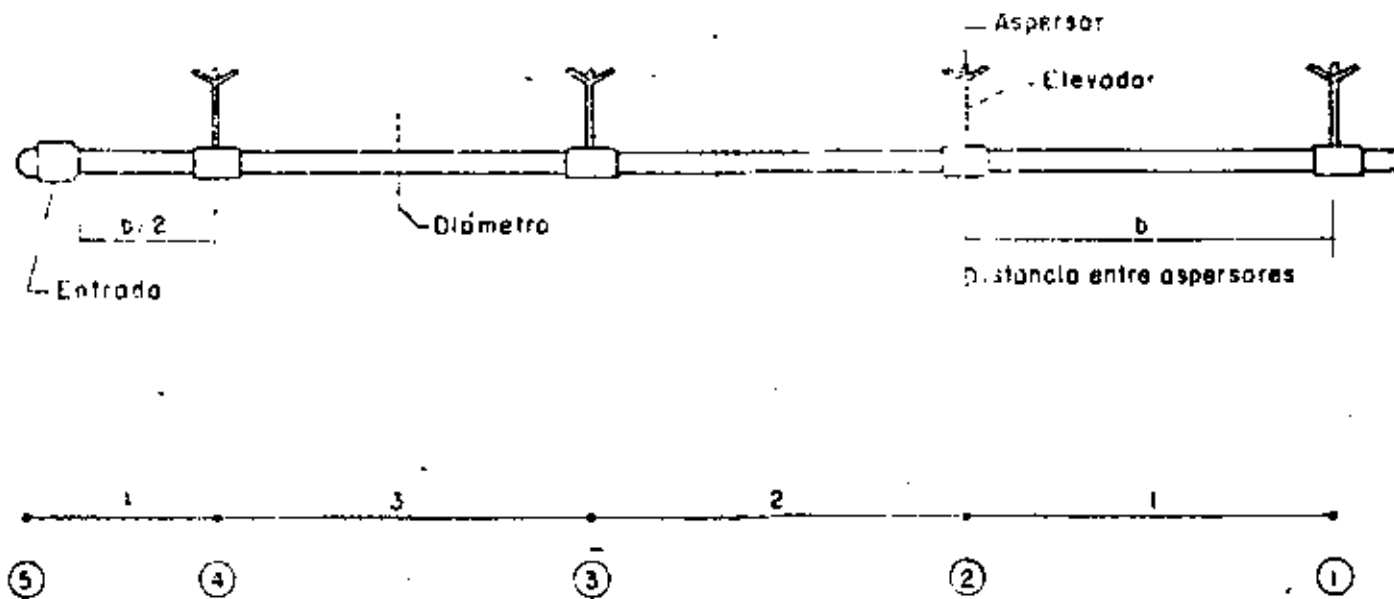


fig 4.1 : ESQUEMA DE UN LATERAL Y SU MODELO MATEMATICO

En la primera parte de este capítulo, se discutirán las ecuaciones que describen con exactitud la presión en un lateral y la descarga de cada uno de sus aspersores.

En la segunda parte se discutirá el diseño de un lateral, que consiste en la selección de su diámetro y de la presión en su entrada.

Dos criterios serán usados en el diseño:

1) El volumen de agua dado por el lateral debe ser igual al requerido por el cultivo.

2) Su aplicación debe ser uniforme.

El modelo matemático que se usará para representar un lateral, consistirá de secciones y nodos.

Cada sección representará el tramo de lateral entre aspersores y los nodos el lugar donde se encuentra conectado un aspersor. Cada aspersor estará numerado, la Figura 4.1 muestra el orden de la numeración.

4.2. CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE PRESION Y DESCARGA EN UN LATERAL

4.2.1. Análisis matemático

Considere un lateral con NA aspersores separados entre sí una distancia L . El modelo matemático será entonces, $NA + 1$ nodos conectados entre sí a NA secciones.

Usando la ecuación de Hazen-Williams para la pérdi-

da de potencial en un tubo, la resistencia de cada sección del lateral es definida como:

$$R_i = \frac{1.131 \times 10^9 \cdot x_i}{D^{4.872} \cdot C^{1.852}} \quad (4.1)$$

donde:

- R_i - resistencia de la sección i
- x_i - longitud de la sección i (m)
- D - diámetro del lateral (mm)
- C - coeficiente de Hazen-Williams

Con excepción de la sección NA, cuya longitud es $L/2$; la longitud para las demás secciones es L .

La descarga de un aspersor está dada por:

$$q_i = K (P_i)^x \quad (4.2)$$

donde:

- q_i - descarga del aspersor i
- K - coeficiente del aspersor
- P_i - presión del aspersor i
- x - exponente del aspersor

El flujo en una sección se calcula con la ecuación:

$$Q_i = \sum_{j=1}^i q_j \quad (4.3)$$

donde:

Q_i - flujo en la sección i

q_j - descarga en el aspersor j

Este mismo flujo se puede expresar usando la ecuación de Hazen-Williams como:

$$Q_i = \frac{(H_{i+1} - H_i)^{0.54}}{R_i^{0.54}} \quad (4.4)$$

donde:

Q_i - flujo en la sección i (m^3/h)

H_i - potencial en el nodo i (m)

H_{i+1} - potencial en el nodo $i+1$ (m)

R_i - resistencia de la sección i definida por la ecuación (4.1)

Igualando las ecuaciones (4.3) y (4.4) se obtiene:

$$H_{i+1} = H_i + R_i \left(\sum_{j=1}^i q_j \right)^{0.54} \quad (4.5)$$

Esta es una ecuación recursiva que permite calcular el potencial en el nodo $i+1$, si en el nodo i es conocido.

Si el potencial en el nodo 1 es conocido, se puede demostrar que el potencial en cualquier nodo i está dado por la ecuación:

$$H_i = H_1 + \sum_{j=1}^{i-1} R_j \cdot \left(\sum_{k=1}^j q_k \right)^{0.54} + \sum_{j=1}^{i-1} HL_j \quad (4.6)$$

donde:

H_i - potencial en el nodo i

H_1 - potencial en el nodo número 1

R_j - resistencia en la sección j

q_k - descarga del aspersor k

HL_j - pérdida local de potencial en el nodo j

La presión en cada aspersor será entonces:

$$P_i = H_i - E_i - E_A - HE \quad (4.7)$$

donde:

P_i - presión en el aspersor i

H_i - potencial total en el nodo i

E_i - elevación del nodo i

E_A - altura del elevador del aspersor

HE - pérdida local de potencial en el elevador del aspersor

Por lo tanto, dado el potencial en el nodo número 1, el potencial en los demás nodos y la descarga de cada aspersor se puede conocer usando las ecuaciones (4.6), (4.7) y (4.2).

El flujo de cada sección y la descarga total del lateral, se calculan usando la ecuación (4.3).

4.2.2. Ejemplos

1) Aspersor de descarga pequeña

Suponga un lateral con 25 aspersores, separados entre sí una distancia de 18.0 m; la pendiente del lateral es cero.

El modelo del aspersor es NAAN 233 NOZZLE 3.2 x 2.5 mm; la presión de operación seleccionada es de 25.0 m, y la descarga del aspersor con esta presión es de $1.06 \text{ m}^3/\text{h}$.

Se considera que las pérdidas locales de potencial son despreciables y que la elevación del aspersor es cero.

La presión y descarga para cada aspersor del lateral, calculadas usando las ecuaciones desarrolladas, se muestran en la Tabla 4.1 y en las Figuras 4.2 y 4.3.

La presión del primer aspersor se escogió igual a 22.5 m, de tal forma que para un diámetro de lateral de 75.0 mm (3"), la presión en el nodo medio sea igual a la presión de operación seleccionada.

En el lateral cuyo diámetro es de 50.0 mm, se tiene una pérdida de presión por fricción de 27.3 m; para el diámetro de 75.0 mm es de 3.4 m. El diámetro de 125.0 mm presenta

TABLA 4.1. POTENCIAL EN CADA NODO DE UN LATERAL Y DESCARGA DE SUS ASPERSORES PARA DIFERENTES VALORES DE SU DIAMETRO

NODO	ELEVACION (m)	DIAMETRO = 50 mm		DIAMETRO = 75 mm		DIAMETRO = 100.0 mm		DIAMETRO = 125.0 mm	
		POTENCIAL (m)	DESCARGA (m ³ /h)	POTENCIAL (m)	DESCARGA (m ³ /h)	POTENCIAL (m)	DESCARGA (m ³ /h)	POTENCIAL (m)	DESCARGA (m ³ /h)
1	0.0	22.50	1.01	22.50	1.01	22.50	1.01	22.50	1.01
2	0.0	22.51	1.01	22.50	1.01	22.50	1.01	22.50	1.01
3	0.0	22.53	1.01	22.50	1.01	22.50	1.01	22.50	1.01
4	0.0	22.59	1.01	22.51	1.01	22.50	1.01	22.50	1.01
5	0.0	22.68	1.01	22.52	1.01	22.51	1.01	22.50	1.01
6	0.0	22.82	1.01	22.54	1.01	22.51	1.01	22.50	1.01
7	0.0	23.02	1.02	22.57	1.01	22.52	1.01	22.51	1.01
8	0.0	23.28	1.02	22.61	1.01	22.53	1.01	22.51	1.01
9	0.0	23.62	1.03	22.65	1.01	22.54	1.01	22.51	1.01
10	0.0	24.04	1.04	22.71	1.01	22.55	1.01	22.52	1.01
11	0.0	24.55	1.05	22.78	1.01	22.57	1.01	22.52	1.01
12	0.0	25.17	1.06	22.87	1.01	22.59	1.01	22.53	1.01
13	0.0	25.90	1.08	22.96	1.02	22.61	1.01	22.54	1.01
14	0.0	26.76	1.10	23.08	1.02	22.64	1.01	22.55	1.01
15	0.0	27.74	1.12	23.21	1.02	22.67	1.01	22.56	1.01
16	0.0	28.88	1.14	23.36	1.02	22.71	1.01	22.57	1.01
17	0.0	30.17	1.16	23.53	1.03	22.75	1.05	22.58	1.01
18	0.0	31.64	1.19	23.72	1.03	22.80	1.01	22.60	1.01
19	0.0	33.29	1.22	23.93	1.04	22.85	1.01	22.62	1.01
20	0.0	35.14	1.26	24.16	1.04	22.91	1.01	22.64	1.01
21	0.0	37.21	1.29	24.42	1.05	22.97	1.02	22.66	1.01
22	0.0	39.52	1.33	24.70	1.05	23.04	1.02	22.68	1.01
23	0.0	42.08	1.38	25.01	1.06	23.11	1.02	22.71	1.01
24	0.0	44.52	1.42	25.35	1.07	23.19	1.02	22.73	1.01
25	0.0	48.06	1.47	25.72	1.08	23.28	1.02	22.75	1.01
26	0.0	49.79		25.91		23.33		22.78	

CARACTERISTICAS:

No. DE ASPERSORES: 25

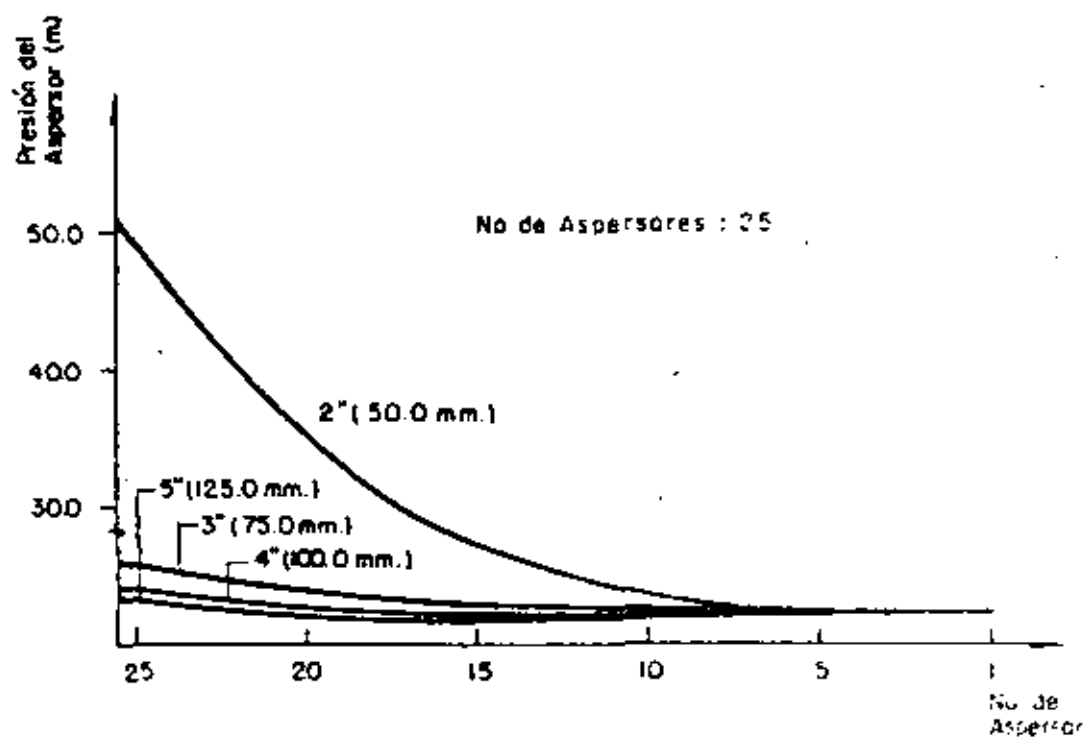
MODELO DEL ASPERSOR: NAAN 233 NOZZLE 3.2 x 2.5.

DISTANCIA ENTRE ASPERSORES: 18.0 m.

PRESION DE OPERACION SELECCIONADA: 25.0 m.

DESCARGA CON PRESION DE OPERACION: 1.06 m³/h.

PENDIENTE: 0.0.



- fig 4.2 : DISTRIBUCION DE LA PRESION EN UN LATERAL

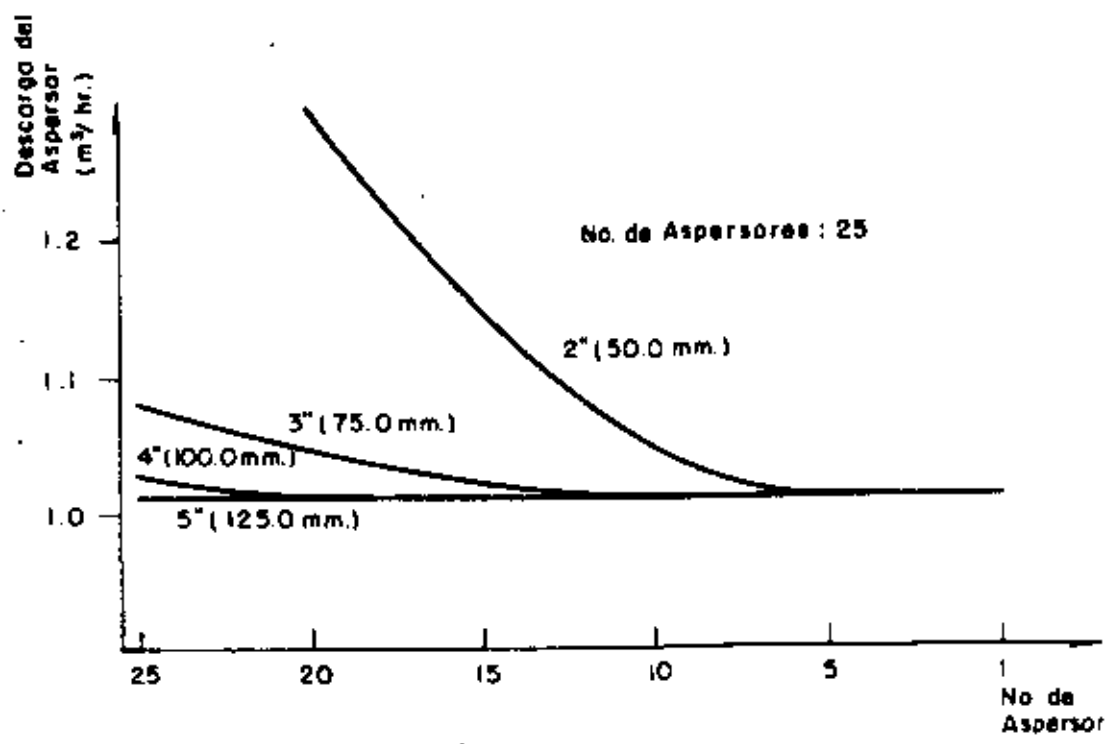


fig 4.3 : DESCARGA DE CADA ASPERSOR EN UN LATERAL

una pérdida de potencial de sólo 0.28 m.

Se puede ver en la Figura 4.3 que la descarga de los aspersores en el lateral de 125.0 mm de diámetro, es prácticamente la misma para todos. Conforme disminuye el diámetro del lateral, la diferencia entre la descarga del primer y del último aspersor aumenta considerablemente.

Se puede ver también que la presión y la descarga en los primeros cinco aspersores, para los diferentes diámetros de lateral, son prácticamente iguales.

La Tabla 4.2 muestra el flujo en cada sección del lateral.

2) Aspersor de descarga grande

Considere ahora un lateral con 10 aspersores y una pendiente igual a cero.

El modelo de aspersor es NAAN MAJOR SIZE 8.5 x 5.5 mm; la presión de operación recomendada es de 50.0 m y su descarga con esta presión es de 8.14 m³/h.

El análisis de este lateral para un diámetro de 50.0 mm (2") es dado en la Tabla 4.3 y mostrado en la Figura 4.4.

En esta Figura se pueden observar dos casos extremos en la distribución de la presión en un lateral.

La curva correspondiente a una presión para el pri-

TABLA 4.2. FLUJO EN CADA SECCION DE UN LATERAL PARA DIFERENTES VALORES DE SU DIAMETRO.

SECCION	DIAMETRO 50.0 mm	DIAMETRO 75.0 mm	DIAMETRO 100.0 mm	DIAMETRO 125.0 mm
1	1.01	1.01	1.01	1.01
2	2.01	2.01	2.01	2.01
3	3.02	3.02	3.02	3.02
4	4.03	4.02	4.02	4.02
5	5.03	5.03	5.03	5.03
6	6.05	6.04	6.03	6.03
7	7.06	7.04	7.04	7.04
8	8.09	8.05	8.05	8.05
9	9.12	9.06	9.05	9.05
10	10.16	10.07	10.06	10.06
11	11.21	11.08	11.07	11.06
12	12.27	12.10	12.07	12.07
13	13.35	13.11	13.08	13.08
14	14.45	14.13	14.09	14.08
15	15.56	15.15	15.10	15.09
16	16.70	16.18	16.11	16.10
17	17.87	17.20	17.12	17.10
18	19.06	18.24	18.13	18.11
19	20.28	19.27	19.15	19.12
20	21.54	20.32	20.16	20.13
21	22.83	21.36	21.18	21.14
22	24.17	22.42	22.20	22.15
23	25.54	23.48	23.22	23.16
24	26.96	24.55	24.24	24.17
25	28.43	25.65	25.56	25.18

CARACTERISTICAS:

FLUJO EN m³/h

No. DE ASPERSORES: 25

MODELO DEL ASPERSOR: NAAN 233 NOZZLE 3.2 x 2.5

DISTANCIA ENTRE ASPERSORES: 18.0 m.

PRESION DE OPERACION SELECCIONADA: 25.0 m.

DESCARGA CON PRESION DE OPERACION: 1.06 m³/h.

PENDIENTE: 0.0.

TABLA 4.3. POTENCIAL EN CADA NODO DE UN LATERAL Y DESCARGA DE SUS ASPERSORES, PARA DIFERENTES PRESIONES DEL PRIMER ASPERSOR (P_0).

NODO	$P_0 = 10.0 \text{ m}$		$P_0 = 20.0 \text{ m}$		$P_0 = 30.0 \text{ m}$		$P_0 = 40.0 \text{ m}$		$P_0 = 50.0 \text{ m}$	
	POTENCIAL (m)	DESCARGA (m^3/h)	POTENCIAL (m)	DESCARGA (m^3/h)	POTENCIAL (m)	DESCARGA (m^3/h)	POTENCIAL (m)	DESCARGA (m^3/h)	POTENCIAL (m)	DESCARGA (m^3/h)
1	10.00	3.75	20.00	5.23	30.00	6.36	40.00	7.31	50.00	8.14
2	10.08	3.76	20.15	5.25	30.22	6.38	40.28	7.33	50.34	8.17
3	10.41	3.81	20.70	5.32	31.00	6.46	41.29	7.42	51.58	8.26
4	11.00	3.92	21.86	5.46	32.68	6.63	43.46	7.61	54.22	8.46
5	12.10	4.11	23.89	5.70	35.58	6.91	47.21	7.92	58.79	8.80
6	13.80	4.38	27.03	6.05	40.08	7.32	53.02	8.37	65.87	9.30
7	16.32	4.74	31.60	6.52	46.61	7.87	61.44	8.99	76.14	9.97
8	19.74	5.20	37.98	7.13	55.73	8.58	73.18	9.78	90.42	10.83
9	24.50	5.77	46.65	7.87	68.09	9.44	89.07	10.75	109.74	11.89
10	30.83	6.45	58.22	8.76	84.54	10.48	110.20	11.91	135.33	13.15
11	35.03		65.85		95.35		124.05		152.18	

CARACTERÍSTICAS:

No. DE ASPERSORES: 10.

MODELO DEL ASPERSOR: NAAN MAJOR SIZE NOZZLE 8.5 x 5.5.

DISTANCIA ENTRE ASPERSORES: 12.0 m.

PRESION DE OPERACION SELECCIONADA: 50.0 m.

DESCARGA CON PRESION DE OPERACION: 8.14 m^3/h .

PENDIENTE: 0.0.

DIAMETRO DEL LATERAL: 50.0 mm.

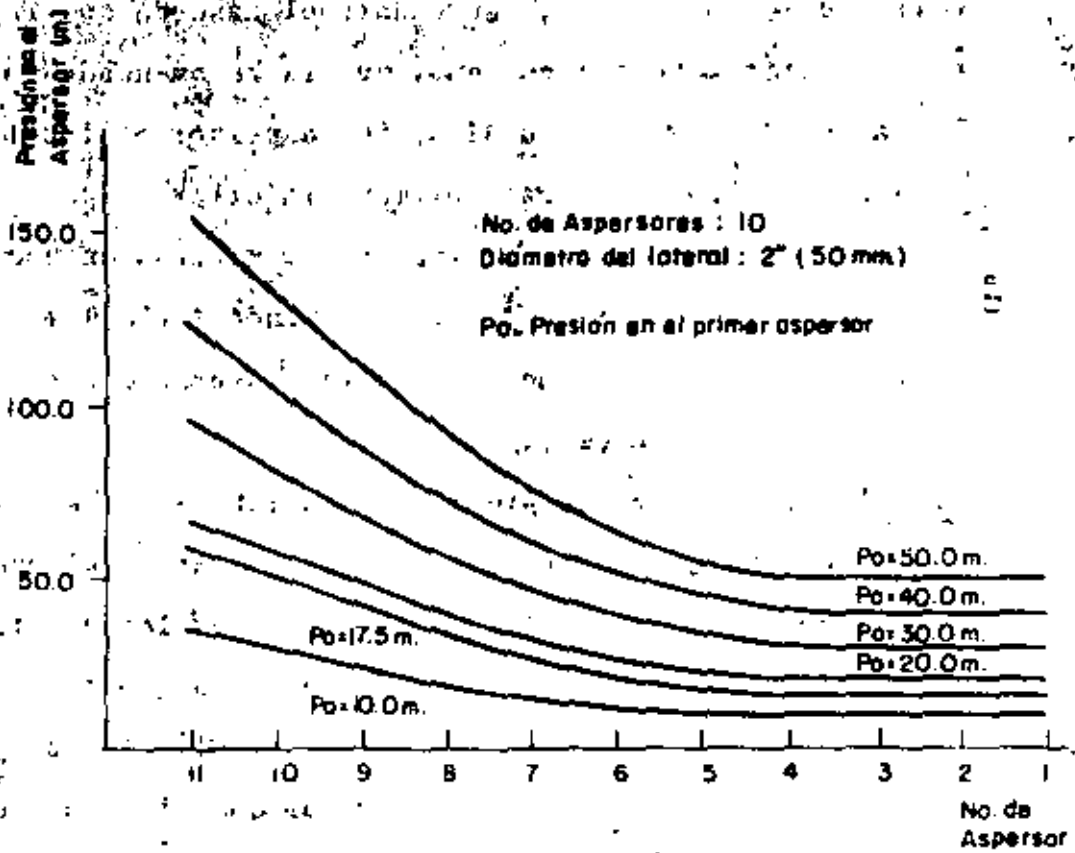


fig. 4.4: DISTRIBUCION DE LA PRESION EN UN LATERAL

er aspersor de 17.5 m, representa el caso en que la presión en el primer aspersor es menor que la recomendada por el fabricante y la presión en el último aspersor es igual a la recomendada. Este es el caso extremo inferior.

La curva superior representa el caso en que la presión del primer aspersor es la recomendada (50.0 m) y en el último aspersor se tiene una presión mayor que ésta. Este es el caso extremo superior.

Las curvas de presión de un lateral deben estar entre estos dos casos extremos, de otra forma no tienen sentido, ya que en un caso, la presión en todos los aspersores es menor que la recomendada, lo que significa que el volumen de agua dado es menor que el requerido por el cultivo; y en el otro caso el volumen de agua es mayor que el requerido.

Esto es solo aplicable en el caso de laterales con pendiente positiva, o igual a cero.

La Figura 4.5 muestra para este lateral la descarga de cada uno de sus aspersores y la Tabla 4.4 el flujo en cada una de sus secciones.

3) Lateral con pendiente negativa

La distribución de la presión y la descarga para el mismo lateral del ejemplo 2, pero con una pendiente negativa de 3.0% es mostrada en las Figuras 4.6 y 4.7.

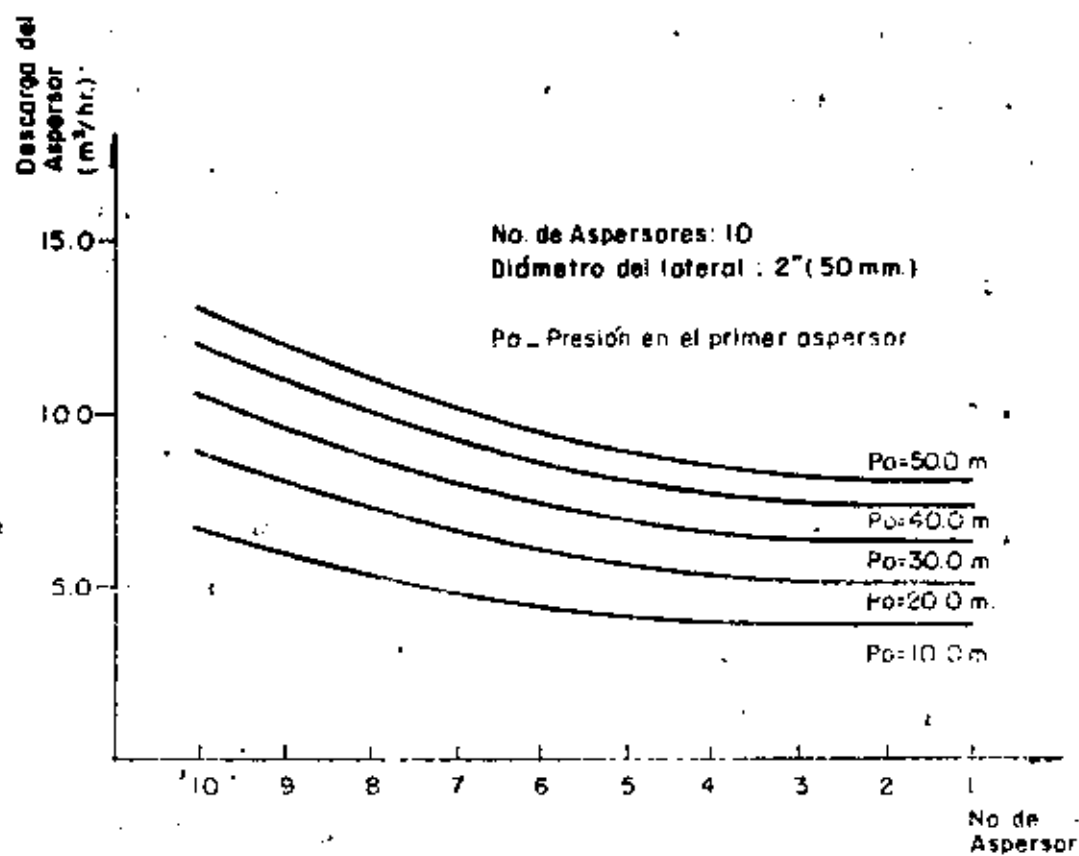


fig. 45 : DESCARGA DE CADA ASPERSOR EN UN LATERAL

TABLA 4.4. FLUJO EN CADA SECCION DE UN LATERAL PARA DIFERENTES PRESIONES DEL PRIMER ASPERSOR (P_0).

SECCION	$P_0=10.0$ m	$P_0=20.0$ m	$P_0=30.0$ m	$P_0=40.0$ m	$P_0=50.0$ m
1	3.75	5.23	6.36	7.31	8.14
2	7.51	10.49	12.75	14.64	16.30
3	11.32	15.81	19.21	22.06	24.57
4	15.25	21.27	25.84	29.67	33.03
5	19.35	26.97	32.75	37.59	41.83
6	23.73	33.02	40.07	45.96	51.13
7	28.47	39.54	47.93	54.95	61.09
8	33.67	46.67	56.51	64.73	71.94
9	39.44	54.54	65.95	75.48	83.81
10	45.88	63.30	76.44	87.39	96.96

FLUJO EN m^3/h

CARACTERISTICAS:

No. DE ASPERSORES: 10

MODELO DEL ASPERSOR: NAAN MAJOR SIZE 8.5 x 5.5

DISTANCIA ENTRE ASPERSORES: 12.0 m

PRESION DE OPERACION SELECCIONADA: 50.0 m

DESCARGA CON PRESION DE OPERACION: 8.14 m^3/h

PENDIENTE: 0.0

DIAMETRO DEL LATERAL: 50.0 mm

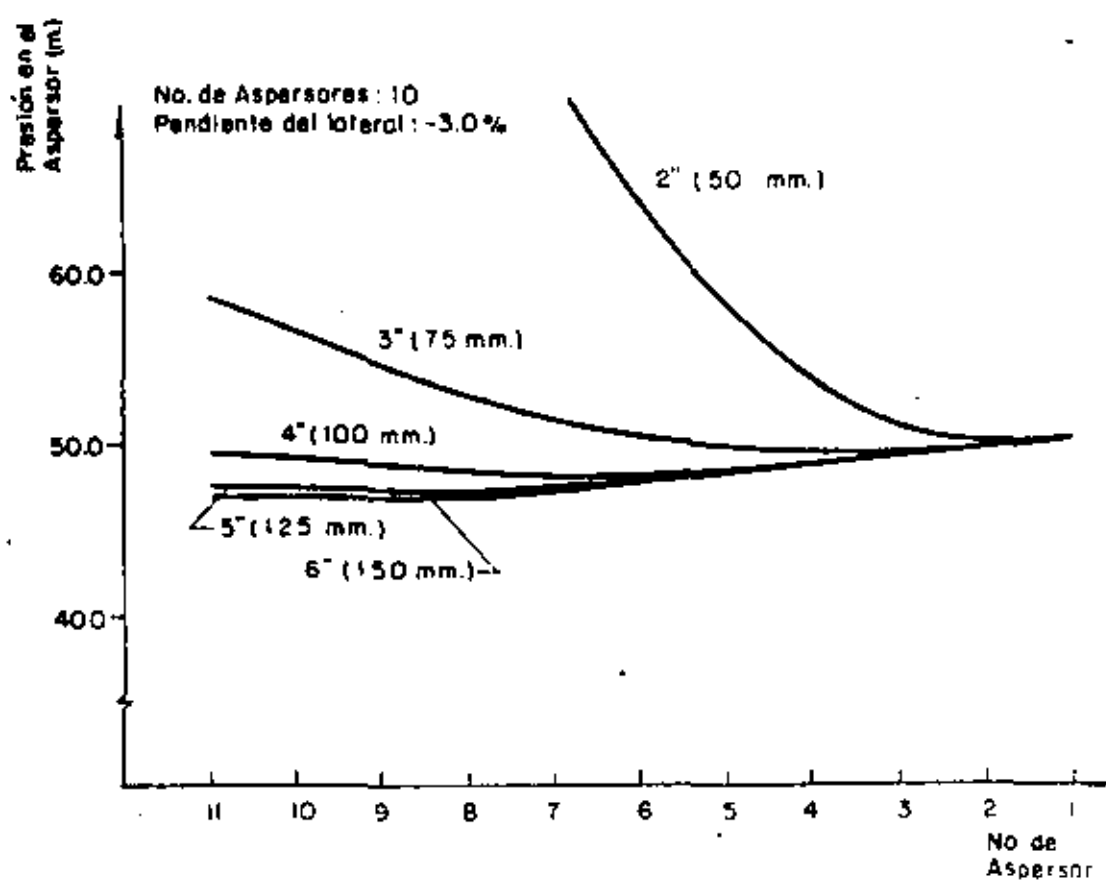


fig.4.6 : DISTRIBUCION DE LA PRESION EN UN LATERAL

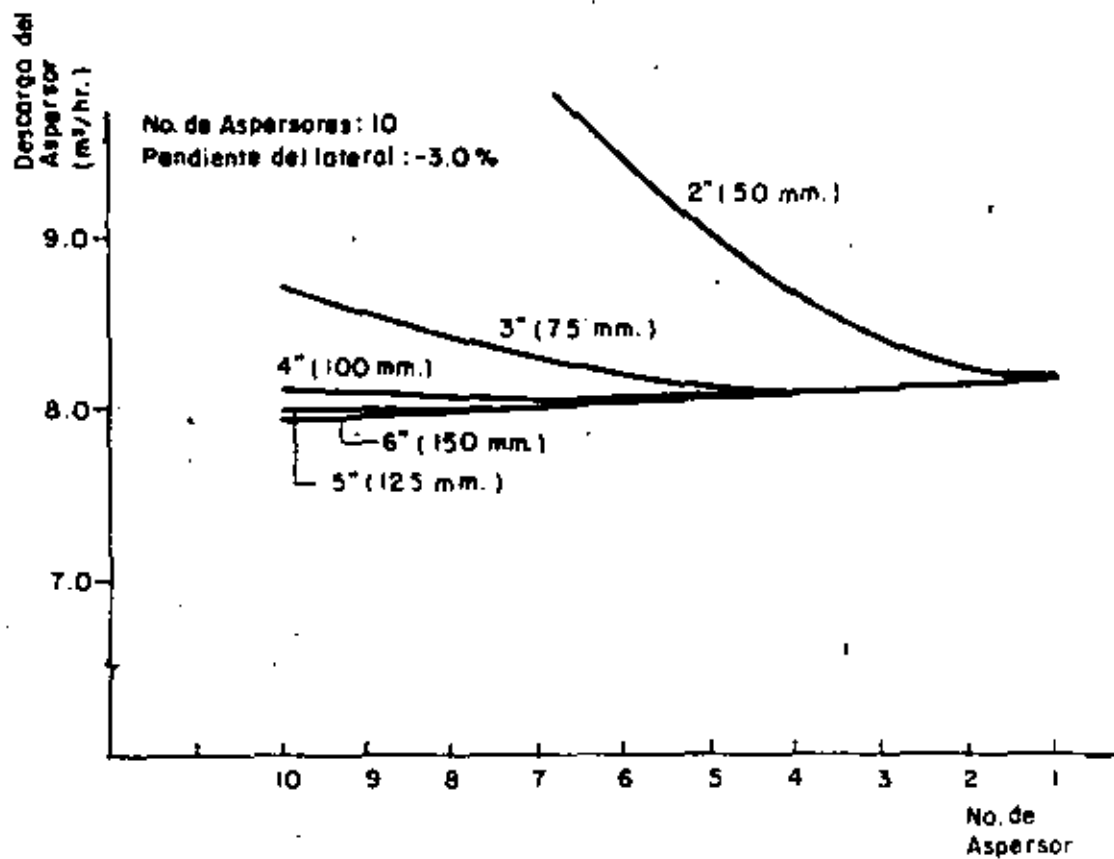


fig. 47: DESCARGA DE CADA ASPERSOR EN UN LATERAL

Se puede ver que para el caso en que el diámetro del lateral es relativamente pequeño (50.0 mm), la presión en el primer aspersor es la menor y en el último la mayor. Cuando el diámetro del lateral es aumentado, la pérdida de potencial en el lateral disminuye; en algunas secciones la pendiente es mayor que el gradiente de pérdida de potencial y algunos aspersores tienen menor presión que el primer aspersor (ver la curva para un diámetro de 75.0 mm).

Si el diámetro es de nuevo aumentado, la pérdida de potencial es todavía menor, la presión en el primer aspersor es la mayor y en los restantes es menor (ver las curvas para diámetros de 125.0 y 150.0 mm).

La Figura 4.7 muestra la descarga en cada aspersor del lateral; se puede observar el mismo efecto.

La Tabla 4.5 muestra el flujo en cada sección del lateral.

TABLA 4.5. FLUJO EN CADA SECCION DE UN LATERAL PARA DIFERENTES VALORES DE SU DIAMETRO.

SECCION	DIAMETRO 50.0 mm	DIAMETRO 75.0 mm	DIAMETRO 100.0 mm	DIAMETRO 125.0 mm	DIAMETRO 150.0 mm
1	8.14	8.14	8.14	8.14	8.14
2	16.28	16.25	16.25	16.25	16.25
3	24.48	24.35	24.34	24.33	24.33
4	32.86	32.45	32.40	32.39	32.39
5	41.55	40.57	40.45	40.42	40.42
6	50.71	48.74	48.49	48.43	48.42
7	60.53	56.97	56.52	56.42	56.40
8	71.18	65.32	64.56	64.40	64.35
9	82.86	73.80	72.62	72.36	72.28
10	95.80	82.47	80.69	80.30	80.19

FLUJO EN m^3/h .

CARACTERISTICAS:

No. DE ASPERSORES: 10.

MODELO DEL ASPERSOR: NAAN MAJOR SIZE NOZZLE 8.5 x 5.5.

DISTANCIA ENTRE ASPERSORES: 12.0 m.

PRESION DE OPERACION SELECCIONADA: 50.0 m.

DESCARGA CON PRESION DE OPERACION: 8.14 m^3/h .

PENDIENTE: -3.0%.

4.2.3. Descripción del programa de computadora

El programa ANDELA, escrito en FORTRAN IV, calcula para un lateral el potencial en cada uno de sus nodos, el flujo en cada sección y la descarga de sus aspersores.

Sus partes principales son:

1) Calcular la elevación de cada nodo y la resistencia de cada sección del lateral, de acuerdo con la información leída.

2) Calcular el potencial en cada nodo, la descarga de cada aspersor y el flujo en cada sección.

1) Calcular la elevación de cada nodo y la resistencia de cada sección del lateral

a) Leer el número de aspersores (NA)*; la distancia entre ellos (DIST); el diámetro del lateral (DIAM); su coeficiente de Hazen-Williams (COEF HZ); pendiente del lateral (S).

Leer el coeficiente del aspersor (COEFK); su exponente (EXP); la presión de operación recomendada (PRO).

Leer las presiones para el primer aspersor (P(I)).

* El símbolo dentro del paréntesis representa el nombre de la variable en el programa.

b) Calcular la resistencia de cada sección $(R(I))$, usando la ecuación (4.1).

2) Calcular el potencial en cada nodo, la descarga de cada aspersor y el flujo en cada sección

a) Usando las ecuaciones (4.6), (4.7), (4.2) y (4.3), se hacen estos cálculos.

b) Impresión de los resultados obtenidos.

4.3. DISEÑO DE LATERALES

4.3.1. Descripción y análisis del método de diseño

La selección de un aspersor en el diseño de un sistema de riego por aspersión, se hace bajo la suposición de que trabajará con una presión igual o muy cercana a la recomendada por el fabricante, y con una descarga correspondiente a esta presión.

Suponga que el aspersor seleccionado, operando con la presión seleccionada P_0 , da una descarga q_0 . El tiempo de riego y la lámina total de agua aplicada, son calculados suponiendo que el volumen de agua es debido a q_0 , aunque los aspersores en el lateral pueden dar diferente descarga.

Suponiendo que el riego tiene que dar un volumen que está basado en q_0 , un criterio que expresa la descarga

de un lateral puede ser definido como:

$$DTL = \frac{\sum_{i=1}^{NA} \frac{q_i}{q_0}}{NA} \quad (4.8)$$

donde:

DTL - criterio de descarga total del lateral

q_i - descarga en el aspersor i

q_0 - descarga en un aspersor cuando está operando con la presión seleccionada

NA - número de aspersores en el lateral.

Si la descarga de cada aspersor fuera igual a q_0 , el criterio expresando la descarga total del lateral, sería igual a 1.0, esto significaría que la cantidad de agua dada por el lateral es igual a la requerida. Si $DTL > 1.0$, la cantidad de agua dada es mayor que la requerida; y si $DTL < 1.0$, se tiene el caso contrario.

El primer criterio de diseño se satisface si DTL, que representa la descarga total del lateral es igual o tiene un valor suficientemente cercano a 1.0.

Se puede ver que este criterio no es suficiente para el diseño de un lateral, ya que se puede tener el caso en que algunos aspersores tengan una descarga mayor que la requerida y otros menor, en una forma tal que la descarga to-

tal tenga un valor muy cerca de 1.0. Por lo tanto, es necesario definir otra variable que mida la uniformidad en las descargas de los aspersores del lateral.

Esta uniformidad es definida por:

$$CU = \frac{q_{MAX} - q_{MIN}}{q_0} \quad (4.9)$$

donde:

- CU - coeficiente de uniformidad
- q_{MAX} - la mayor descarga de aspersor en el lateral
- q_{MIN} - la menor descarga de aspersor en el lateral
- q_0 - descarga del aspersor cuando opera con la presión seleccionada.

Entre más pequeño sea el coeficiente de uniformidad, mejor será la uniformidad en la descarga de los aspersores.

Se puede ver que sólo la ecuación (4.9) no es suficiente para el diseño de un lateral, ya que se puede tener un coeficiente de uniformidad relativamente pequeño, pero el volumen de agua dado por el lateral es diferente del volumen prediseñado.

La combinación de estos dos criterios, dados por las ecuaciones (4.8) y (4.9), permite diseñar un lateral que de el volumen de agua prediseñado con el nivel de uniformidad requerido.

En los ejemplos que se discutirán a continuación, se considerarán despreciables las pérdidas locales de poten-

cial. La elevación del aspersor sobre el lateral no se considerará, ya que no influye en el diseño del lateral (ya que una vez diseñado el lateral, sólo es necesario sumarle a la presión de entrada la altura del elevador del aspersor).

4.3.2. Ejemplos

1) Laterales sin pendiente (horizontal)

Considere un lateral con las siguientes características:

No. de aspersores: 10

Modelo de aspersor: NAAN 233 NOZZLE 3.2 x 2.5

mm.

Distancia entre aspersores: 12.0 m.

Presión de operación seleccionada: 25.0 m.

Descarga con presión de operación: $1.06 \text{ m}^3/\text{h}$.

Pendiente: 0.0.

La Figura 4.8 muestra para diferentes diámetros del lateral, el criterio de descarga total (ecuación 4.8), y el coeficiente de uniformidad (ecuación 4.9), como una función de la razón entre su presión de entrada y la presión de operación seleccionada.

De esta gráfica se puede ver que si se usara un diámetro de 25.0 mm, se requeriría una presión en la entrada

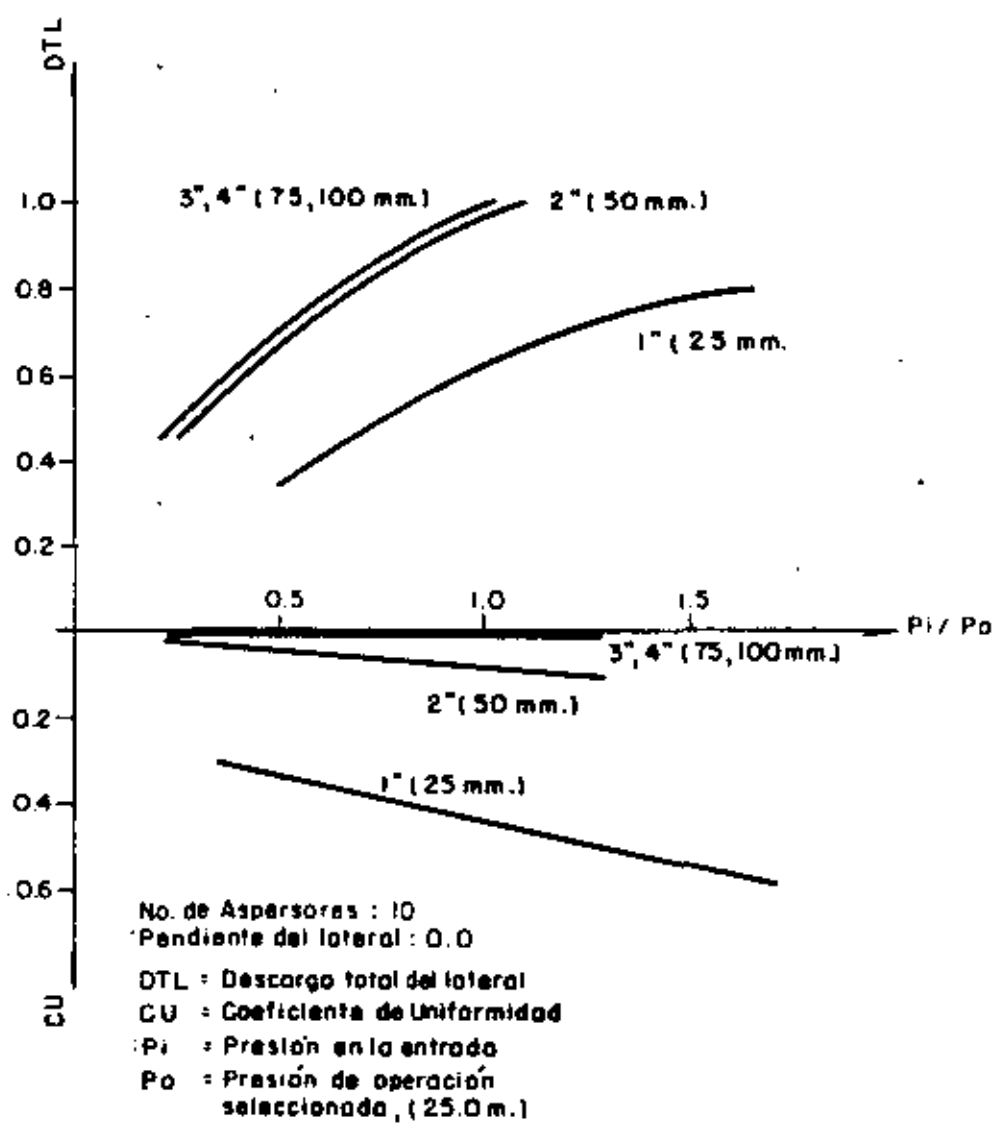


fig 4.8 : DESCARGA TOTAL DEL LATERAL Y COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD PARA UN LATERAL

del lateral muy grande para que el criterio de descarga total tuviera un valor cerca de 1.0; y que la uniformidad en la descarga de los aspersores sería muy deficiente.

Usando un diámetro de 50.0 mm y una presión en la entrada del lateral de 26.3 m, el criterio de descarga total es igual a 1.0 y el coeficiente de uniformidad es 0.09, esto significa que la máxima diferencia en las descargas de los aspersores es $1.06 \times 0.09 = 0.1 \text{ m}^3/\text{h}$.

Si se usara un diámetro de 75.0 mm, o mayor, y la presión a la entrada del lateral fuera de 25.0 m, la descarga total sería igual a 1.0 y el coeficiente de uniformidad casi igual a cero, lo que significa uniformidad en los aspersores.

Es obvio que la selección del diámetro debe hacerse entre los diámetros de 50.0 mm y 75.0 mm.

El diámetro de 50.0 mm, requiere una presión en la entrada del lateral de 1.3 m mayor que el diámetro de 75.0 mm, la diferencia en el coeficiente de uniformidad de los dos diámetros no es grande; pero ya que la longitud del lateral es de 144.0 m y el costo del tubo de 50.0 mm es menor, éste es seleccionado.

Considere ahora un lateral con las siguientes características:

No. de aspersores: 15

Modelo de aspersor: NAAN 622/96 NOZZLE 3.5 mm.

Distancia entre aspersores: 6.0 m.

Presión de operación seleccionada: 10.0 m.

Descarga con presión de operación: 0.426 m³/h.

Pendiente: 0.0

La Figura 4.9 muestra el criterio de descarga total del lateral y el coeficiente de uniformidad.

En este caso el diámetro seleccionado es 50.0 mm y la presión de entrada de 10.5 m.

2) Laterales con pendiente positiva

La Figura 4.10 muestra la descarga total del lateral y el coeficiente de uniformidad para un lateral con las siguientes características:

No. de aspersores: 20

Modelo de aspersor: NAAN MAJOR SIZE NOZZLE

8.5 x 5.5 mm.

Distancia entre aspersores: 12.0 m.

Presión de operación seleccionada: 50.0 m.

Descarga con la presión de operación: 8.14 m³/h.

Pendiente: 1.0%

El coeficiente de uniformidad en este caso, presenta una característica especial, diferente de los casos anteriores. Si el diámetro del lateral es aumentado, el coefi-

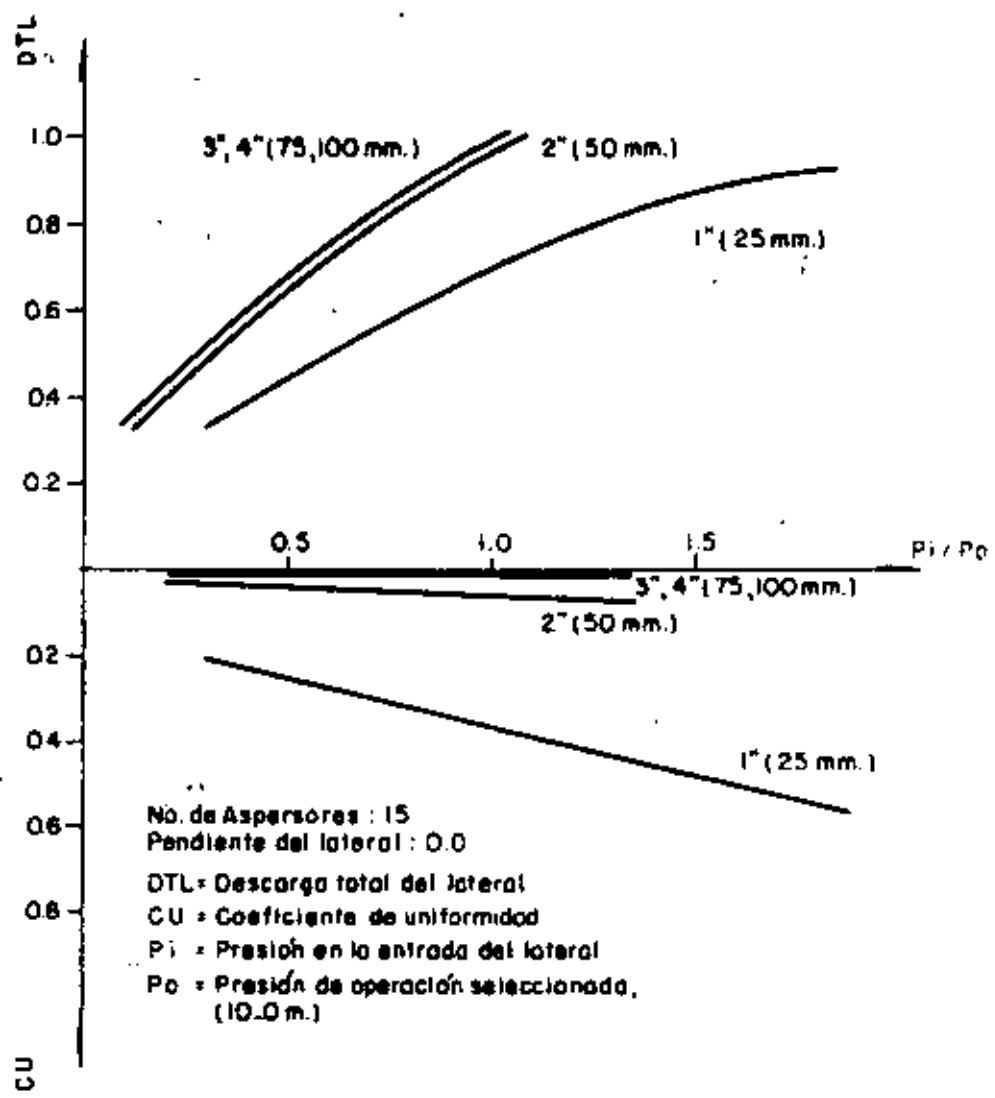


fig. 4.9: DESCARGA TOTAL DEL LATERAL Y COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD PARA UN LATERAL

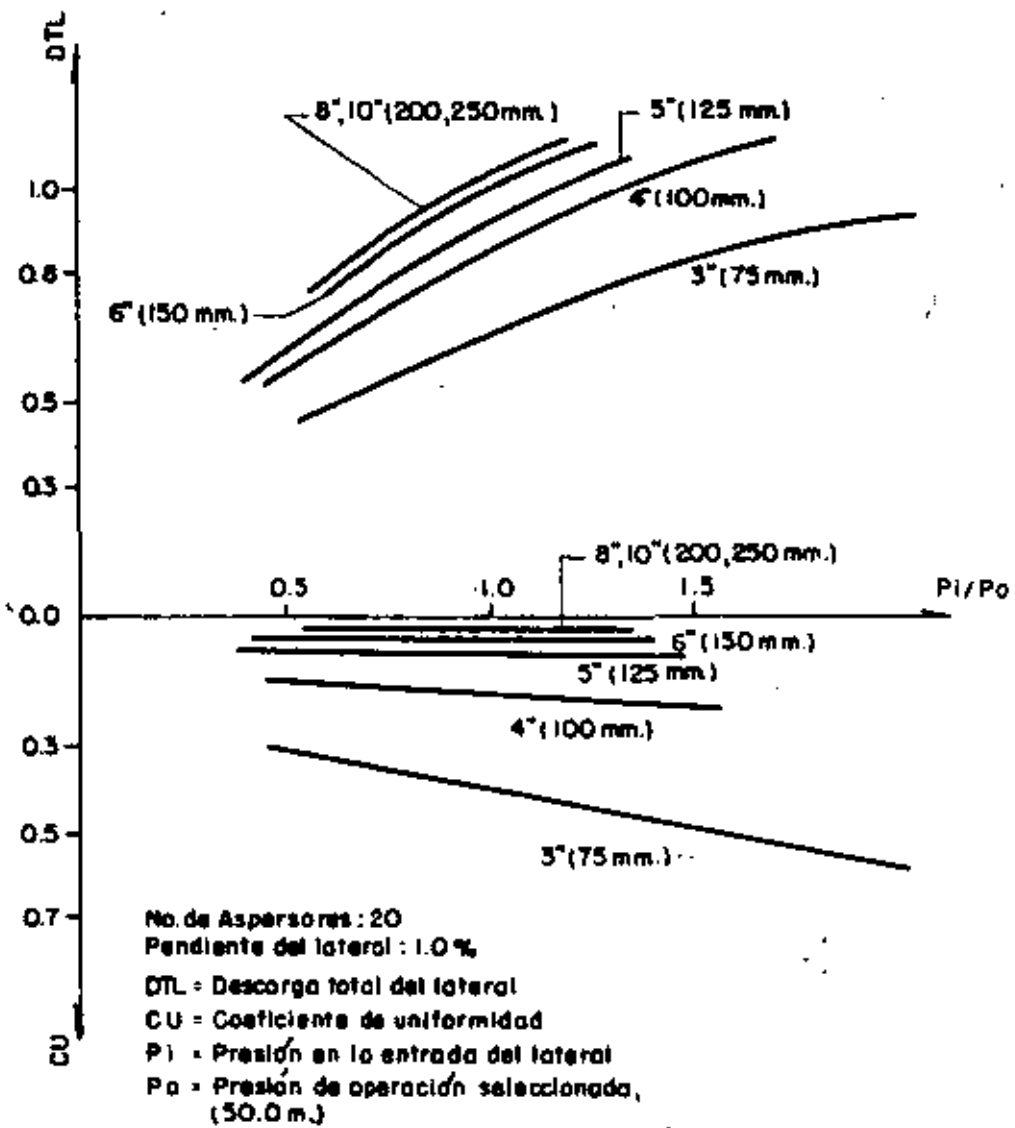


fig. 4.10 : DESCARGA TOTAL DEL LATERAL Y COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD PARA UN LATERAL

ciente de uniformidad tiende a un valor constante diferente de cero.

En los ejemplos analizados anteriormente, usando un diámetro de lateral relativamente grande, la pérdida de potencial por fricción es prácticamente eliminada y el coeficiente de uniformidad igual a cero.

En este caso, usando un diámetro relativamente grande, la pérdida de potencial por fricción es prácticamente eliminada, pero debido a la pendiente del lateral, cada aspersor tiene una elevación diferente; lo que se traduce en una presión de operación diferente y en una descarga diferente.

De hecho, el potencial en cada nodo del lateral es calculado tomando en cuenta sólo la pérdida de potencial por fricción.

En este caso, el diámetro seleccionado es de 125.0 mm, con una presión en la entrada del lateral de 56.0 m.

Se puede ver que si el diámetro escogido es menor, se tiene un valor para el coeficiente de uniformidad mayor del 10%; y por otro lado, si se escoge un diámetro mayor el coeficiente de uniformidad no disminuye considerablemente.

3) Laterales con pendiente negativa

En la Figura 4.11 se muestra el criterio de descar-

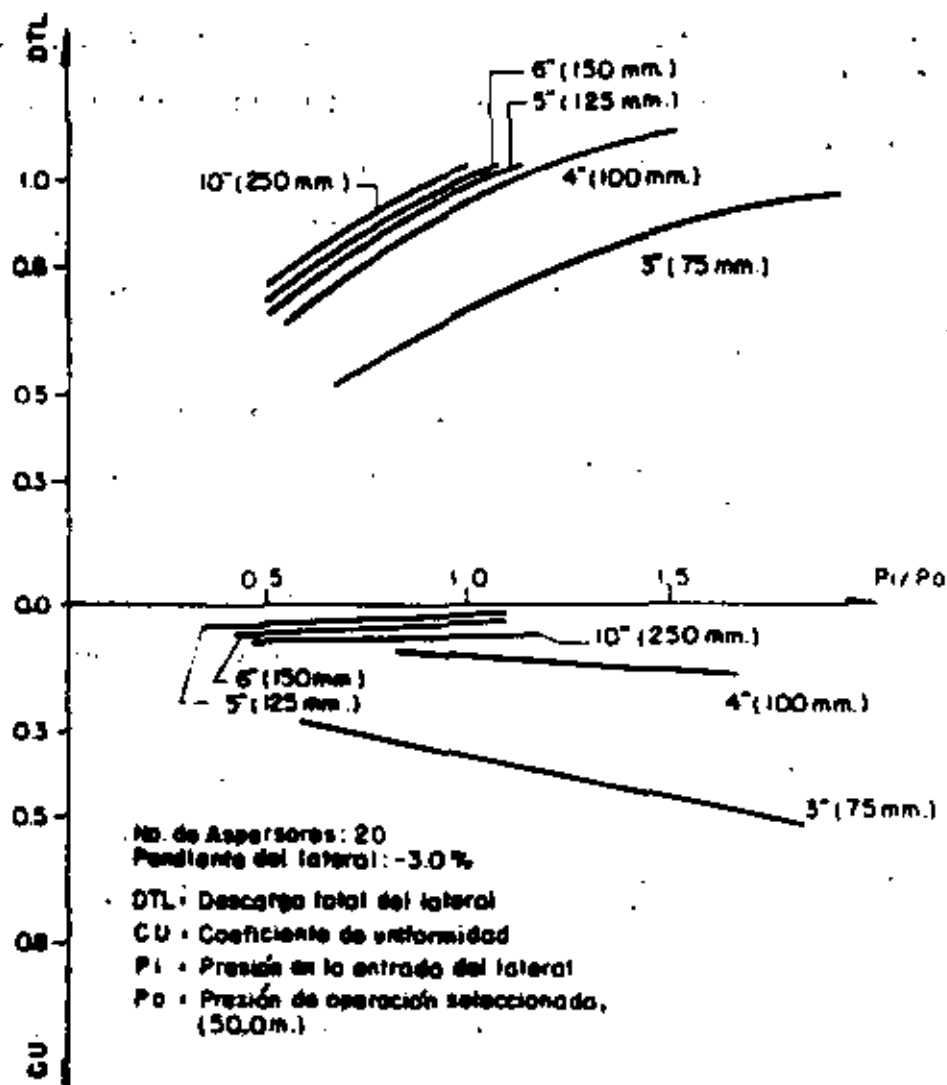


Fig. 4.11 : DESCARGA TOTAL DEL LATERAL Y COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD PARA UN LATERAL

ga total y el coeficiente de uniformidad para el lateral angulizado en el caso anterior, pero con una pendiente negativa de 3.0%.

Si el diámetro del lateral es relativamente pequeño, la pérdida de potencial es relativamente grande y el potencial en cada nodo es también relativamente grande, entonces la presión en el primer aspersor es menor que en el último. Esta es la misma situación que se tiene en un lateral con pendiente positiva.

Cuando el diámetro del lateral es aumentado, la pérdida de potencial disminuye y el potencial en los nodos también; si la pendiente del lateral es mayor que el gradiente de pérdida de potencial, la presión en los nodos del lateral va disminuyendo y entonces la presión en el primer aspersor es la mayor.

Dependiendo del diámetro, la pendiente y la presión en el primer aspersor, puede suceder que la presión en algunos aspersores sea cero o negativa.

En este ejemplo, para un diámetro de lateral de 125.0 mm, el gradiente de pérdida de potencial es casi igual a su pendiente; y con una presión en la entrada de 52.5 m, la presión en todos los aspersores será casi igual a la presión de operación seleccionada.

Si ahora el diámetro del lateral es aumentado a 150.0 ó 200.0 mm), el coeficiente de uniformidad también

menta; esto se debe a que la presión en los últimos aspersores es menor que la seleccionada y en consecuencia la descarga de los últimos aspersores es también menor.

Este efecto se puede ver en las Figuras 4.6 y 4.7.

En la Figura 4.12 se muestra el coeficiente de uniformidad para diferentes diámetros de lateral.

De esta gráfica, el diámetro de lateral debe ser de 125.0 mm; y la presión en su entrada 2.5 m.

De esta discusión, dos cosas se deben mencionar:

1) La descarga total del lateral y el coeficiente de uniformidad permiten hacer el diseño de un lateral, satisfaciendo los criterios de diseño dados en la primera sección de este capítulo.

Generalmente el diseño se hace de tal forma que el coeficiente de uniformidad sea menor del 10.0%.

Sin embargo, sería mejor si existiera un criterio más, que ayudara a decidir el máximo valor para el coeficiente de uniformidad.

Se podrían construir curvas representando el beneficio del cultivo en función de la uniformidad del agua aplicada.

Comparando este beneficio con el costo del tubo, se podría decidir si es mejor usar un diámetro mayor con una mejor uniformidad en las descargas de aspersores, o usar un diámetro menor con una uniformidad no tan buena.

2) El coeficiente de uniformidad presenta las siguientes características:

- a) Si la pendiente del lateral es cero, cada vez que se aumente el diámetro del lateral, el coeficiente de uniformidad tiene un valor menor, y si es relativamente grande, el coeficiente es prácticamente igual a cero.
- b) Si la pendiente del lateral es positiva, cada vez que se aumente su diámetro el coeficiente de uniformidad es menor; si el diámetro es relativamente grande (así que la pérdida de potencial por fricción es prácticamente despreciable), el coeficiente de uniformidad tiene un valor diferente de cero, que depende de la pendiente del lateral.
- c) Si la pendiente del lateral es negativa, existe un diámetro para el cual el coeficiente de uniformidad tiene el valor menor; si el diámetro es aumentado o disminuido, el valor del coeficiente de uniformidad tiene un valor mayor.

4.3.3. Procedimiento para el diseño

1) Seleccionar las características del lateral (número de aspersores, distancia entre aspersores, presión de operación, pendiente del lateral).

2) Calcular la distribución de la presión y la descarga en cada aspersor.

3) Construir las curvas de descarga total del lateral y de coeficiente de uniformidad, como una función de la razón entre la presión en la entrada y la presión de operación, para diferentes diámetros de lateral.

4) Para un valor de la descarga total del lateral de 1.0, seleccionar el menor diámetro que del coeficiente de uniformidad permitido.

4.3.4. Descripción del programa de computadora

Se describirá el programa DISLATER, que calcula para un lateral la descarga total y el coeficiente de uniformidad, definidos por las ecuaciones (4.8) y (4.9).

En estos cálculos se usan las ecuaciones (4.2), (4.6) y (4.7), donde es necesario dar la presión en el primer aspersor. El usuario da el número de diferentes presiones que se asignarán al primer aspersor, siendo la primera igual a la presión de operación seleccionada dividida por el

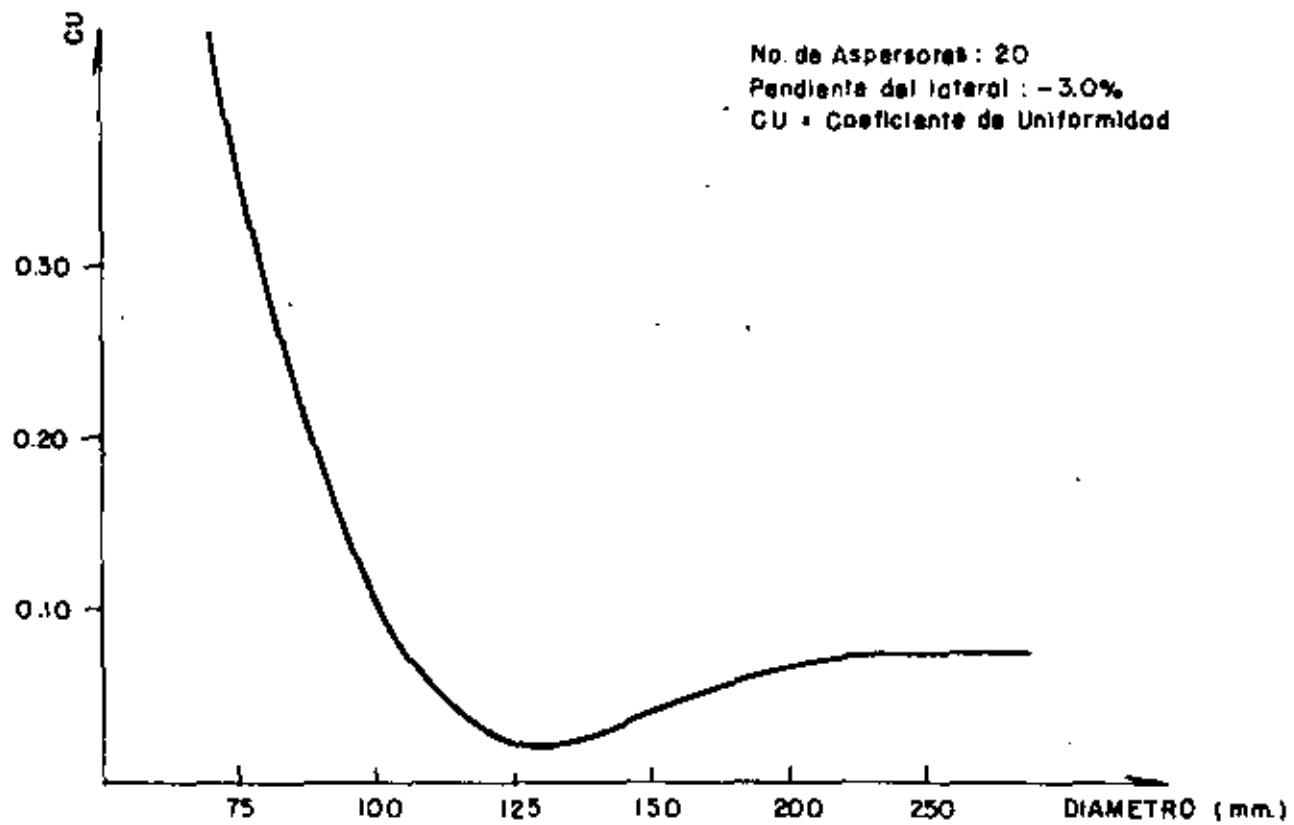


fig. 4.12: COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD DE UN LATERAL PARA DIFERENTES VALORES DE SU DIAMETRO

número de presiones diferentes, las demás son múltiplos de ésta y la última es igual a la presión de operación.

Las partes principales del programa son:

1) Calcular la elevación de cada nodo del lateral y la resistencia de cada una de sus secciones.

2) Calcular el potencial y la descarga de cada aspersor.

3) Calcular la descarga total del lateral y el coeficiente de uniformidad.

1) Calcular la elevación de cada nodo del lateral y la resistencia de cada una de sus secciones

a) Leer la elevación a la entrada del lateral (ELEV1)* y su pendiente (S).

b) Leer el coeficiente del aspersor (COEFK(I)), su exponente (EXP(I)), presión de operación seleccionada (PRO(I)), distancia entre aspersores (DIST(I)), número de aspersores en el lateral (NAS(I)), número de presiones diferentes para el primer aspersor (NP(I)).

c) Leer los diámetros (DIAM(I)) y sus respectivos coeficientes de Hazen-Williams (HZW(I)), de los tubos disponibles para ser usados en el lateral.

* El símbolo dentro del paréntesis representa el nombre de la variable en el programa.

d) Calcular la elevación de cada nodo del lateral (ELEV(J)), y la resistencia de cada una de sus secciones (R(J)).

e) Imprimir la información leída.

Para cada uno de los diámetros disponibles y cada una de las presiones diferentes del primer aspersor:

2) Calcular el potencial en cada nodo y la descarga de cada aspersor

a) Usando las ecuaciones (4.2), (4.6) y (4.7) se hacen estos cálculos.

3) Calcular la descarga total del lateral y su coeficiente de uniformidad

a) Usando las ecuaciones (4.8) y (4.9) se hacen estos cálculos.

b) Imprimir los resultados obtenidos.

La Tabla 4.6 muestra los resultados obtenidos usando este programa para un lateral con las siguientes características:

No. de aspersores: 14.

Modelo de aspersor: NAAN MAJOR SIZE NOZZLE

8.5 x 5.5 mm.

Distancia entre aspersores: 18.0 m.

TABLA 4.6. RESULTADOS DEL PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA EL DISEÑO DE UN LATERAL.

PRESION (m) No. DE ASPERSOR			DESCARGA (m ³ /h) No. DE ASPERSOR			DESCARGA DEL LATE RAL (m ³ /h)	PRESION EN LA EN TRADA DEL LATE RAL (m)	DESCARGA TOTAL DEL LATERAL	CONETION DE LATERAL CORRIENTE
1	7	14	1	7	14				
24.0	27.83	50.83	5.71	6.14	8.20	91.08	57.04	0.80	0.31
26.0	30.00	54.57	5.94	6.37	8.49	94.45	57.99	0.83	0.31
28.0	32.23	58.30	6.15	6.59	8.76	97.69	61.93	0.86	0.32
30.0	34.42	63.01	6.36	6.80	9.03	100.91	65.85	0.88	0.33
32.0	36.62	65.71	6.56	7.00	9.28	103.82	69.76	0.91	0.33
34.0	38.81	69.39	6.76	7.20	9.53	106.75	73.66	0.94	0.34
36.0	41.01	73.07	6.95	7.40	9.77	109.58	77.54	0.96	0.35
38.0	43.20	76.73	7.13	7.59	10.01	112.34	81.41	0.99	0.35
40.0	45.39	80.39	7.31	7.77	10.23	115.02	85.27	1.01	0.36
42.0	47.58	84.03	7.48	7.95	10.45	117.64	89.12	1.03	0.36
44.0	49.77	87.67	7.65	8.12	10.67	120.19	92.96	1.05	0.37
46.0	51.99	91.30	7.82	8.29	10.88	122.68	96.79	1.08	0.38
48.0	54.14	94.91	7.98	8.46	11.09	125.12	100.61	1.10	0.38
50.0	56.33	98.53	8.14	8.62	11.29	127.50	104.42	1.12	0.39
DIAMETRO = 100.0 mm									
40.0	42.13	51.10	7.31	7.49	8.22	106.65	52.21	0.94	0.11
42.0	44.18	53.48	7.48	7.67	8.41	109.10	54.64	0.96	0.11
44.0	46.22	55.86	7.65	7.84	8.59	111.50	57.06	0.98	0.11
46.0	48.27	58.23	7.82	8.00	8.76	113.84	59.48	1.00	0.12
48.0	50.32	60.61	7.98	8.16	8.93	116.13	61.90	1.02	0.12
50.0	52.36	62.98	8.14	8.32	9.10	118.37	64.32	1.04	0.12
DIAMETRO = 125.0 mm									
46.0	47.48	51.63	7.82	7.94	8.27	111.83	52.09	0.93	0.05
48.0	49.50	53.75	7.98	8.10	8.43	114.09	54.23	1.00	0.05
50.0	51.50	55.87	8.14	8.26	8.59	116.30	56.37	1.02	0.06
DIAMETRO = 150.0 mm									
48.0	49.26	51.85	7.98	8.08	8.28	113.50	52.11	1.00	0.04
50.0	51.27	53.90	8.14	8.24	8.44	115.70	54.17	1.02	0.04

Presión de operación seleccionada: 50.0 m.

Descarga con presión de operación: 8.14 m³/h.

Pendiente: 1.0%.

Dependiendo del criterio del usuario, se podría seleccionar el diámetro de 100.0 mm, con una presión en la entrada del lateral de 59.48 m y un coeficiente de uniformidad de 0.12; o el diámetro de 125.0 mm, con una presión en su entrada de 54.23 m y un coeficiente de uniformidad de 0.05.

C A P I T U L O 5

SIMULACION DE LA OPERACION DE UN SISTEMA DE UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

5.1. DEFINICION Y DESCRIPCION DEL PROBLEMA

Considere un sistema de riego por aspersion con una bomba que da la descarga y presión necesarias para su operación (ver Figura 5.1).

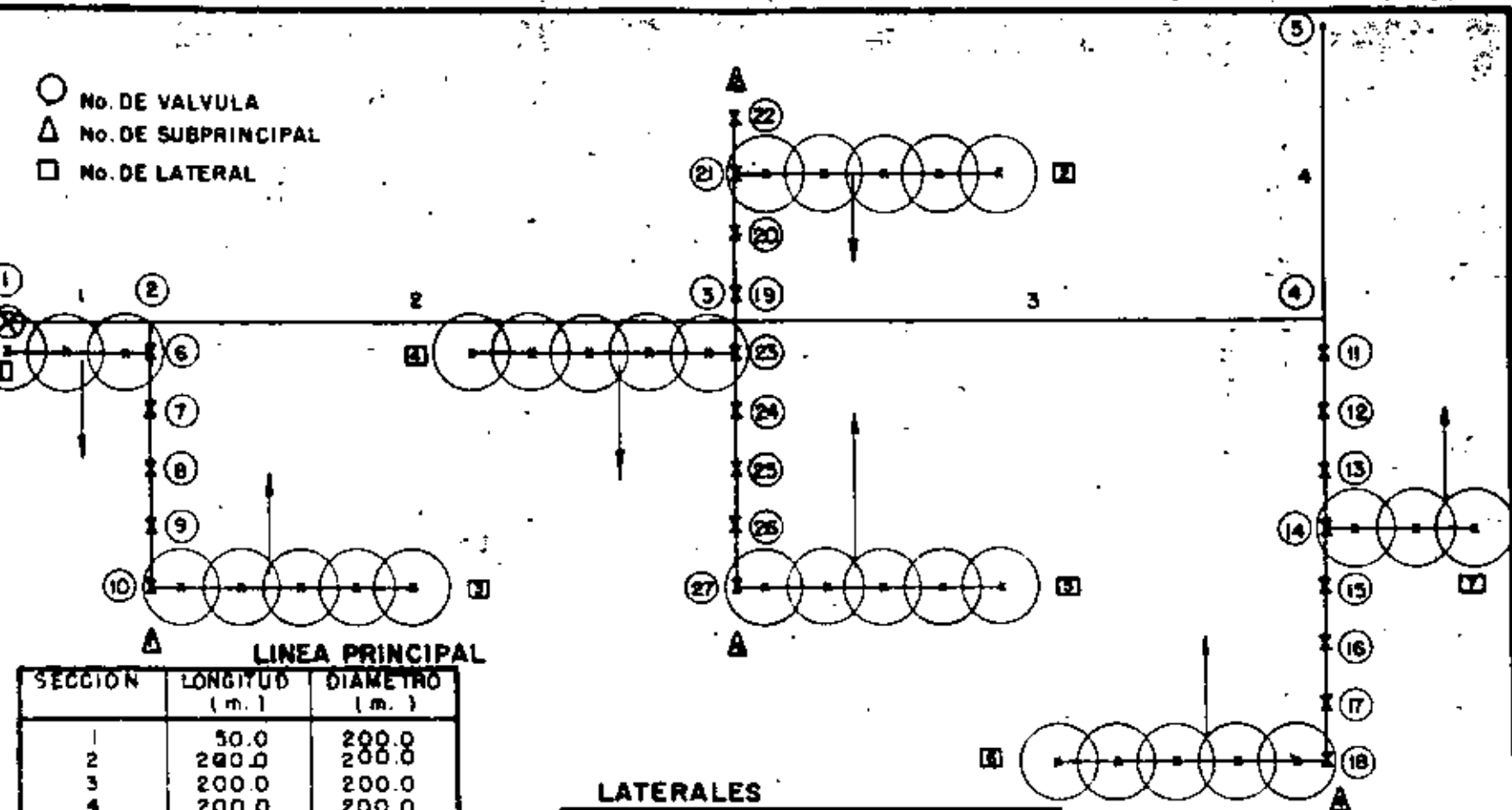
Se define un lateral como el tubo donde se encuentran instalados los aspersores; asociado a cada lateral se tiene una presión en su entrada y una descarga que asegura el buen funcionamiento de los aspersores (ver Figura 5.1).

Se define una línea subprincipal como el conjunto de tubos conectados consecutivamente; en donde se pueden conectar uno o más laterales (ver Figura 5.1).

Se define la línea principal como el conjunto de tubos que conecta la bomba con cada una de las líneas subprincipales (ver Figura 5.1).

La operación de un sistema de riego por aspersion consiste en ir conectando cada uno de sus laterales en las

- No. DE VALVULA
- △ No. DE SUBPRINCIPAL
- No. DE LATERAL



LINEA PRINCIPAL

SECCION	LONGITUD (m.)	DIAMETRO (m.)
1	50.0	200.0
2	200.0	200.0
3	200.0	200.0
4	200.0	200.0

LINEAS SUBPRINCIPALES

No. DE LINEA	DIAMETRO (mm.)	DISTANCIA ENTRE VALVULAS (m.)
1	150.0	18.0
2	150.0	18.0
3	150.0	18.0
4	200.0	18.0

LATERALES

No. DE LATERAL	DESCARGA (m ³ /hr.)	PRESION DE ENTRADA (m.)
1	80.0	62.0
2	80.0	62.0
3	80.0	62.0
4	80.0	62.0
5	80.0	62.0
6	80.0	62.0
7	80.0	62.0

fig. 5.1 : MODELO MATEMATICO DE UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

diferentes conexiones de su subprincipal correspondiente; de tal forma que en un tiempo determinado se dé al cultivo un cierto volumen de agua; este tiempo y volumen son determinados al hacer el diseño del sistema.

En la operación del sistema se considera el tiempo discreto; en cada intervalo se pueden tener operando uno o más laterales, por lo tanto la presión y descarga de la bomba serán diferentes en cada tiempo.

Para ilustrar la forma en que un lateral se va conectando en las diferentes conexiones de su subprincipal correspondiente, considere el lateral número 7 del sistema mostrado en la Figura 5.1.

Suponga que el intervalo de tiempo es igual a un día y que el lateral empieza a trabajar el primer día conectado a la conexión número 14, en el subprincipal número 4.

En el segundo día se encontrará conectado en la conexión 13 y así sucesivamente hasta la conexión número 11.

En el intervalo de tiempo 5 se encontrará en la conexión 18 y seguirá hasta llegar a la conexión inicial.

Cuando el lateral llega a su posición inicial, se dice que se ha completado un ciclo y que fueron necesarios 8 intervalos de tiempo; este número de intervalos es igual al número de conexiones del subprincipal, en donde es posible conectar un lateral.

Algunas veces cuando se ha completado un ciclo, el

lateral queda sin trabajar durante un cierto número de intervalos, que se llama tiempo de receso. Cuando este tiempo termina, se inicia un nuevo ciclo, comenzando en la conexión inicial: Se puede tener el caso en que no exista tiempo de receso, entonces el lateral estará trabajando todo el tiempo.

Asociado a cada lateral del sistema, se tiene entonces un intervalo de tiempo inicial, una posición inicial, una dirección de desplazamiento, un número de intervalos para completar un ciclo y un número de intervalos de receso.

Esta información permite determinar en cada intervalo de tiempo el estado de cada lateral, si está trabajando, si está esperando que transcurra el tiempo para iniciar el primer ciclo, o si se encuentra en tiempo de receso.

Para una red de distribución dada, el funcionamiento de los aspersores depende únicamente de la presión y descarga de la bomba. En consecuencia, para hacer una operación eficiente del sistema, es necesario conocer para cada intervalo de tiempo, la presión y descarga de la bomba que aseguren un buen funcionamiento de los aspersores y eliminar presiones y descargas bajas.

La forma de conocer anticipadamente esta presión y descarga es simulando la operación del sistema.

La simulación consiste en "conectar" en cada intervalo de tiempo los laterales correspondientes y determinar la presión y el consumo, en la bomba y en los puntos donde

se encuentra conectado un lateral.

El modelo matemático que se usará para describir la red de distribución del sistema, consistirá de secciones y nodos; cada sección representará un tubo y el nodo su conexión.

En este modelo, la conexión de un lateral quedará definida asignando al nodo correspondiente un consumo igual a la descarga del lateral; en aquellos nodos donde no se tiene conectado un lateral, el consumo será igual a cero.

Para que los aspersores trabajen correctamente, la presión en el nodo al cual está conectado el lateral, será mayor o igual que su presión de entrada.

En cualquier intervalo de tiempo, la descarga de la bomba será igual a la suma de las descargas de los laterales que están trabajando en este intervalo.

Se define el intervalo de tiempo crítico como aquél en el que la presión de la bomba tiene su máximo valor.

5.2. SIMULACION DE LA OPERACION

5.2.1. Método propuesto

La simulación de la operación de un sistema de riego por aspersión, en cada intervalo de tiempo, tiene dos partes principales:

1) Determinar qué laterales están trabajando y para cada uno de éstos asignar un consumo igual a su descarga en el nodo al cual está conectado.

2) Calcular la presión y descarga de la bomba.

El determinar qué laterales están trabajando en un cierto intervalo de tiempo es fácil, ya que se tiene la información necesaria, es decir, para cada lateral se conoce el intervalo inicial, su posición inicial, la dirección de desplazamiento, el número de intervalos necesarios para completar un ciclo y el número de intervalos de receso.

De la misma forma el asignar el consumo a cada uno de los nodos correspondientes, no presenta dificultad.

Suponga que para un cierto intervalo de tiempo, los laterales que están trabajando han sido determinados y los consumos en los nodos correspondientes han sido asignados.

De acuerdo con el modelo matemático del sistema, se tiene entonces una red de distribución formada por un cierto número de nodos y secciones. Con excepción del nodo correspondiente a la bomba, el consumo en los nodos es conocido y puede ser igual o diferente de cero, dependiendo de que se tenga, o no, conectado un lateral.

El consumo en el nodo correspondiente a la bomba, puede calcularse inmediatamente, basta sólo sumar las descargas de los laterales que están trabajando.

La presión de la bomba es desconocida y para calcu-

larla es necesario conocer el potencial en todos los nodos de la red.

Una forma de conocer el potencial en todos los nodos de la red, es usar el método de Newton-Ramphson, discutido en el Capítulo 2 de este trabajo.

En este método se establece la ecuación de continuidad para cada nodo de la red y suponiendo que el número de nodos de la red es N , se tiene entonces un conjunto de N ecuaciones no lineales simultáneas, que permite tener N variables desconocidas; las cuales resolviendo el conjunto de ecuaciones pueden ser determinadas.

Las variables desconocidas pueden ser diámetros de tubos, potenciales o consumos.

En la ecuación de continuidad de cada nodo, los flujos son calculados por diferencias de potenciales; en consecuencia, es necesario que al menos el potencial en un nodo sea conocido y usado como referencia.

En nuestro caso los diámetros de todas las secciones son conocidos, entonces las incógnitas serán el consumo en el nodo correspondiente a la bomba y los potenciales en los nodos restantes de la red; de esta forma el número de incógnitas es igual al número de nodos.

El potencial en el nodo de la bomba es conocido y puede tener cualquier valor, como se verá a continuación, esto no influye en el resultado final.

Usando como referencia el potencial en el nodo correspondiente a la bomba, se calculan los potenciales en los nodos restantes de la red; así que se satisfagan los consumos en los nodos donde se tiene conectado un lateral.

En estos nodos se tiene la restricción de que el potencial debe ser mayor o igual que un cierto valor mínimo, para asegurar un buen funcionamiento de los aspersores.

Para satisfacer esta restricción, se usará el método descrito en el Capítulo 2 de este trabajo. Una vez que se ha obtenido la solución, se compara el mínimo potencial requerido con el obtenido; se tendrán nodos para los cuales el potencial obtenido es menor que el mínimo requerido y existirá uno para el cual esta diferencia es la máxima.

Si el potencial en cada nodo es aumentado por esta diferencia máxima, el potencial en la bomba será el necesario para satisfacer las presiones en la entrada de los laterales; y puesto que los flujos en las secciones de la red dependen sólo de la diferencia de potencial que hay entre los nodos que conectan a cada una de ellas, éstos serán los mismos que en la solución original, y entonces se satisfecerán también los consumos en los nodos donde se tiene conectado un lateral.

En el método de Newton-Ramphson, es necesario dar un valor inicial para cada una de las variables desconocidas; si estos valores difieren mucho de los verdaderos, es neces

rio un número grande de iteraciones.

Durante la elaboración de este capítulo, se observó que una buena política a seguir es dar como valores iniciales para los potenciales de los nodos, sus elevaciones respectivas.

5.2.2. Dificultades que presenta este método

La simulación de la operación de un sistema usando el método descrito, presenta dos grandes dificultades:

1) Considere la Figura 5.2(a), que muestra un sistema con dos laterales; suponga que en algún intervalo de tiempo, los laterales están trabajando en las posiciones mostradas en la figura.

El potencial en los nodos debe ser tal, que el flujo en las secciones 8, 9 y 10 sea igual al consumo del nodo 11; y puesto que el consumo en los nodos 12 y 13 es igual a cero, el flujo en las secciones 10 y 11 debe ser también igual a cero, lo que significa que el potencial en los nodos 11, 12 y 13 debe ser igual.

Obtener una solución usando el método de Newton-Ramphson, que satisfaga estas condiciones, requiere un número grande de iteraciones, ya que su convergencia a la solución es muy lenta.

Se puede ver que la situación en el sistema

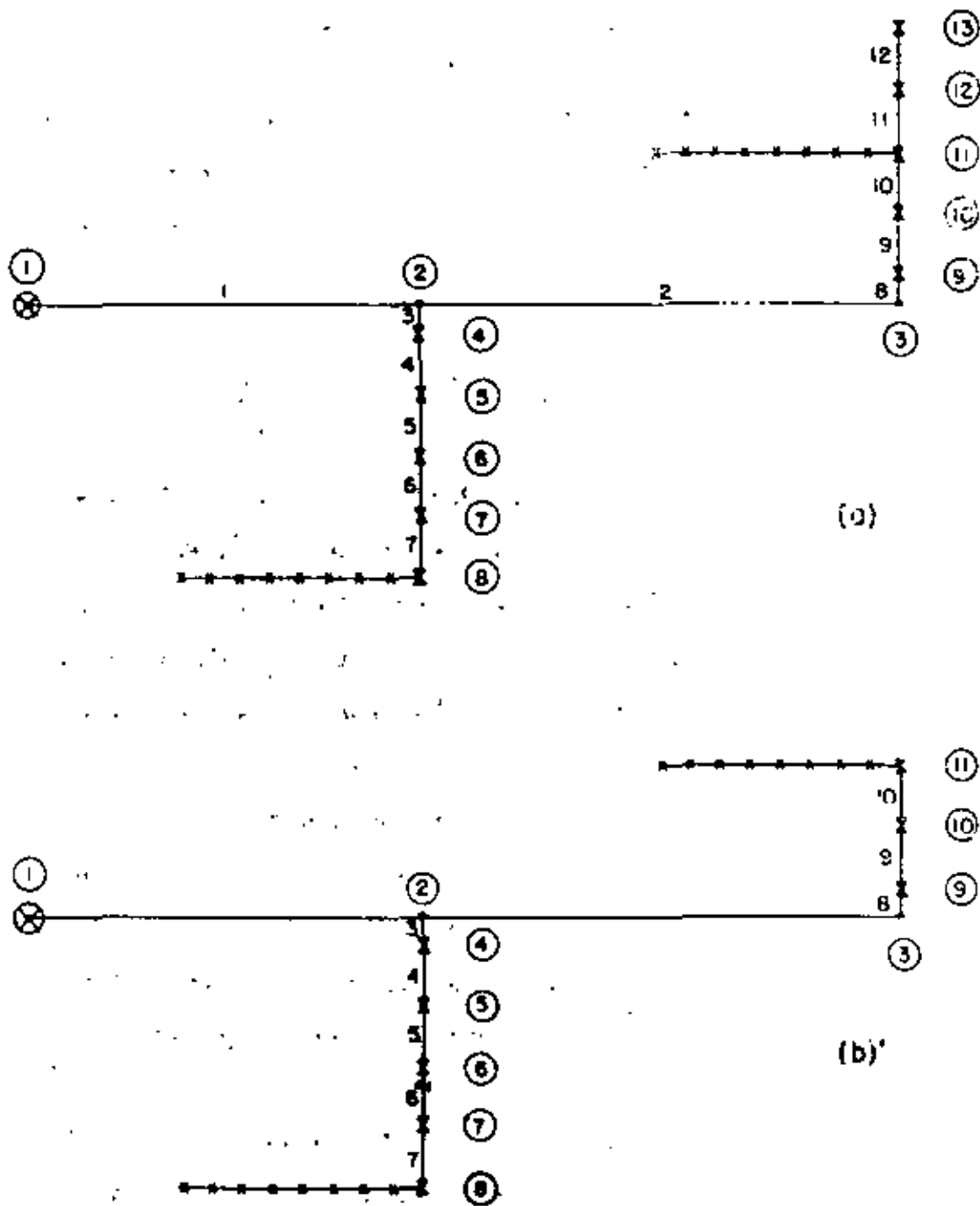


fig 5.2: RED ORIGINAL Y RED EQUIVALENTE PARA UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

real es diferente, es decir, se tiene un lateral conectado en la válvula 11, los tubos 11 y 12 están desconectados de la red, y el potencial en las válvulas 12 y 13 es igual a cero. Entonces el modelo matemático consistirá de una red con 11 nodos y 10 secciones (ver Figura 5.2(b)).

En general, para cada intervalo de tiempo en que se lleve a cabo la simulación y dependiendo de los laterales que estén trabajando, se tiene un modelo matemático diferente. A este modelo se le llamará la red equivalente.

El obtener la red equivalente es relativamente sencillo; sin embargo, al hacer programas de computadora se presentan problemas en la lógica del programa para la identificación de la red original y la red equivalente; el hacer un programa general para cualquier sistema presenta serias dificultades.

2) Se ha considerado que la presión y descarga necesarias para la operación del sistema, son dadas por una sola bomba; en general, se pueden tener sistemas con dos o más bombas.

El tener un sistema con una sola bomba, permite conocer simultáneamente su presión y descarga, en un sistema con más bombas se presentan varias dificultades.

Para ilustrar esto, suponga que se tiene un sistema con dos bombas y que en un cierto intervalo de tiempo su red equivalente tiene N nodos.

Ya que se quiere conocer la descarga de cada bomba, el consumo de sus nodos correspondientes serán variables desconocidas; para que el número de incógnitas sea igual a N , es necesario dar el potencial en dos nodos como conocido y tener $N-2$ potenciales como variables desconocidas. Si esto se hace la pérdida de potencial entre los nodos cuyo potencial es conocido queda determinado y el flujo a través de las secciones que los conectan también; en consecuencia, la solución que se obtenga dependerá del valor que se dé a estas dos potenciales.

Cuando se tiene un sólo nodo cuyo potencial es conocido, éste es usado como referencia y la pérdida de potencial en la red será de acuerdo con el flujo de cada una de sus secciones, en tal forma que el consumo de todos los nodos se satisface.

La forma de obtener una solución en este caso, es dar el potencial en una bomba como referencia y el consumo de la otra bomba como conocido; pero el potencial y consumo en ambas bombas no pueden ser calculados simultáneamente.

Se puede ver que para sistemas con tres o más bombas, se tiene una situación semejante.

Para estos casos, es necesario buscar métodos de solución diferentes al propuesto en este capítulo.

5.3. DESCRIPCION DEL PROGRAMA DE COMPUTADORA

A continuación se describirá el programa SINOPRA, que simula la operación de un sistema de riego por aspersión.

La red de distribución y la operación del sistema cumplen con las definiciones dadas en la primera sección de este capítulo.

En adición los tubos que forman una línea subprincipal son de diámetro igual; y la línea principal es de forma abierta, es decir no incluye circuitos cerrados:

La dirección de desplazamiento de los laterales será positiva, si en cada intervalo de tiempo el lateral se va alejando de la línea principal, será negativa en caso contrario.

Con el objeto de usar las características que presenta el sistema, así que la información necesaria para el programa sea mínima, es necesario satisfacer dos condiciones en la definición de la red del sistema:

1) Todos los nodos de la red deben estar numerados y los nodos de la línea principal deberán tener la numeración menor.

Es necesario enumerar sólo las secciones de la línea principal, con la numeración menor; en las líneas subprincipales el programa las enumera.

2) La numeración de los nodos que forman una

línea subprincipal, debe ser en orden creciente, comenzando con el nodo que se encuentra más próximo a la línea principal.

La Figura 5.1 muestra la forma de numerar nodos y secciones en una red común.

Una forma de ver la simulación de un sistema de riego por aspersión, es pensar en una red formada por tubos y válvulas.

Un lateral en operación estará representado por una válvula abierta, si está cerrada significará que no se tiene un lateral en operación conectado a ella.

La simulación en cada intervalo de tiempo consistirá entonces en cerrar y abrir válvulas de acuerdo a los laterales que están en operación.

Esta idea será usada en el programa que se describirá a continuación.

Las partes principales del programa son:

- 1) Definir la red de distribución del sistema.
- 2) Simular la operación del sistema.
- 3) Calcular el potencial en los nodos de la red, para el intervalo de tiempo crítico.
- 4) Imprimir los resultados obtenidos.

1) Definir la red de distribución del sistema

a) Leer el número total de nodos (NJ)*, de secciones (NL), y el número de intervalos de tiempo que dura la simulación (NINT).

b) Leer el nodo donde se encuentra la bomba (NDB) y su elevación (ELEV(J)).

c) Leer el número de secciones de la línea principal (NSLP) y para cada una de ellas los nodos que la conectan (MLP(I,J)).

Leer la longitud (XP(I)), diámetro (DP(I)) y el coeficiente de Hazen-Williams (HZP(I)); para cada una de las secciones de la línea principal.

Leer la elevación de los nodos de la línea principal (ELEV(J)).

d) Leer el número de líneas subprincipales de la red (NLS).

Leer para cada línea subprincipal, el nodo que la conecta con la línea principal, sus nodos inicial y final (MLS(K,J)). La distancia entre válvulas (XS(K)), su diámetro (DS(K)), su coeficiente de Hazen-Williams (HS(K)) y su pendiente (SS(K)).

e) Leer la información referente a los laterales.

* El símbolo dentro del paréntesis representa el nombre de la variable en el programa.

Leer el número de laterales del sistema (NLT); la línea subprincipal donde opera; su dirección de desplazamiento (1 si la dirección es positiva, o si es negativa), el nodo donde inicia su operación, intervalo de tiempo al que empieza a operar, el número de intervalos de tiempo para completar un ciclo, intervalos de tiempo de receso (MOLAT(K,J)).

Leer la descarga de cada lateral (QLAT(K)) y su presión en la entrada (PLAT(K)).

f) Imprimir esta información.

g) Para cada una de las secciones de la línea principal, calcular su resistencia (este término es usado en el análisis de una red, cuando se usa el método de Newton-Ramphson, ver Capítulo 2 de este trabajo).

h) Asignar a cada sección de cada línea subprincipal, su correspondiente diámetro (D(NP)), longitud (AL(NP)) y coeficiente de Hazen-Williams (CHW(NP)).

i) Usando la subrutina MACON almacena en la matriz N(I,J) los nodos que conecta cada sección. El número máximo de secciones que pueden estar conectadas a un nodo, es 6.

j) Calcular la elevación de los nodos (ELEV(J)) de cada línea subprincipal.

2) Simular la operación del sistema

a) Determinar los laterales que se encuentran en

operación.

Dependiendo del estado del lateral en el intervalo de tiempo anterior, se tienen cuatro posibilidades:

1) El lateral no estuvo en operación; y en este intervalo entra en operación. Se tiene un registro que lleva la contabilidad del número de intervalos que está en operación un lateral ($NIO(I) = 1$).

2) El lateral no estuvo en operación y es necesario esperar que transcurra más tiempo para entrar en operación. Se tienen dos posibilidades:

2a) El intervalo de tiempo inicial del lateral es mayor que el intervalo de tiempo actual.

2b) El lateral en intervalos anteriores ha estado en operación, ha completado un ciclo y se encuentra en período de receso.

En este caso se incrementa el contador de intervalos de receso ($NIR(I) = NIR(I) + 1$).

3) El lateral estuvo en operación y sigue en operación; dependiendo de la dirección de desplazamiento, se conecta a la válvula correspondiente.

Se incrementa el contador de intervalos en operación ($NIO(I) = NIO(I) + 1$); se cierra la válvula abierta

en el intervalo de tiempo anterior ($CONS(NVAL) = 0.$); y se abre la correspondiente a este intervalo, asignando un consumo igual a la descarga del lateral ($CONS(NVAL) = -QLAT(I)$).

Se calcula el potencial mínimo requerido en el nodo al que se encuentra conectado el lateral ($HM(I)$).

4) El lateral estuvo en operación, ha completado un ciclo y entra en estado de receso ($NIR(I) = 1$). Se cierra la válvula correspondiente, abierta en el intervalo de tiempo anterior ($CONS(NVAL) = 0.$).

La información de la operación del sistema, se guarda en la matriz de operación ($MO(I,J)$); en ésta se tiene para cada intervalo de tiempo y cada lateral que está en operación, la válvula a la que está conectada.

Si el lateral no está en operación, el elemento correspondiente de la matriz es igual a cero.

b) Determinar la red equivalente y calcular la presión y descarga de la bomba.

La subrutina REDEQ, transforma la red de distribución original en la red equivalente correspondiente y usando el método de Newton-Ramphson calcula el potencial en cada uno de sus nodos.

La presión y descarga de la bomba son guardados en los registros PRESB(J) y CONSB(J).

3) Calcular el potencial en los nodos de la red, para el intervalo de tiempo crítico

a) Encontrar el intervalo de tiempo crítico (ICRI).

b) Usando la matriz de operación determinar para el intervalo de tiempo crítico, el estado de cada uno de los laterales (MOP(I,ICRI)).

Cerrar y abrir las válvulas correspondientes.

Calcular los potenciales mínimos requeridos en los nodos correspondientes.

c) Usando la subrutina REDEQ, obtener la red equivalente correspondiente y calcular el potencial en cada uno de sus nodos.

4) Imprimir los resultados obtenidos

a) Imprimir la matriz de operación, la presión y descarga de la bomba, para cada intervalo de tiempo en que se hizo la simulación.

b) Imprimir la topología de la red, la elevación de sus nodos. Para el intervalo de tiempo crítico el potencial, la presión y el consumo de cada nodo.

c) Imprimir el diámetro, la longitud, el coeficiente de Hazen-Williams y el flujo, de cada sección de la red.

Subrutina REDEQ

Esta subrutina es la parte más importante del programa. Tiene las tareas de construir la red equivalente, tomando en cuenta los laterales que se encuentran en operación; asignar a cada uno de sus nodos el consumo correspondiente.

Ya que se usa el método de Newton-Ramphson, tiene que determinar las variables que serán conocidas y desconocidas; asignar para las variables conocidas su valor correspondiente y para las desconocidas un valor inicial.

Posteriormente llama a la subrutina REDIST, que calcula el potencial en cada nodo de la red equivalente. Asigna a cada nodo de la red original el potencial correspondiente calculado. Por último, verifica que todas las presiones mínimas se satisfagan.

El algoritmo usado para obtener la red equivalente, consiste en ir verificando en cada línea subprincipal si se tiene al menos un nodo cuyo consumo es diferente de cero, si este es el caso se anota el número del nodo que se encuentra más alejado de la línea principal, a este nodo se le llama nodo final.

La línea principal de la red equivalente y de la red original son las mismas en todos los intervalos de la simulación; y puesto que sus nodos y secciones tienen la numeración menor, no es necesario hacer alguna transformación.

Tomando como referencia la numeración de nodos y secciones de la línea principal, cada nodo y sección del primer subprincipal son numerados hasta llegar al nodo final; entonces la numeración sigue al segundo subprincipal hasta su nodo final; y así sucesivamente hasta el último subprincipal.

Si algún subprincipal no tiene al menos un nodo cuyo consumo sea diferente de cero, es ignorado y la numeración continúa al siguiente subprincipal.

Ya que la numeración de los nodos en las líneas subprincipales es seriada, se tiene un factor constante de transformación para cada línea subprincipal, que relaciona cualquier nodo de la red equivalente con su correspondiente en la red original.

Se puede ver ahora la necesidad de satisfacer las dos condiciones en la definición de la red, dadas al principio de esta sección.

Los potenciales en los nodos de la red y el consumo de la bomba, se obtiene usando esencialmente el programa descrito en el Capítulo 2 de este trabajo.

Las partes principales de la subrutina REDEQ son:

- 1) Determinar para cada línea subprincipal si existe al menos un nodo con consumo distinto de cero ($MOS(I,1) = 1$), si este es el caso, se anota su nodo final ($MOS(I,2)$).

Tomando como referencia el último nodo de la línea principal, se van numerando los nodos y secciones de las líneas subprincipales que tienen al menos un nodo con consumo diferente de cero; para cada una de ellas se determina su factor de transformación (MOS(I,3)).

2) Construir la red equivalente.

a) Usando la subrutina MACON se guarda la información referente a las conexiones entre nodos y secciones de la red equivalente (NE(I,J)).

b) Asociar a cada nodo de la red equivalente su consumo y potencial correspondientes (CONSE(I), HE(I)).

3) Indicar que el potencial en el nodo correspondiente a la bomba es conocido y que en los nodos restantes es desconocido; que el consumo en el nodo correspondiente a la bomba es desconocido y en los nodos restantes conocido (IUK(I)).

4) Calcular el potencial en los nodos de la red y el consumo en el nodo correspondiente a la bomba, usando la subrutina REDIST.

5) Pasar los potenciales y el consumo obtenidos en la red equivalente a la red original ($H(I) = HE(I)$).

6) Verificar que todos los potenciales mínimos se satisfacen (HM(I)).

Las subrutinas MACON, REDIST y SOLCOR, son parte del programa descrito en el Capítulo 2. de este trabajo; en consecuencia no es necesario describirlos una vez más.

5.4. RESULTADOS

Para mostrar los resultados obtenidos usando el método descrito, considere primeramente, el sistema con un lateral mostrado en la Figura 5.3.

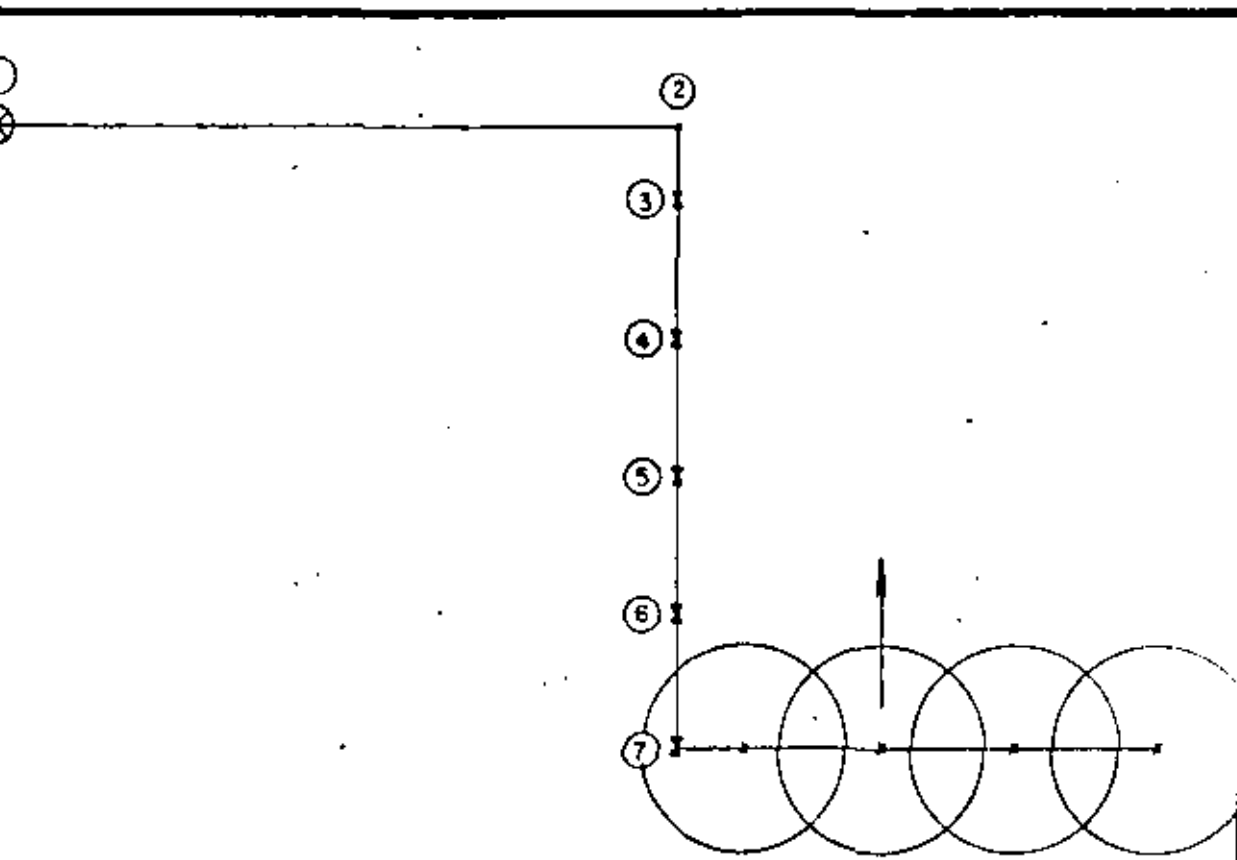
La Tabla 5.1 muestra la información necesaria para su simulación; en este caso el lateral empieza a operar en el primer intervalo de tiempo, conectado a la válvula número 7.

La Tabla 5.2 muestra para cada intervalo de tiempo, la válvula donde está conectado el lateral, la presión y descarga de la bomba. La misma tabla muestra el análisis de la red, para el intervalo de tiempo crítico, que es el número 1.

En este caso particular, la presión en la bomba es la misma para todos los intervalos de tiempo, porque el gradiente de pérdida de potencial en la línea subprincipal es igual a su pendiente.

Un sistema más complejo se presenta en la Figura 5.1. Para este ejemplo, la Tabla 5.3 muestra la información de los 7 laterales del sistema.

La Tabla 5.4 muestra la matriz de operación del sis



LINEA PRINCIPAL

SECCION	LONGITUD (m.)	DIAMETRO (mm.)
1	100.0	150.0

NODO	ELEVACION (m.)
1	127.0
2	140.0

LINEAS SUBPRINCIPAL

No. DE SUBPRINCIPAL	DIAMETRO (mm)	DISTANCIA ENTRE VALVULAS (m)	PENDIENTE (%)
1	150.0	10.0	-1.0

fig 5.3 : UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION SIMPLE

TABLA 5.1. INFORMACION NECESARIA PARA LA SIMULACION DE LA OPERACION DEL SISTEMA MOSTRADO EN LA FIGURA 5.2.

NUMERO DEL LATERAL	1
SUBPRINCIPAL DONDE OPERA	1
DIRECCION DE DESPLAZAMIENTO	NEG
POSICION INICIAL	7
INTERVALO DE TIEMPO INICIAL	1
NUMERO DE INTERVALOS PARA COMPLETAR UN CICLO	5
INTERVALOS DE RECESO	0
DESCARGA (m^3/h)	80.0
PRESION EN LA ENTRADA (m)	62.0

TABLA 5.2. ANALISIS DE LA RED PARA EL INTERVALO DE TIEMPO CRITICO

No. DE LATERAL	INTERVALO DE TIEMPO				
	1	2	3	4	5
1	7	6	5	4	3
PRESION EN LA BOMBA (m)	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
DESCARGA DE LA BOMBA (m ³ /h)	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0

NODO	ELEVACION (m)	CONSUMO (m ³ /h)	POTENCIA TOTAL (m)	PRESION (m)
1	127.0	80.0	187.0	60.0
2	124.0	0.0	186.0	62.0
3	123.91	0.0	185.91	62.0
4	123.73	0.0	185.73	62.0
5	123.55	0.0	185.55	62.0
6	123.37	0.0	185.37	62.0
7	123.19	-80.0	185.19	62.0

SECCION	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	COEFICIENTE DE HZ - W	FLUJO (m ³ /h)
1	150.0	100.0	140.0	80.0
2	150.0	18.0	140.0	80.0
3	150.0	18.0	140.0	80.0
4	150.0	18.0	140.0	80.0
5	150.0	18.0	140.0	80.0
6	150.0	18.0	140.0	80.0

TABLA 5.3. INFORMACION NECESARIA PARA LA SIMULACION DE LA OPERACION DEL SISTEMA MOSTRADO EN LA FIGURA 5.1

NUMERO DEL LATERAL	1	2	3	4	5	6	7
SUBPRINCIPAL DONDE OPERA	1	2	1	3	3	4	4
DIRECCION DE DESPLAZAMIENTO	+	-	-	+	-	-	-
POSICION INICIAL	6	21	10	23	27	18	14
INTERVALO DE TIEMPO INICIAL	1	1	6	1	6	1	3
NUMERO DE INTERVALOS PARA COMPLETAR UN CICLO	5	4	5	5	5	8	8
INTERVALOS DE RECESO	5	0	5	5	5	2	0
DESCARGA (m ³ /h)	80.0	80.0	80.0	80.8	80.0	80.0	80.0
PRESION EN LA ENTRADA (m)	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0

TABLA 5.4. MATRIZ DE OPERACION DEL SISTEMA MOSTRADO EN LA FIGURA 5.1.

NO. DE LATERAL	I N T E R V A L O D E T I E M P O													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	5	6	7	8	9	0	0	0	0	0	5	6	7	8
2	20	29	18	21	20	19	18	21	20	19	18	21	20	19
3	0	0	0	0	0	9	8	7	6	5	0	0	0	0
4	22	23	24	25	26	0	0	0	0	0	22	23	24	25
5	0	0	0	0	0	26	25	24	23	22	0	0	0	0
6	17	16	15	14	13	12	11	10	0	0	17	16	15	14
7	0	0	13	12	11	10	17	16	15	14	13	12	11	10
PRESTION EN LA BOMBA (m)	88.37	91.43	103.39	106.45	109.51	109.51	106.45	103.39	91.43	88.37	97.27	100.33	103.29	106.45
DESCARGA DE LA BOMBA (m ³ /h)	320.00	320.00	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00	320.00	320.00	400.00	400.00	400.00	400.00

toma. En ella se puede ver, para cada intervalo de tiempo, la válvula a la que está conectado cada lateral; la presión y descarga de la bomba.

Si un elemento de la matriz de operación es igual a cero, significa que en este intervalo de tiempo el lateral correspondiente no está en operación.

En este caso el intervalo de tiempo crítico es el número 5 o el 6, con la máxima presión en la bomba de 109.51

Las Tablas 5.5 y 5.6 muestran el análisis de la red para el intervalo de tiempo crítico.

TABLA 3.3. ANALISIS DE LA RED DEL SISTEMA MOSTRADO EN LA FIGURA 3.1. PARA EL INTERVALO DE TIEMPO.

NODO	ELEVACION (m)	CARGA (m³/s)	POTENCIAL TOTAL (m)	PRESION (m)
1	110.0	400.0	210.31	100.31
2	108.0	0.0	207.33	92.33
3	120.0	0.0	205.77	75.77
4	122.0	0.0	192.30	70.30
5	123.34	0.0	207.33	93.70
6	118.00	0.0	207.00	86.00
7	107.00	0.0	200.00	99.10
8	104.02	0.0	200.72	101.00
9	102.00	-80.0	200.30	104.30
10	120.30	0.0	192.40	71.92
11	117.30	0.0	192.22	74.04
12	114.00	0.0	192.10	77.30
13	111.02	-80.0	192.00	80.00
14	109.04	0.0	191.96	82.92
15	106.10	0.0	191.91	85.75
16	103.30	0.0	191.07	86.80
17	100.00	-80.0	191.33	91.43
18	110.30	-80.0	195.60	77.12
19	115.00	0.0	115.00	0.0
20	112.00	0.0	112.00	0.0
21	109.02	0.0	109.92	0.0
22	121.44	0.0	195.60	74.24
23	124.32	0.0	195.30	71.10
24	127.20	0.0	195.32	69.12
25	130.00	0.0	195.14	65.06
26	132.96	-80.0	194.96	62.00

TABLA 5.6. ANALISIS DE LA RED DEL SISTEMA MOSTRADO EN LA FIGURA 5.1. PARA EL INTERVALO DE TIEMPO CRITICO.

SECCION	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	COEFICIENTE DE HZ-W	FLUJO (m ³ /h)
1	200.0	250.0	140.0	400.0
2	200.0	360.0	140.0	320.0
3	200.0	360.0	140.0	160.0
4	150.0	18.0	140.0	30.0
5	150.0	18.0	140.0	30.0
6	150.0	18.0	140.0	30.0
7	150.0	18.0	140.0	30.0
8	150.0	18.0	140.0	80.0
9	200.0	18.0	140.0	160.0
10	200.0	18.0	140.0	160.0
11	200.0	18.0	140.0	160.0
12	200.0	18.0	140.0	160.0
13	200.0	18.0	140.0	80.0
14	200.0	18.0	140.0	80.0
15	200.0	18.0	140.0	80.0
16	200.0	18.0	140.0	80.0
17	150.0	18.0	140.0	80.0
18	150.0	18.0	140.0	0.0
19	150.0	18.0	140.0	0.0
20	150.0	18.0	140.0	0.0
21	150.0	18.0	140.0	30.0
22	150.0	18.0	140.0	80.0
23	150.0	18.0	140.0	80.0
24	150.0	18.0	140.0	80.0
25	150.0	18.0	140.0	80.0

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las principales conclusiones y recomendaciones de este trabajo son:

1) El método de Newton-Ramphson es un método eficiente para el análisis de redes de distribución.

Este método presenta varias dificultades, las cuales se reflejan en la solubilidad de una red, es decir, dependiendo de las condiciones de la red y de las variables que son desconocidas se puede tener, o no, una solución.

Si la red de distribución no incluye circuitos cerrados, es posible dar reglas generales que permiten conocer anticipadamente, si se tendrá, o no, una solución.

Si la red incluye circuitos cerrados, es difícil decir en qué casos no se tendrá solución.

2) El método de igualar el costo de la energía al costo del tubo (ICET), es un método fácil y rápido que permite hacer el diseño de redes simples, que en adición, satisfacen ciertas condiciones.

El uso de programación lineal permite hacer

el diseño de cualquier red del tipo abierta, en donde el flujo en cada una de sus secciones es conocido.

La formulación del diseño es fácil y el diseño obtenido es siempre el óptimo económico.

3) Se desarrollaron ecuaciones para el cálculo en detalle de la distribución de la presión en un lateral y la descarga de cada uno de sus aspersores.

Conociendo la presión en la entrada del lateral, la presión y descarga en todos los aspersores es calculada, considerando la pérdida de potencial por fricción, la elevación del aspersor y las pérdidas locales de potencial.

Basado en estas ecuaciones, se sugiere un método nuevo para el diseño de laterales. Dos criterios son usados: el criterio de la descarga total del lateral (DTL), que expresa el volumen total de agua dado por el lateral al cultivo; y el criterio de uniformidad (CU), que mide la uniformidad de la descarga de los aspersores.

La combinación de estos dos criterios permite diseñar un lateral que dé el volumen de agua prediseñado con el nivel de uniformidad requerido.

4) Se presenta un método para simular la operación de un sistema de riego por aspersión. Este método permite conocer en cada intervalo de tiempo, durante el ciclo de riego, la presión de operación y la descarga de la bomba, ne

cesarias para asegurar un buen funcionamiento de los aspersores.

Es aplicable a sistemas cuya red de distribución no incluye circuitos cerrados y que están operados por una sola bomba.

Todos los métodos, técnicas y procedimientos que han sido sugeridos, pueden ser aplicados a casos prácticos, en una forma fácil y eficiente, ya que se dispone de los programas de computadora.

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

- (1) **Benami, A. (1968)**
New head-loss tables for sprinklers laterals.
Journal of the Irrigation and Drainage Division,
ASCE, Vol. 94, No. IR2,
June 1968, pp. 185-197.

- (2) **Clement R., et al. (1955)**
Le calcul des debits dans les canalisations
d'irrigation.
Association Amicale des Ingenieurs du Genie
Rural, Journee d'etude sur l'irrigation 27,
1955.

- (3) **Cross, H. (1936)**
Analysis of flow in networks conduits or
conductors.
Bulletin No. 286, Univ. of Illinois.
Engr. Experimental Station, Urbana Ill.

- (4) Christiansen, J.E. (1942)
Irrigation by sprinkling.
Bullentin 670, Agriculture Experimental
Station, Univ. of California.
Berkeley, Calif.
- (5) Dilligham, D.J. (1967)
Computer Analysis of Water Distribution Systems
Water and Sewage Works:
Part 1. Jan. 1967 pp. 1-3
Part 2. Feb. 1967 pp. 43-45
Part 3. April 1967 pp. 96-99
Part 4. April 1967 pp. 141-143
Part 5. June 1967 pp. 175-176
- (6) Donachie, P.R. (1974)
Digital Program for Water Network.
Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.
100, No. HY3, March, 1974, pp. 393-403.
- (7) Epp, R. and Fowler, A.G. (1970)
Efficient code for steady-state flows in
networks.
Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.
96, No. HY1, January, 1970. pp. 43-56.

- (8) Carton, J.E. (1960)
Design of irrigation pipe lines for minimum annual cost.
Transac. of the ASAE, 3(1), pp. 29-30, 32.
- (9) Graves, Q.B. and Branscome, D. (1958)
Digital computer for pipe line network analysis.
Journal of the Sanitary Division, ASCE, Vol. 84, No. SA2, April, 1958.
- (10) Gupta, I., Hassan, M.Z. and Cook, J. (1972)
Linear programming analysis of water supply system with multiple supply points.
AIIE Transactions, Vol. 4, No. 3.
September, 1972, pp. 200-204.
- (11) Hagan, R.M., Haise, H.R., et al. (1967)
Irrigation of Agricultural Lands.
American Society of Agronomy.
- (12) Israelsen, O.W., Hansen, V.E. (1962)
Irrigation Principles and Practices.
John Wiley and Sons. Inc., 1962.

- (13) Karmelli, D., Gadish, Y., and Meyers, S. (1968)
Design of optimal water distribution networks.
Journal of the Pipe line Division, ASCE, Vol.
94, No. PL1, October, 1968, pp. 1-10.
- (14) Karmelli, D., Gadish, Y., Meyers, S. (1968)
Design of optimal distributions networks by
dynamic programming.
Publication No. 51, Faculty of Agricultural
Engineering, Israel Institute of Technology,
May, 1968, 19 pp.
- (15) Keller, J. (1965)
Economical pipe size selection for sprinkler
systems.
Trans. of the ASAE, Vol. 8, No. 2, pp. 186-200.
- (16) Kesavan, H.K., and Chandrashekar, M. (1972)
Graph-theoretic models for pipe network
analysis.
Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.
98, No. HY2, February, 1972, pp. 345-363.

- (17) Lam Chan, F. and Wolla, M.L. (1972 a)
Computer analysis of water distribution systems.
Part I. Formulation of equations.
Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.
98, No. HY2, February, 1972, pp. 335-343.
- (18) Lam Chan, F. and Wolla, M.L. (1972 b)
Computer analysis of water distribution systems.
Part II. Numerical solution.
Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.
98, No. HY3, March, 1972, pp. 447-460.
- (19) Lemieux, P.F. (1972)
Efficient algorithm for distribution networks.
Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.
98, No. HY11, November, 1972, pp. 1911-1920.
- (20) Mandry, J.E. (1967)
Design of pipe distribution systems for
sprinklers projects.
Journal of the Irrigation and Drainage Division,
ASCE, Vol. 93, No. IR3, September, 1967,
pp. 243-257.

- (21) Martin, D.W. and Peters, G. (1963)
The application of Newton's method to network analysis by digital computer.
Journal of the Inst. of Water Engineers, Vol. 17, No. 2, March, 1963, pp. 115-129.
- (22) Nahavandi, A.N. (1973)
Matrix method for analysis of hydraulic networks.
Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 99, No. HY1, January, 1973, pp. 47-63.
- (23) Shamir, U. and Howard, D.D. (1968)
Water distribution systems analysis.
Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 94, No. HY1, January, 1968, pp. 219-234.
- (24) Shamir, U. (1973)
Water distributions systems analysis.
Rep. RC 4389, IBM Thomas J. Watson Res. Center, Yorktown Heights, N.Y., 1973.
- (25) Shamir, U. (1974)
Optimal design and operation of water distributions systems.
Water Resources Research, Vol. 10, No. 1, February, 1974, pp. 27-36.

- (26) Stoner, M.A. (1972)
Sensitivity analysis applied to a steady state
model of natural gas transportation systems.
Society of Petroleum Engineers Journal, Vol.
12, No. 2, April, 1972, pp. 115-125.
- (27) Zarghamee Mehdi, S. (1971)
Mathematical model for water distribution
systems.
Journal of the Hydraulics Division, Vol. 97,
No. HY1, January, 1971, pp. 1-14.
- (28) Zsak, E. (1971)
Manifold flow in subirrigation pipes.
Journal of the Hydraulics Division, Vol. 97,
No. HY10, October, 1971, pp. 1737-1746.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.**

H I D R O L O G I A

PROF. ING. HECTOR GOMEZ MONDRAGON

OCTUBRE, 1981.

11

7

1

1

1

1

1

1

1

1

1

1

1

1

1

1

1

1

1

INTRODUCCION

La planeación y el diseño de ciertas obras de ingeniería que se relacionan con el manejo o control de escurrimientos fluviales o pluviales, tales como puentes, alcantarillas, presas, vertedores, desagües pluviales, etc., requieren como dato básico del conocimiento de los caudales que podrán presentarse.

La principal dificultad en la selección de un valor de diseño adecuado y acorde con la realidad, radica en el carácter aleatorio del fenómeno. Por otra parte, la magnitud de los caudales de escurrimiento depende de una gran cantidad de factores cuya influencia muchas veces solo puede tomarse en cuenta cualitativamente; por eso, los métodos empleados para predecir un caudal no son completamente objetivos, sino que su aplicación correcta depende en gran parte del criterio y de la experiencia del proyectista.

Dentro de los objetivos principales del presente curso estan la recopilación y exposición de métodos para estimar caudales máximos, y la obtención de

algunas conclusiones derivadas de la comparación entre las diferentes técnicas expuestas así como algunas recomendaciones de interés.

El valor de diseño estimado debe ser "suficientemente seguro" y tambien "suficientemente económico" para cumplir con las dos restricciones fundamentales de cualquier proyecto de ingeniería, en el proceso de búsqueda de la solución optima.

Iniciaremos el curso haciendo un breve recordatorio de la Hidrología, con objeto de situar el problema del drenaje dentro del campo de esta ciencia. Mencionaremos algunos principios fundamentales así como conceptos y definiciones auxiliares que serán necesarias. Se expondrán las bases de los métodos más usuales para estimar caudales máximos y se indicarán procedimientos de cálculo para la aplicación práctica de los criterios presentados. Se tratará el problema de la selección de la magnitud del caudal de diseño en función de un equilibrio adecuado entre los conceptos de economía y seguridad.

ALGUNOS CONCEPTOS BASICOS DE LA HIDROLOGIA

GENERALIDADES

Antecedentes

El agua cubre las tres cuartas partes de la superficie terrestre. Es el compuesto químico más abundante en la naturaleza. Todos los organismos vivos están formados fundamentalmente por agua y el origen mismo de la vida en la tierra puede localizarse en el medio acuático.

Por otra parte, también la distribución de la población sobre nuestro planeta es función de la mayor o menor abundancia de agua en determinadas regiones. Prueba de esto, es que las grandes civilizaciones antiguas se desarrollaron a orillas de lagos y ríos, que les proporcionaban alimento, defensa y medio de comunicación. Así, el Nilo en Egipto, el Tigris y el Eufrates en Mesopotamia, el Indo y el Ganges en la India fueron cuna de notables culturas.

En la actualidad el agua, convenientemente utilizada mediante obras de aprovechamiento, no solamente nos

proporciona alimentos de origen vegetal y animal, -- energía eléctrica y vías de comunicación. El agua se aprovecha en múltiples aspectos. Entre otras cosas, aunque indirectamente, el agua también proporciona al hombre casa y vestido, Baste para ello decir, que en el proceso de fabricación de las telas, en la fabricación de los materiales de construcción para tener viviendas estables y seguras, y en la industria en general, se necesitan grandes cantidades de agua.

El agua constituye un factor fundamental de progreso, ya que su disponibilidad, grado de control y utilización, son en gran parte una medida del desarrollo económico y del estándar de vida de un país o una región dada.

La ingeniería Hidráulica es la rama de la Ingeniería Civil que trata de la utilización y control de las aguas naturales en la tierra.

El aumento de la población terrestre, se ha reflejado en un incremento cada vez mayor en la demanda de agua. Para satisfacer esa demanda y para prevenir los efectos destructivos que las grandes crecien

tes de los ríos puedan producir en las poblaciones cercanas, es necesario un mejor entendimiento de la existencia y distribución del agua en la tierra.

La parte de la Ingeniería Hidráulica que proporciona los métodos necesarios para resolver los problemas anteriores es la Hidrología Aplicada.

DEFINICION DE HIDROLOGIA

Se han propuesto varias definiciones para explicar el concepto de Hidrología.

Webster, describe a la Hidrología como "La ciencia que trata de las propiedades, distribución y circulación del agua; específicamente el estudio del agua en la superficie de la tierra, en el subsuelo y en la atmósfera, en particular los fenómenos de evaporación y precipitación".

Wisler y Brater (Hydrology, 1958) dan la siguiente definición: "Hidrología es la ciencia que trata de los procesos que gobiernan la pérdida y el reemplazo de los recursos hidráulicos de las regiones de la tierra".

Es difícil establecer fronteras rígidas entre la Hidrología y otras ciencias como la Meteorología, la Oceanografía, la Agrología, etc. Sin embargo, como desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, lo que fundamentalmente nos interesa de la Hidrología son sus aplicaciones, se ha llegado al concepto de "Hidrología Aplicada"

Podemos definir a la Hidrología Aplicada como la rama del conocimiento que trata de la variación de los recursos hidráulicos de una región, de las leyes que rigen esa variación y de las técnicas que permiten aprovechar esos recursos y protegerse contra los daños que su variación pueda ocasionar.

La Hidrología Aplicada proporciona al Ingeniero los métodos para resolver los problemas prácticos que se presentan en el diseño, la planeación y la operación de las estructuras Hidráulicas. Entre estos problemas, podemos mencionar, por ejemplo, el determinar si el volumen aportado por una corriente es suficiente para el abastecimiento de agua potable a una población o industria, para satisfacer

The following information was obtained from the records of the Department of Health and Human Services, Office of the Assistant Secretary for Health, regarding the activities of the National Center for Human Genome Research (NCHGR) during the period from 1980 to 1985.

The NCHGR was established in 1980 as a part of the Department of Health and Human Services. Its primary mission is to coordinate and support research in the field of human genetics and genomics. The center has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO).

The NCHGR has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities. It has also been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO).

The NCHGR has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO). It has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities.

The NCHGR has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO). It has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities.

The NCHGR has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO). It has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities.

The NCHGR has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO). It has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities.

The NCHGR has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO). It has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities.

The NCHGR has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO). It has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities.

The NCHGR has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO). It has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities.

The NCHGR has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO). It has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities.

The NCHGR has been instrumental in the development of the Human Genome Project and in the establishment of the Human Genome Organization (HGO). It has been successful in securing funding from the Federal Government and other sources for its research activities.

El agua que logra alcanzar la superficie del sue
se infiltra hasta satisfacer la capacidad de absor
n del mismo.

A continuación, el resto del agua escurre super
almente y se almacena en las depresiones natura--
del terreno. Cuando rebasa la capacidad de éstas
presenta nuevamente el proceso de escurrimiento su
icial hacia las partes bajas del terreno por gra--
d, hasta desembocar en los grandes almacenamien--
naturales o artificiales, y finalmente en el mar.

Durante los procesos anteriores, de precipita--
retención, infiltración, almacenamiento en de--
iones y escurrimiento superficial, el agua está --
ta también a evaporación, tanto directamente de --
superficies expuestas y capas superiores del sue--
como indirectamente mediante la transpiración de
plantas.

Un intento por valuar la cantidad de agua en ca--
no de los procesos anteriores es la llamada "ecua
del balance hidrológico", que establece lo si--
nte:

$$\text{Precipitación} = \text{Esgurrimiento} + \text{Infiltración} + \text{Evaporación}$$

A pesar de la relativa simplicidad de la expre--
sión anterior, su aplicación correcta presenta mu--
chas dificultades, debido a la gran cantidad de fac--
tores inherentes en la valuación de cada uno de los
términos de la ecuación, pues un error pequeño en la
estimación de alguno de estos términos puede llevar --
a resultados muy alejados de la realidad. Podemos con
cluir, en resumen, que la ecuación del balance hidro--
lógico nos es útil, muchas veces, sólo desde el punto
de vista cualitativo.

CUENCA

La cuenca de captación de una corriente hasta --
un sitio es la superficie que contribuye con escurri--
mientos a integrar el caudal de la corriente en ese --
sitio.

Una cuenca grande puede dividirse en cuencas más
pequeñas o subcuencas de cada uno de los arroyos a--
fluentes a la corriente principal.

A la frontera de una cuenca se le llama partea--

guas. Podemos distinguir entre parteaguas superficial y subterráneo. El superficial depende únicamente de la topografía del terreno y el parteaguas subterráneo de la distribución y permeabilidad de las capas del subsuelo.

En la figura anexa se muestra un esquema de una cuenca, donde se aprecian en planta y en corte los detalles de la misma.

De acuerdo a su extensión y características principales, la Hidrología distingue dos "tamaños" de cuencas.

Desde el punto de vista hidrológico, una cuenca pequeña es aquella en que predominan las características físicas del suelo respecto a las del cauce, -- por lo que es muy sensible a lluvias cortas e intensas y al tipo y uso del suelo. En una cuenca pequeña el efecto del escurrimiento superficial sobre el terreno supera al efecto de almacenamiento y regulación en los cauces naturales. Por el contrario, en áreas grandes el efecto del almacenamiento en el cauce es muy pronunciado, lo que disminuye la sensibilidad

de la cuenca.

Por lo expresado anteriormente se observa la dificultad de distinguir entre áreas de drenaje grandes y pequeñas tomando en cuenta solamente el tamaño del área; para fines prácticos, de acuerdo a estudios, Chow propone como límite máximo de extensión de cuencas pequeñas unos 250 km². Hay que hacer notar sin embargo, que el criterio de los hidrólogos difiere notablemente sobre este aspecto.

El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores, siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca. Son principalmente su área, pendiente, características del cauce principal, como son su longitud y pendientes, elevación de la cuenca y red de drenaje.

A continuación se describirán algunas técnicas para estimar cuantitativamente las características fisiográficas, según su uso.

AREA.

El área drenada de una cuenca, es el área, pro

yección horizontal encerrada por el parteaguas. Su valor se determina generalmente con el apoyo del planímetro y se expresa en kilómetros cuadrados o hectáreas.

PENDIENTE

Existen varios criterios, dependiendo del uso posterior que se le vaya a dar al resultado, su elección.

CRITERIO DE ALVORD.

La pendiente de la cuenca, es el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área.

$$S_c = \frac{D L}{A}$$

S_c pendiente de la cuenca

D desnivel constante entre curvas de nivel, km

L longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, km

A área de la cuenca, km²

ELEVACION

La variación en elevación de una cuenca, así como su elevación media, puede obtenerse con el método de las intersecciones. El plano topográfico de la cuenca, se divide en cuadros de igual tamaño, considerando mínimo 100 intersecciones dentro de la cuenca. La elevación media es igual a la suma de todas las elevaciones entre el número total de intersecciones.

$$E_M = \frac{\sum \text{Elev. Inters.}}{\text{Núm. Inters.}} \quad (\text{msnm})$$

E_M Elevación media de la cuenca, msnm

RED DE DRENAJE

Otras características importantes de una cuenca, son las trayectorias o el arreglo de los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, la forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las corrientes dependiendo del tipo de escurrimiento pueden ser efímeras, intermitente o perenne.

Las efímeras son las que llevan agua cuando llueve o después de ella.

Intermitente, lleva agua casi siempre, pero principalmente en época de lluvias; su aportación cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

Perenne, contiene agua todo el tiempo; el nivel freático se conserva por arriba del fondo del cauce.

Dependiendo del número de tributarios pueden ordenarse las corrientes. Así, aquella que no tenga ningún tributario, será orden 1; etc. El orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. Se requiere de un plano de la cuenca que contenga todas las corrientes para hacer esta clasificación.

En cuanto a la longitud de los tributarios, esta es una indicación de la pendiente de la cuenca. Generalmente

ralmente las áreas escarpadas y bien drenadas tienen varios tributarios pequeños; las regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables, tienen tributarios largos.

La longitud de las corrientes, en general, se mide a lo largo del eje del valle sin tomar en cuenta meandros.

PENDIENTE DEL CAUCE.

El perfil de un cauce puede graficarse, llevando distancias horizontales medidas sobre el cauce, contra sus elevaciones correspondientes. La pendiente del tramo será el desnivel entre sus extremos dividido por la longitud de dicho tramo.

$$S = \frac{H}{L}$$

Su aproximación dependerá de que la longitud del tramo analizado se vaya disminuyendo.

Una forma recomendable de determinar la pendiente, es compensando la gráfica, apoyando la línea en el extremo final del tramo por estudiar.

17 CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE INDICADO EN LA FIGURA, USANDO LA FORMULA DE TAYLOR - S.

Mediante la formula de Taylor y Schwars, puede obtenerse un valor real de la pendiente de un rio, considerando formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del rio.

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_M}}} \right]^2$$

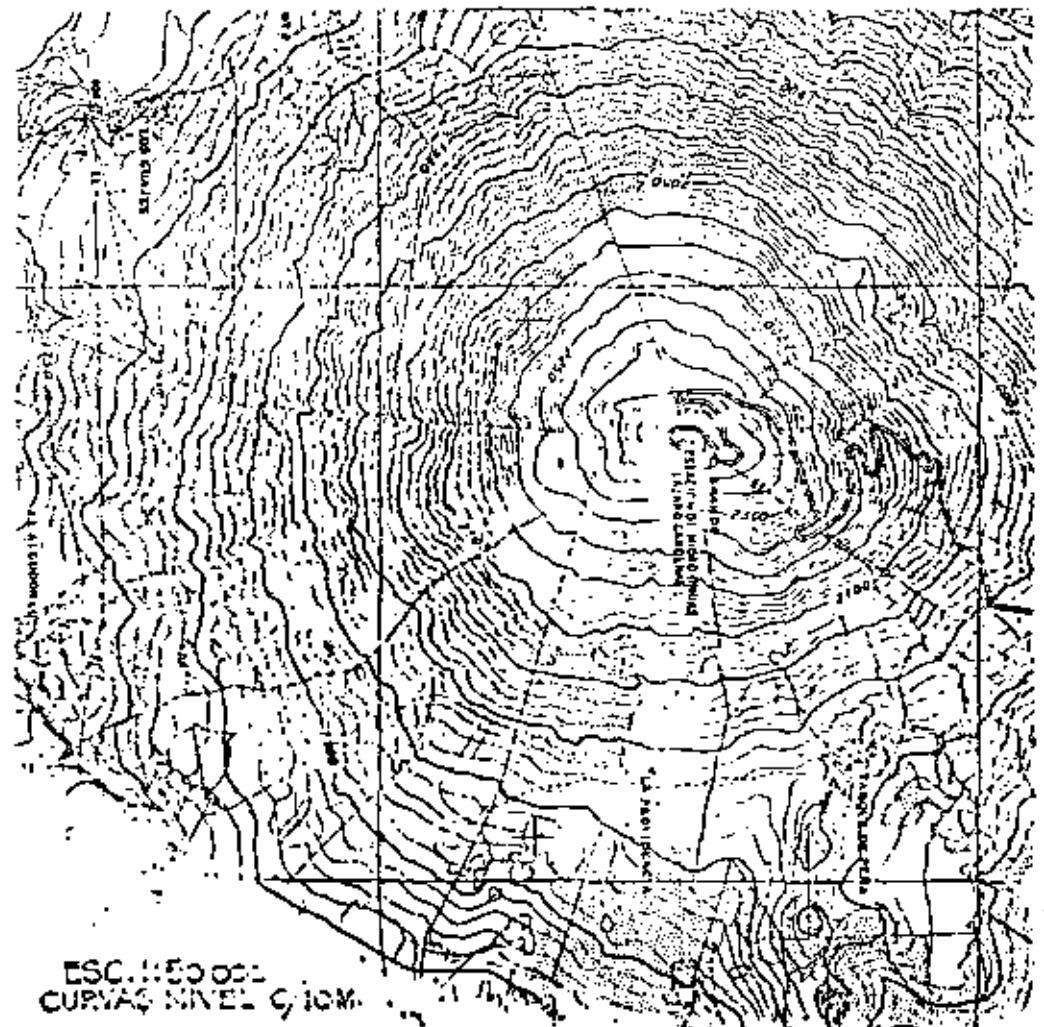
CON LA TOPOGRAFIA ESC. 1:50 000 Y LAS CURVAS DE NIVEL CADA 10M, SE DIBUJA EL PERFIL DEL CAUCE (FIGURA ANEXA) Y ESTE SE SUBDIVIDE EN TRAMOS IGUALES DE 500M PARA DETERMINAR SUS PENDIENTES ESTOS VALORES APARECENTABULADOS

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \frac{1}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_M}}} \right]^2$$

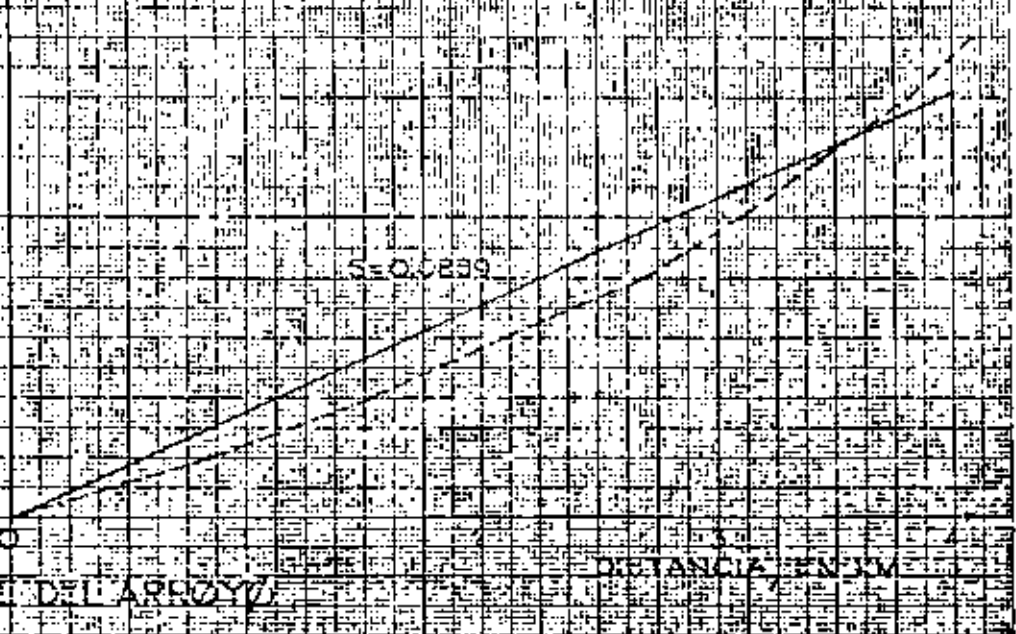
número de segmentos iguales, en los cuales se subdivide el tramo en estudio.

S_1, S_2, \dots, S_M pendiente de cada segmento

pendiente media del tramo en estudio.



ESC. 1:50 000
CURVAS NIVEL 10M.



A.2.- PRECIPITACION

El término precipitación, desde el punto de vista hidrológico, agrupa todas las formas de agua que se deposita en la superficie terrestre, proveniente del vapor atmosférico. Las formas de precipitación principales son rocío, llovizna, lluvia, granizo, escarcha y nieve, de las cuales la más común es la lluvia.

La precipitación es el producto del enfriamiento y condensación del vapor atmosférico. Por la manera en que ascienden las masas de aire caliente, se enfrían y su humedad se condensa, podemos distinguir tres tipos de precipitación: convectiva, orográfica y ciclónica.

a) Precipitación por convección

Se manifiesta por el levantamiento de masas de aire ligero y caliente que ocurre cuando se encuentran rodeadas por masas de aire más densas y frías, o bien, debido a la diferencia de temperatura entre la superficie terrestre y el aire en contacto con ella. Conforme se van elevando, las masas de air

PENDIENTE DE LOS TRAMOS DE ESCALA, EN QUE SE SUBDIVIENE:

TRAMO L EN M	DESIGNACION H M	PENDIENTE S _i	$\frac{1}{S_i}$	$\frac{1}{S_i^2}$
1	80	0.04	0.2449	4.083
2	61.5	0.035	0.2541	5.425
3	47.5	0.03	0.2645	6.780
4	30	0.025	0.2715	8.430
5	15	0.02	0.25	10.000
6	240	0.11	0.3614	9.018
7	207.5	0.121	0.3674	10.221
8	122	0.155	0.3637	11.540
TOTAL				26.925

ALICANDO LA EXPRESION, SE OBTIENE LA PENDIENTE:

$$= \left(\frac{2}{26.925} \right)^2 = 0.0039$$

se enfrían y su humedad se condensa dando origen a la precipitación.

b) Precipitación orográfica.

En este caso, la elevación de la masa de aire caliente se debe al choque de la misma con las barreras montañosas. La precipitación tiene lugar, igual que en el caso anterior, al enfriarse y condensarse la masa de aire ascendente.

c) Precipitación ciclónica

Ocurre cuando masas de aire en movimiento, con diferentes condiciones de temperatura y humedad, se encuentran en contacto. El levantamiento se origina por convergencia horizontal al entrar la masa de aire en una zona de baja presión.

Se han desarrollado muchas técnicas y existe una gran variedad de instrumentos para medir las características de la precipitación. Toda forma de precipitación se mide en base a la altura de agua acumulada (o lámina de agua) sobre una superficie horizontal, generalmente en milímetros.

Los aparatos más comúnmente usados para medir la lluvia son el pluviómetro y el pluviógrafo.

El pluviómetro consta esencialmente de un recipiente cilíndrico con un embudo en la parte superior que descarga a un vaso colector de menor diámetro que el recipiente. Midiendo la altura alcanzada por el agua en el colector y multiplicándola por la relación de áreas transversales de colector y receptor, se obtendrá la altura de precipitación.

Existen pluviógrafos de muchos tipos. Por medio de este aparato se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Uno de los más sencillos consiste en un recipiente que descansa sobre un resorte. Conforme se acumula el agua en el recipiente, el resorte se contrae. Un estilote acoplado al resorte, gráfica las contracciones del mismo sobre un tambor de eje vertical que gira mediante un mecanismo de relojería. Las gráficas así obtenidas, muestran la relación de la altura de lluvia acumulada con respecto al tiempo. En una gráfica de este tipo, el incremento de altura de lluvia en un intervalo de tiempo da-

do, nos dará la rapidez media de precipitación; así mismo, la pendiente de la gráfica para un tiempo dado representará la rapidez instantánea de precipitación.

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación, que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó.

Se mide generalmente en mm/hora y la designaremos con la letra i .

Una gráfica que indica la variación de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge arbitrariamente, se llama Hietograma. Generalmente se trabaja con alturas de lluvia en cada uno de los intervalos de tiempo en que se divide la duración de la precipitación, de ahí que el hietograma resulte un diagrama de barras, tal como se muestra en la figura anexa.

El área bajo un hietograma representa la altura de lluvia acumulada durante la precipitación.

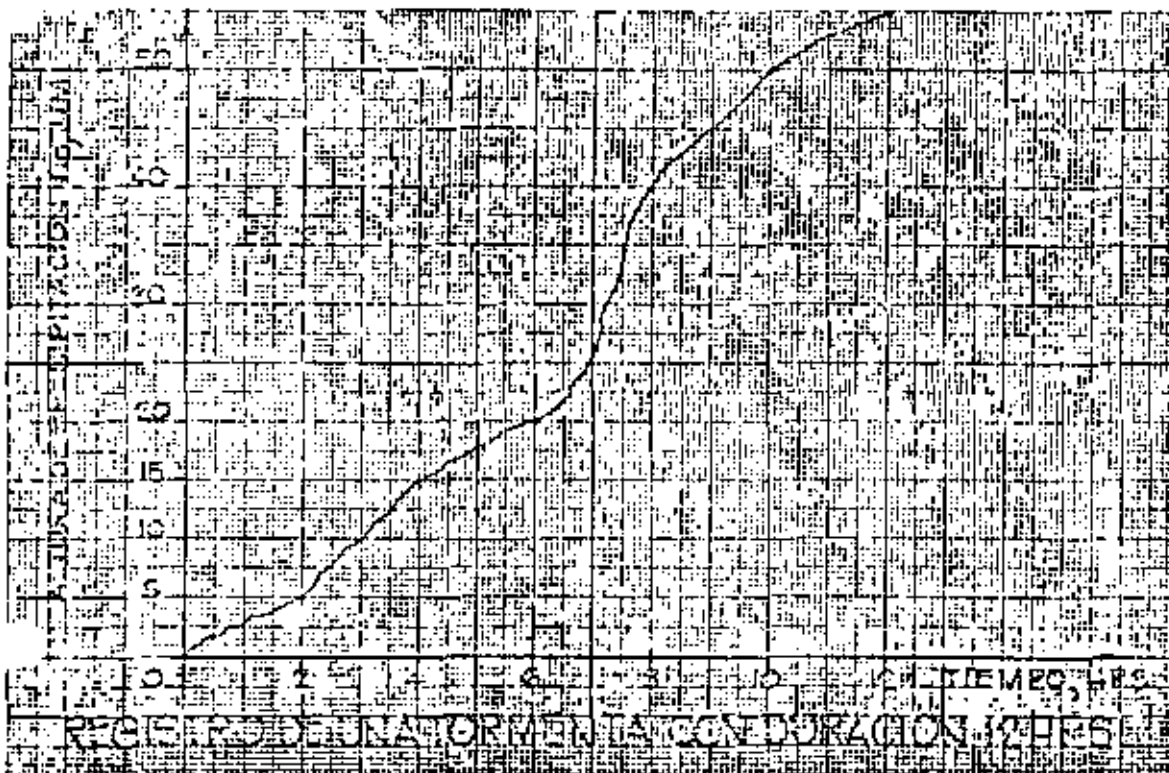
Los registros de pluviógrafos se pueden trans-

formar y obtener el hietograma de la diversas tormentas medidas.

Existen técnicas para estimar la precipitación media sobre una zona, dato necesario en la solución de algunos problemas hidrológicos. Se tratará posteriormente en detalle todo lo referente a estos métodos.

CALCULO DEL HIETOGRAMA DE UNA TORMENTA . .

HORA	ALTURA DE LLOVIA h (mm)	VARIACION DE LA h_p PARA			
		$\Delta t = 2H$	$\Delta t = 4H$	$\Delta t = 6H$	$\Delta t = 12H$
0	0				
2	5	5	15		
4	15	10		20	
6	25	5	25		55
8	40	20			
10	50	10	15	25	
12	55	5			



PROCESAMIENTO DE LOS DATOS DE PRECIPITACION

Precipitación media sobre una zona.

El análisis de los registros de precipitación requiere de algunas técnicas auxiliares en la solución de problemas hidrológicos. El cálculo de la precipitación media sobre una zona para un determinado tiempo, ha dado origen a varias técnicas de este tipo.

La lámina de precipitación media en una zona, que generalmente es una cuenca o un grupo de ellas, puede estimarse en función de los datos de altura de lluvia registrada en estaciones pluviométricas de la zona y vecinas. La exactitud de la estimación dependerá fundamentalmente de la cantidad de estaciones utilizadas para el cálculo.

Existen tres criterios principales para resolver el problema:

a) Promedio aritmético

Se utiliza cuando se desconoce la localiza-

ción de las estaciones en la zona de estudio, o bien, cuando se quiere tener únicamente una idea del orden de magnitud de la precipitación media. Es el criterio más rápido y al mismo tiempo el más impreciso. La lámina de precipitación media se calcula sumando la altura de lluvia registrada en las estaciones de la zona para el tiempo considerando y dividiendo entre el número de estaciones. El método da resultados aceptables cuando la distribución de la lluvia es más o menos uniforme y las estaciones cubren toda el área de la zona en estudio.

b) Criterio de Thiessen

Para la aplicación de este método se requiere un plano de localización de la zona en estudio que muestre la posición de las estaciones utilizadas en el análisis.

El método supone que cada estación tiene influencia en un área determinada, cuyas dimensiones dependen de la posición relativa entre las estaciones. Dentro del área de influencia de una estación dada se considera una altura de precipitación uniforme e

igual a la registrada en la estación. La lámina de precipitación media sobre toda la zona se calcula efectuando la suma de productos de las alturas de lluvia registradas por sus respectivas áreas de influencia y dividiendo entre el área total considerada, es decir:

$$h_M = \frac{\sum h_i A_i}{A} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n h_i \cdot A_i$$

h_M altura de precipitación media en la zona

h_i altura de precipitación en la estación i

A_i área de influencia de la estación i

A área total de la zona en estudio

n número de estaciones consideradas

El área de influencia de cada estación se determina geoméricamente sobre un plano de la zona. Primero se unen con rectas las estaciones más próximas hasta lograr una red de triángulos; trazando las mediatrices de los triángulos se obtendrán los polígonos de influencia de cada estación.

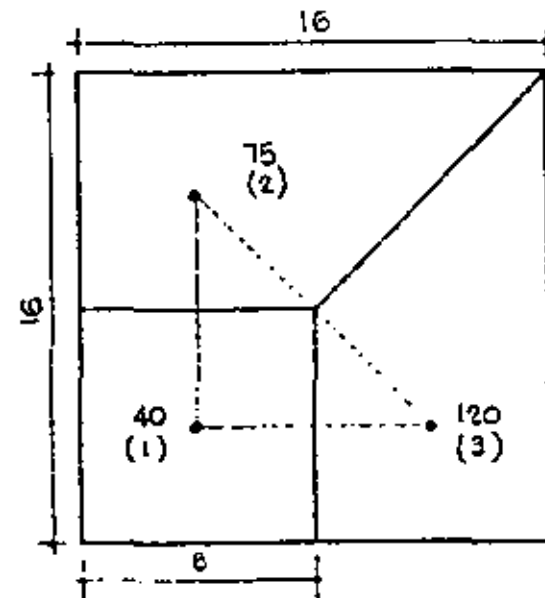
c) Método de las isoyetas

Para la aplicación de este criterio también se requiere un plano donde se muestre la posición relativa de las estaciones de la zona.

Se llaman isoyetas las curvas que unen puntos con igual altura de precipitación. Este método es más racional que los anteriores, pues toma en cuenta la distribución de la precipitación dentro de la zona en estudio, sin embargo, su aplicación correcta depende de un cierto criterio en la interpretación de los datos para configurar el plano de isoyetas. Deben tenerse en cuenta las características topográficas de la zona, sobre todo cuando la precipitación es orográfica en donde generalmente el patrón de isoyetas se adapta a las curvas de nivel del terreno.

Para calcular la altura de precipitación media sobre la zona en estudio se aplica la anterior ecuación con la salvedad de que en este caso A_i es el área entre dos isoyetas contiguas, h_i es la altura de precipitación media entre ellas y n el número de zonas entre isoyetas.

APLICANDO POLIGONOS DE THIESSEN, DETERMINAR LA ALTURA DE PRECIPITACION MÉDIA PARA LA CUENCA INDICADA.



ESTACION	ALTURA DE PRECIPITACION h_{pi} MM	AREA DEL POLIGONO A_i KM ²	CUENCA TOTAL A_i/n	$\frac{A_i}{A} \cdot h_{pi}$ MM
1	40	64	25.0	10
2	75	96	37.5	23.1
3	120	96	37.5	45
SUMA	235	256	100.0	83.1

THIESSEN... $h_{p_{Ti}} = 83.1$ MM

PROMEDIO ARITMETICO... $h_{p_{Ar}} = \frac{235}{3} = 78.3$ MM.

32-11-1
 CON EL METODO DE THIESSSEN, OBTENER LA
 ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA, PARA UNA TORMENTA
 DE 24 HORAS, DE LA CUENCA INDICADA EN LA
 FIGURA ANTERIOR.

EN LA FIGURA SE MUESTRA EL TRAZO DE LOS POLIGONOS
 DE THIESSSEN PARA LA CUENCA EN ESTUDIO. TAMBIEN
 SE INDICAN LA ALTURA DE PRECIPITACION REGISTRADA
 EN LAS DIVERSAS ESTACIONES DURANTE LA TORMENTA.

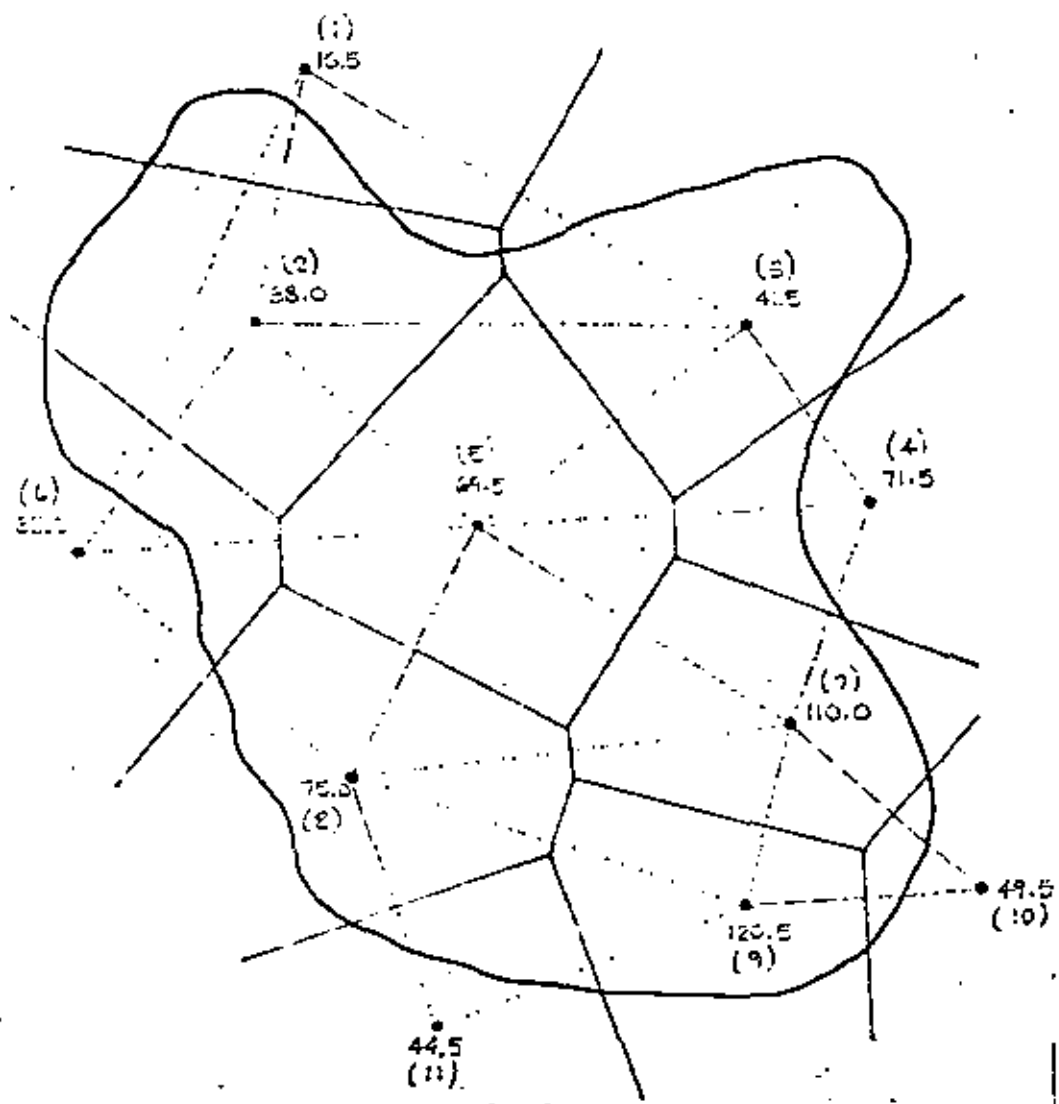
LOS DATOS DISPONIBLES SE ORDENARON EN LA TABLA
 SIGUIENTE.

ALTURA DE PRECIPITACION P_i MM	AREA DEL POLIGONO A_i KM ²	9/10 AREA TOTAL $\frac{A_i}{A}$	$\frac{A_i}{A} \cdot P_i$ MM
16.5	17	0.1	0.10
38.0	580	20.4	7.75
41.5	475	15.0	6.25
71.5	15	0.5	0.36
64.5	400	17.2	12.80
33.5	25	0.9	3.50
110.0	310	18.0	19.80
75.0	310	14.0	10.50
120.5	310	18.0	21.70
41.5	5	0.2	0.15
44.5	14	0.5	0.22
475.0	2619	100.0	78.58

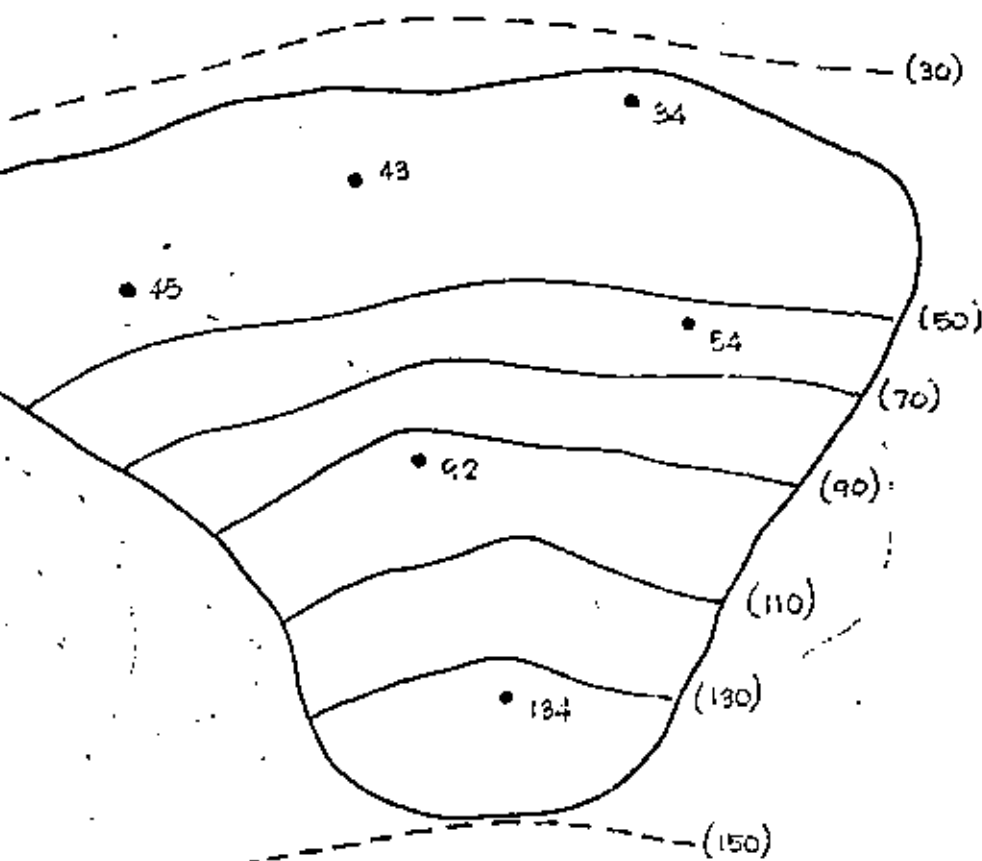
PRECIPITACION MEDIA = $\frac{\sum \frac{A_i}{A} P_i}{\sum \frac{A_i}{A}} = 78.58 \text{ MM}$

CON EL METODO DEL PROMEDIO ARITMETICO, TENDREMOS:

PRECIPITACION MEDIA = $\frac{\sum P_i}{N} = \frac{1075.0}{14} = 76.8 \text{ MM}$



34
 POR EL METODO DE LAS ISOYETAS, DETERMINAR LA ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA DE LA CUENCA MOSTRADA, PARA UNA TORMENTA DE 24 HORAS.



ESTIMACION DE DATOS FALTANTES

El procesamiento de los datos pluviométricos para su aplicación a problemas hidrológicos requiere registros continuos de precipitación a lo largo de todo el periodo de análisis. Se describen a continuación unos métodos para completar los registros.

Método de las estaciones auxiliares

Para estimar los datos faltantes en una estación pluviométrica en base a registros simultáneos continuos de tres estaciones circundantes a la estación en estudio, cercanas y distribuidas lo más uniformemente posible, pueden prorratearse los valores de la precipitación anual normal como se indica en la siguiente ecuación:

$$\bar{P}_X = \frac{1}{3} \left(\frac{N_X}{N_A} \cdot P_A + \frac{N_X}{N_B} \cdot P_B + \frac{N_X}{N_C} \cdot P_C \right)$$

en donde:

P_X precipitación faltante en la estación en estudio

ISOYETAS	ALTURA DE PRECIPITACION h_{p_i} MM.	AREA ENTRE ISOYETAS A_i KM ²	$h_{p_i} \cdot A_i$ MM·KM ²
150-130	120	261	26 700
130-110	120	120	14 400
110-90	100	190	19 000
90-70	80	180	14 400
70-50	60	200	12 000
50-30	40	600	24 000
SUMA		1551	120 500

PRECIPITACION MEDIA = $\frac{\sum_{i=1}^N h_{p_i} \cdot A_i}{A} = \frac{120 500}{1551} = 77.8$ mm

P_A	P_B	P_C	precipitación en las estaciones auxiliares A, B y C
N_X			precipitación normal anual en la estación en estudio
N_A	N_B	N_C	precipitación normal anual de las estaciones auxiliares A, B y C.

observaciones, para propósitos prácticos, el área representativa promedio puede considerarse de unos 25 km² de extensión.

Algunos autores generalizan la aplicación del criterio para cualquier número de estaciones auxiliares recomendando, solamente, que las distancias a la estación en estudio sean del mismo orden.

Otro criterio sería, si la precipitación anual normal en cada una de las estaciones auxiliares difiere en menos del 10% de la registrada en la estación en estudio, para estimar el o los valores faltantes, se hace un promedio aritmético con los valores registrados en esa fecha en las estaciones auxiliares.

SUPERFICIE REPRESENTATIVA DE UNA ESTACION PLUVIOMETRICA.

Existen numerosas ecuaciones para relacionar la lluvia registrada en una estación con el tamaño del área circundante que pueda considerarse representativa de los datos de dicha estación. De acuerdo a las

CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA-DURACION.

Para muchos problemas hidrológicos es importante conocer la máxima cantidad de precipitación que ocurre sobre diversas áreas debido a tormentas de diferentes duraciones. Para obtener estos datos se deben analizar las tormentas mas desfavorables.

Para hacer el análisis de una tormenta, se debe calcular primero el plano de isoyetas debido a ella, a continuación se calcula la precipitación media para las áreas entre isoyetas. Con lo anterior tendremos la precipitación media para cada área, pero para la duración total de la tormenta.

Para obtener los valores altura de lluvia áreas para otras duraciones de tormenta, se calcula la curva masa pesada valorando la influencia de cada estación dentro del área de la cuenca en estudio, con base en los polígonos de Thiessen.

La curva masa es la valoración de la altura de precipitación respecto al tiempo y se obtiene de las estaciones pluviográficas. Las precipitaciones máxi-

mas en las diversas estaciones, para distintas duraciones, se determinan a partir de los datos de registro. Todas las estaciones dentro del área en estudio deberán tener pluviógrafo, o en su defecto, se conocerá la distribución de la tormenta por medio de otras estaciones, y de ahí hacer inferencias para las demás.

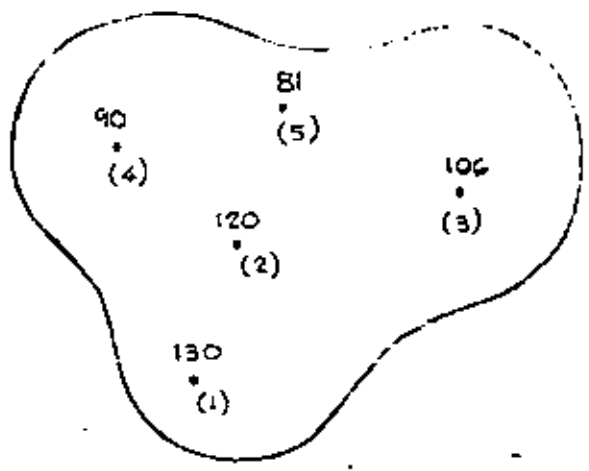
Como el análisis requerido es para los valores máximos, ya conocida la curva masa pesada para cada área, se podrán obtener esos máximos valores de precipitación para cada período diferente de duración, haciendo las máximas combinaciones con los incrementos de precipitación resultantes.

Para propósitos prácticos se considera que las máximas combinaciones de registro de precipitación obtenida en una estación puedan considerarse representativas de una área, circunvecina a dicha estación de 25 km².

CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA - DURACION 40

SE HARA EL ANALISIS DE TORMENTA QUE SE CONSIDERE MAS DESFAVORABLE CON UNA DURACION DE 24 HR.

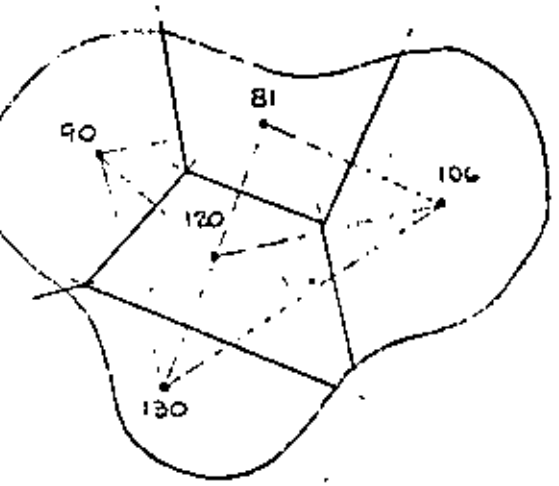
SE TUVIERON ESTOS DATOS:



CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA... (TABLA I)

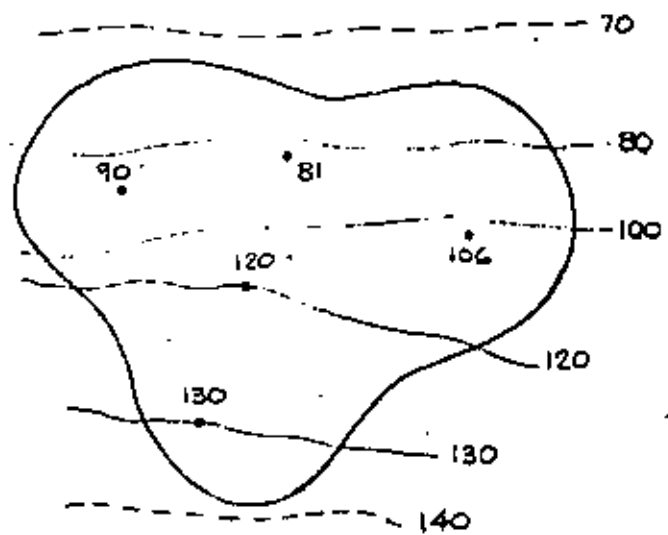
ISOTETA	ALTURA DE PRECIPITACION P_i (MM)	AREA ENTRE ISOTETAS A_i (KM ²)	$P_i \cdot A_i$
140-120	130	200	26 000
120-100	110	306	33 600
100-80	90	298	26 900
80-70	75	138	10 400
SUMA		942	96 900

PRECIPITACION MEDIA $h_{pM} = \frac{96900}{942} = 102 \text{ MM}$



SE TRAZAN LOS POLIGONOS DE THIESSEN

SE TRAZAN LAS ISOTETAS DE LAS TORMENTAS



42

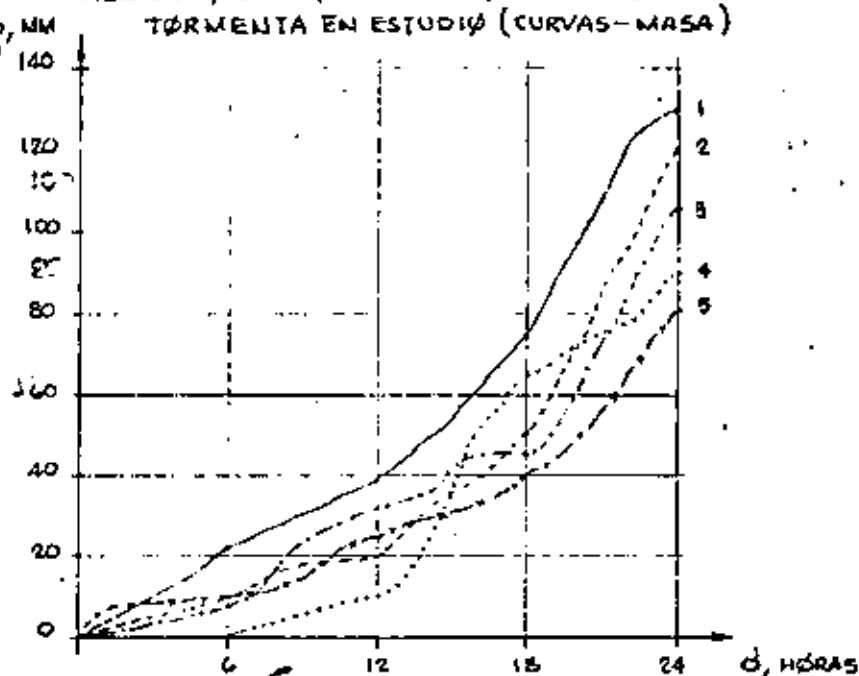
VOLUMEN DE LA PRECIPITACION MEDIA PARA LAS AREAS DENTRO DE LAS ISOTETAS (TABLA 2)

	(2) AREA ENCERRADA (KM ²)	(3) AREA NETA (KM ²)	(4) PRECIP. MEDIA (MM)	(5) VOLUMEN DE PRECIP. (KM ² .MM)		(7) PRECIP. MEDIA (MM)
				INCL. O.	ACUM.	
	200	200	130	26 000	26 000	130
	506	306	110	33 600	59 600	118
	804	298	90	26 900	86 500	107
	942	138	75	10 400	96 900	102

ISOTETAS DE LA CUENCA
 AREA TOTAL ENTRE LAS ISOTETAS Y EL PARTEAGUAS
 AREA ENTRE LAS ISOTETAS
 PRECIPITACION MEDIA ENTRE CADA DOS ISOTETAS Y
 CORRESPONDE A LOS VALORES P_i DE LA TABLA ANTERIOR
 SE OBTIENE DE MULTIPLICAR (3) POR (4)
 LA SUMA ACUMULADA DE LOS VALORES ANTERIORES
 SE OBTIENE DE DIVIDIR (6) ENTRE (2), Y SON LOS
 VALORES DE LA h_p PARA LAS AREAS ENTRE ISOTETAS

43

REGISTROS DE PLOVIÓGRAFOS PARA LA TORMENTA EN ESTUDIO (CURVAS-MASA)

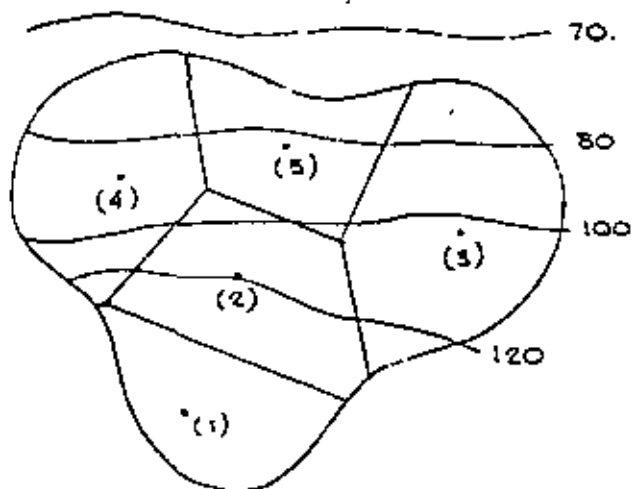


CON LOS DATOS DE LLUVIA TOMADOS DE LA CURVA MASA, SE FORMA EL SIGUIENTE CUADRO (TABLA 3)

ESTACION	PRECIPITACION ACUMULADA (MM)				PRECIPITACION MAXIMA ABSOLUTA (MM)			
	6	12	18	24	6	12	18	24
1	22	39	75	130	55	80	110	130
2	10	20	50	120	71	100	111	120
3	8	32	45	106	62	74	99	106
4	0	10	65	90	56	81	90	90
5	10	25	40	81	21	56	71	81

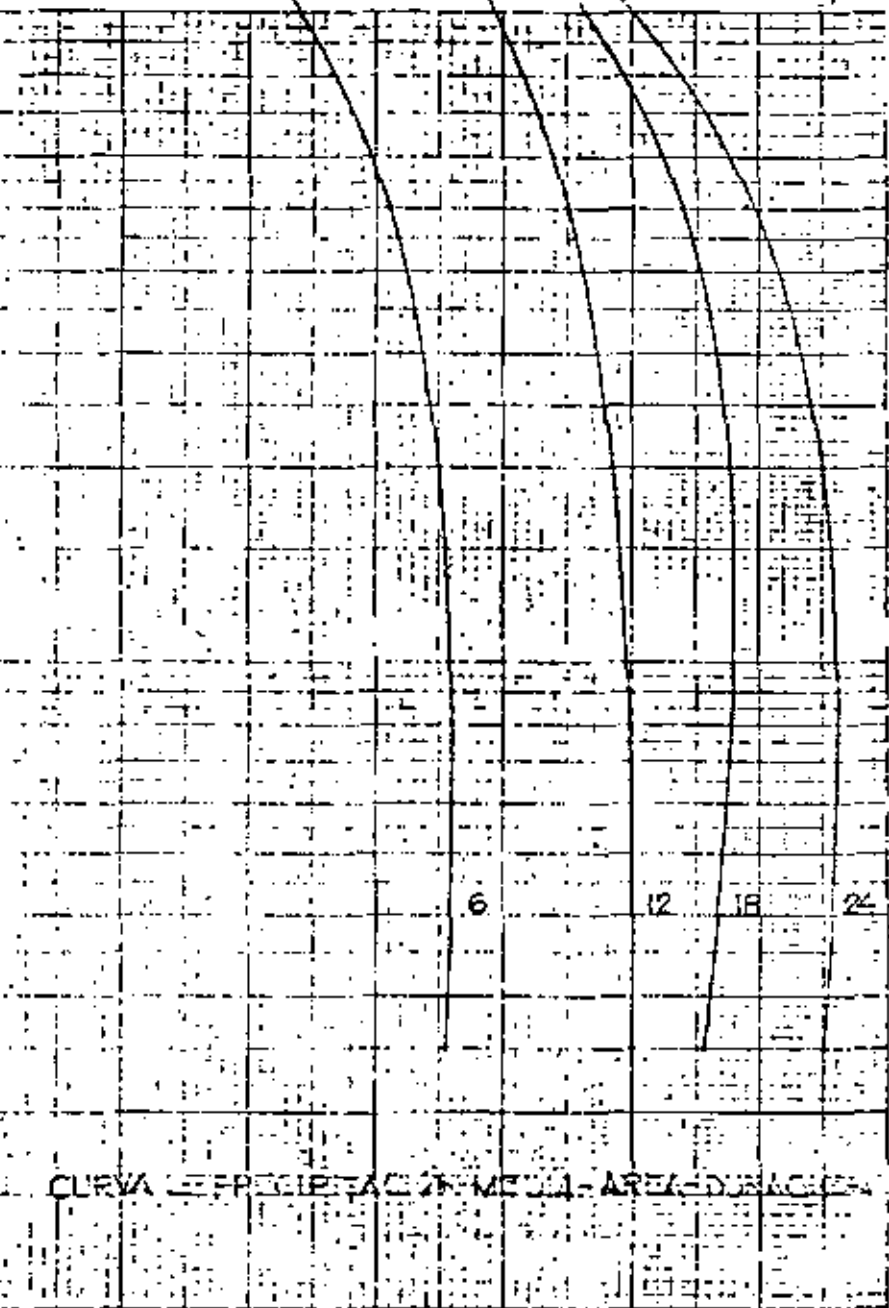
COMBINACIÓN MÁXIMA ENTRE ALTURA DE PRECIPITACIÓN
MEDIA Y DURACIONES.

SE ELABORA LA FIGURA RESULTANTE DE LA
SUPERPOSICIÓN DE LOS POLÍGONOS DE THIESSEN
DE LAS ISÓMETAS DE LA TORMENTA, DE LAS
ESTACIONES CONSIDERADAS.



PARA CALCULAR LAS ALTURAS DE PRECIPITACIÓN -
EA PARA DIFERENTES TIEMPOS, TODOS SUB-
MULTIPLICOS DE LA DURACIÓN TOTAL, SE PROCEDA
ELABORAR UN CUADRO QUE CONTENGA LA
FORMACIÓN PROCESADA.

ISÓMETA ENVOLVENTE			DESCRIPCIÓN	AREA EFEC. THIESSEN %	DURACION EN HORAS			
MM	PRECIP. MEDIA (MM)	AREA TOTAL (KM ²)			6	12	18	24
120	130	200	ESTACION 1	60	13	23	45	78
			ESTACION 2	30	3	6	15	34
			ESTACION 3	10	1	3	5	11
			CURVA MASA MEDIA	100	17	32	45	125
			C.M. AJUSTADA		18	33	48	130
			INCREMENTO AJUST.		18	15	35	62
			PRECIP. MAX. - DURAC.		62	47	115	130
100	110	506	ESTACION 1	20	4	8	15	26
			ESTACION 2	40	4	8	20	48
			ESTACION 3	30	2	4	13	32
			ESTACION 4	7	0	1	5	6
			ESTACION 5	3	0	1	1	2
			CURVA MASA MEDIA	100	10	27	54	114
			C.M. AJUSTADA		10	28	56	118
INCREMENTO AJUST.		10	18	28	62			
PRECIP. MAX. - DURAC.		62	40	108	118			
80	107	804	ESTACION 1	12	3	5	9	16
			ESTACION 2	20	2	4	10	24
			ESTACION 3	30	2	4	13	32
			ESTACION 4	25	0	3	16	23
			ESTACION 5	13	1	3	5	10
			CURVA MASA MEDIA	100	8	24	53	105
			C.M. AJUSTADA		8	24	54	107
INCREMENTO AJUST.		8	16	30	53			
PRECIP. MAX. - DURAC.		53	33	94	105			
70	102	942	ESTACION 1	10	2	4	7	13
			ESTACION 2	18	2	4	9	21
			ESTACION 3	32	3	10	14	34
			ESTACION 4	24	0	3	17	23
			ESTACION 5	14	1	4	6	11
			CURVA MASA MEDIA	100	8	25	53	102
			C.M. AJUSTADA		8	25	53	102
INCREMENTO AJUST.		8	17	28	49			
PRECIP. MAX. - DURAC.		49	27	94	102			
		25	REGISTRO MAS DESFAVORABLE EN UNA ESTAC.		71	100	111	130



DESCRIPCION DEL CUADRO ANTERIOR.

- (1) ISOYETA, que se estudia o analiza.
- (2) PRECIPITACION MEDIA, este valor se tiene en el cuadro del cálculo de la Precipitación Media para las áreas dentro de las isoyetas, columna (7).
- (3) AREA TOTAL, es el área entre la isoyeta y el parteaguas. Este dato aparece en el cuadro del cálculo de la Precipitación media para las áreas dentro de las isoyetas, columna (2).
- (4) DESCRIPCION, indica las estaciones que están dentro del área comprendida entre la isoyeta y el parteaguas. Además se indica el cálculo de la Curva Masa Media, Curva Masa Ajustada, Incremento Ajustado y Precipitación Máxima-Duración.
- (5) AREA EFECTIVA, es el % del área del polígono de Thiessen de cada estación al área de la isoyeta.

Procedimiento: se planimetrea la porción del polígono y su área se divide entre el área total de la isoyeta, expresándose en %. Esto mismo se hace para cada porción de polígono que está dentro de la isoyeta y el parteaguas.

- (6) En estas columnas se indican los valores de la precipitación para 6, 12, 18 y 24 horas para cada una de las estaciones --
- (7) indicadas. Estos valores son el producto de la Precipitación Acumulada (Tabla 2) por su % de área efectiva.
- (8) Por ejemplo: Estación 1.- $60\% \times 6 \text{ hrs.} = 22$
- (9) $12 \text{ hrs.} = 39$

CURVA MASA MEDIA, es la suma de cada uno de los valores que están en las columnas (5), (6), (7), (8) y (9).

CURVA MASA AJUSTADA, son los valores corregidos de la Curva Masa Media que se obtienen de la aplicación del factor que resulta de dividir la Precipitación Media dentro de las isoyetas (tabla 2) entre la correspondiente a las 24 hr. de la Curva Masa Media. Este factor multiplica a los valores de la C. M. M. para las duraciones indicadas, --

teniendo de esta manera el ajuste.
 Por ejemplo: $130 / 125 \times 17 = 18$ $118 / 114 \times 10 = 10$
 $130 / 125 \times 32 = 33$ $118 / 114 \times 27 = 28$

INCREMENTO AJUSTADO, son los incrementos de precipitación para cada intervalo de tiempo (6 horas), valores tomados de la Curva Masa Ajustada.

Por ejemplo: $18 - 0 = 18$, $33 - 18 = 35$, etc.

CURVA DE PRECIPITACION MEDIA - AREA DURACION

PRECIPITACION MEDIA (MM)

PRECIPITACION MAXIMA - DURACION, es el valor que se obtiene de maximizar los Incrementos Ajustados o sea se trata de encontrar la máxima relación entre las lluvias y el tiempo. Para el primer intervalo de tiempo, se escoge el mayor Incremento Ajustado, por ejemplo 62 mm; para una duración de dos intervalos, se busca la combinación de dos Incrementos Ajustados que den una altura mayor, por ejemplo $62 + 35 = 97$ mm, etc.

REGISTRO MAS DESFAVORABLE EN UNA ESTACION, para hacerlo, se considera que los datos de una estación pluviográfica son representativos de una área de 25 km². Estos datos, se toman de la Tabla , escogiendose los valores mayores de la Precipitación Máxima Absoluta para 6, 12, 18 y 24 hrs.

CON LOS VALORES DE LA PRECIPITACION MAXIMA - DURACION Y LOS DE SU AREA TOTAL CORRESPONDIENTE, se procede a trazar las CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA - DURACION.

ANALISIS DE LOS REGISTROS DIARIOS DE LLUVIA.

Debido a los pocos pluviógrafos de que se dispone, generalmente se desconocen las características de las lluvias en una zona, aunque se disponga de pluviómetros. En realidad, el problema que se tiene es que como las lecturas del pluviómetro se hacen cada 24 horas, no se puede conocer, al anotar una altura de lluvia registrada en ese período, si corresponde a una sola tormenta o a una sucesión de ellas y cual es la duración real de cada una de ellas.

En el caso de disponer de un pluviógrafo dentro de la zona por analizar, los registros de los pluviómetros se pueden ajustar e inferir la curva masa de la tormenta correspondiente a cada pluviómetro con base en una relación lineal con el registro de pluviógrafo. La precisión de esta relación depende de la exactitud de la correlación entre cada estación pluviométrica con la estación pluviográfica. Además, es necesario considerar la distancia entre las estaciones y si estas se encuentran en una zona meteorológicamente homogénea.

Una zona es homogénea meteorológicamente, si la posibilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad es la misma en todos los puntos de la zona. Esto implica que si la zona es homogénea, la curva masa de la lluvia registrada por un pluviógrafo es representativa de la distribución de la tormenta en dicha zona.

PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.-

Para algunos problemas de diseño, por ejemplo, vertedores, conviene conocer la precipitación máxima que se puede presentar en la cuenca por drenar. Se puede pensar que exista un límite superior de esta, la cual se designa como PMP.

Puede determinarse.

- a) Preparando curvas de PMP-Area-duración representativas de la región donde está situada la cuenca.
- b) Selección, a partir de esas curvas, de la tormenta por usar en la cuenca estudiada.

Para preparar las curvas, se calculan las correspondientes a todas las tormentas que puedan transportarse a la región y se seleccionan las más desfavorables. Algunas veces se corrigen, usando un factor de humedad.

Existe otro método, que consiste en maximizar las lluvias que se presenten en montañas.

Se basa en la trasposición de tormenta, denominando al método como isoporcentaje.

Se debe contar con isoyetas de tormentas de 24 hrs. y con isoyetas medias anuales de la cuenca en estudio.

Las isoyetas de tormentas, son las que se transportan.

Se deducen los puntos de intersección que representan la relación entre las isoyetas media, anual y las isoyetas de una cierta tormenta.

Posteriormente se trazan curvas con igual relación, las cuales se denominan curvas de isoporcentaje.

INFILTRACION.-

Es el proceso mediante el cual el agua penetra en las capas superiores del suelo. La máxima lámina de agua que puede absorber un suelo bajo unas condiciones dadas, en un intervalo de tiempo, se llama ---

CAPACIDAD DE INFILTRACION (f).

La capacidad de infiltración depende de muchos factores, como son tipo de suelo, tipo de vegetación, temperatura, humedad del suelo, profundidad del nivel freático, intensidad de lluvia, etc.

La capacidad de infiltración puede medirse usando los infiltrómetros, de preferencia en pequeñas áreas cerradas, aplicando artificialmente agua al suelo. Su aplicación más favorable es en cuencas experimentales.

Estos aparatos son los de carga constante, que consiste en un molde enterrado en el suelo, sobre el que se vierte agua. El caudal de agua necesario para mantener una lámina de agua constante dividido entre

el área transversal del molde nos dará el valor de la f . Estos aparatos solo consideran la influencia del uso del suelo, vegetación y algunas variables físicas. Desde luego que los valores obtenidos de esta manera pueden cambiar con respecto a la real, por el hecho de no tomar en cuenta el efecto de las gotas de lluvia sobre el suelo (compactación y lavado de finos), la alteración de las condiciones del suelo al hincar el molde, en virtud de que el área afectada puede ser un porcentaje apreciable del área de prueba, ya que esta es pequeña.

La precipitación en exceso que es la que produce escurrimiento superficial, se define como la diferencia entre la intensidad de lluvia (i) y la capacidad de infiltración (f).

La capacidad de infiltración disminuye durante la precipitación debido, entre otras causas, el incremento en la humedad del suelo.

Para obtener la variación de la infiltración, respecto al tiempo en una cuenca para una lluvia determinada, es necesario conocer el histograma de la

tormenta, así como la distribución en el tiempo de los caudales de la corriente (hidrograma). Se podrán hacer análisis horarios, si la cuenca dispone de pluviógrafo y estación de aforos en la salida. En caso de disponer de pluviómetro, solo se harán análisis diarios.

Se han desarrollado criterios para obtener la infiltración producida por una tormenta, una vez que ha terminado el escurrimiento directo. Puede considerarse que:

$$P = Q + F$$

Donde: P = volumen de precipitación

Q = volumen de escurrimiento directo

F = volumen de infiltración

En el valor de F se está considerando el valor de la interceptación y almacenaje por depresión; ya que no es factible de medirlos.

INDICE DE INFILTRACION MEDIA.-

La diferencia entre la precipitación total y el

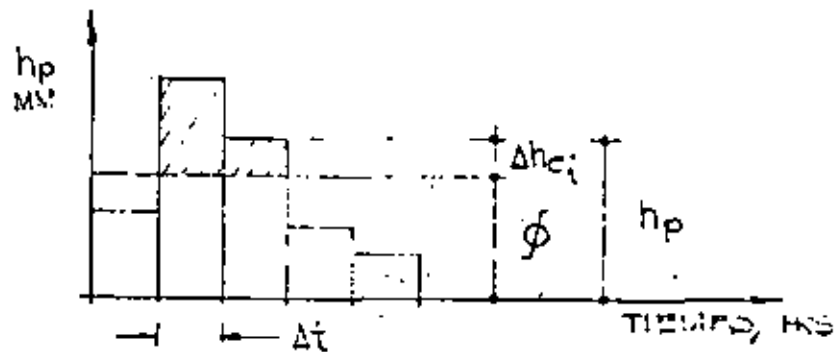
escurrimiento directo nos proporciona el valor medio de la infiltración y las pérdidas.

Este índice está basado en la hipótesis de que para una tormenta con determinadas condiciones iniciales, la cantidad de recarga en la cuenca permanece constante a través de toda la duración de la tormenta. Así, si se conoce el hidrograma de la tormenta, el índice de infiltración medida, que designaremos como β , es la intensidad de lluvia media sobre la cual el volumen de lluvia en exceso es igual al del escurrimiento directo observado.

Cabe recordar que el hidrograma es la representación de la variación de la intensidad de lluvia a intervalos de tiempo constante. Su área proporciona la altura de lluvia total durante toda la tormenta. Se supone que esta altura está distribuida uniformemente en toda el área drenada. Pueden emplearse, alturas de lluvias si no se cuentan con intensidades, para construir el hidrograma.

La hipótesis presentada corresponde al criterio propuesto por Horner y Lloyd, el cual puede quedar

representado de la siguiente manera.



El valor de ϕ , lo obtendremos por tanteos y se tendrá cuando se cumpla que:

$$\sum \Delta h c_i = l : c$$

h_e = Lluvia en exceso, que resulta de dividir el volumen de escurrimiento directo, V_d , entre el área de la cuenca, A .

$\Delta h c_i$ = Lluvia en exceso en el intervalo de tiempo, Δt .

Desde luego que cuando la variación de lluvia en el intervalo de tiempo resulte menor que el valor de ϕ supuesto, se aceptará que todo lo llovido se infiltró.

Con base en lo anterior, podemos valorar el volumen de infiltración, a partir de:

$$F = (h_p - h_e) A$$

F = volumen de infiltración

h_e = altura de lluvia en exceso

h_p = altura de lluvia debida a la tormenta, la cual es el valor de la $\sum h c_i$

Desarrollaremos un ejemplo para la aplicación -- del presente criterio.

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN (ϕ)...

DE UNA CUENCA SE OBTUVO EL HIETÓGRAMA PARA UNA TORMENTA DE 3 HORAS DE DURACIÓN, OBTENIÉNDOSE AL SEPARAR EL GASTO DIRECTO Y DIVIDIRLO ENTRE EL AREA, UNA LLUVIA EN EXCESO $h_e = 3.0 \text{ CM}$

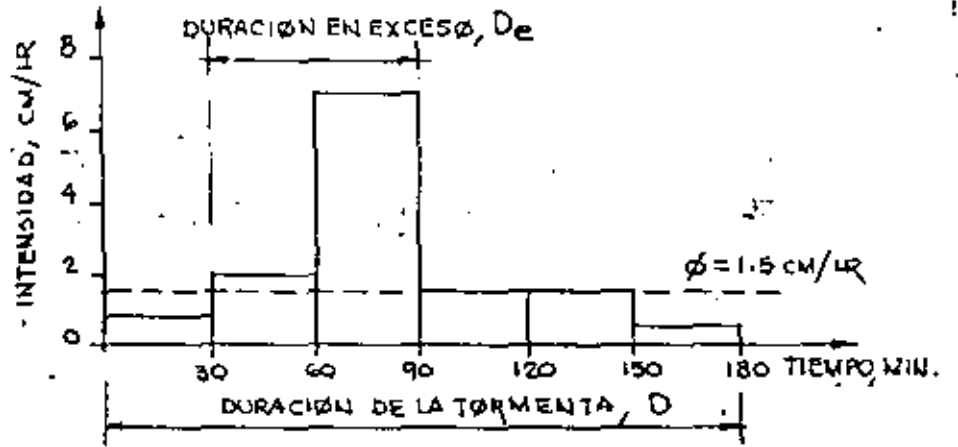
LA ALTURA TOTAL DE LLUVIA REGISTRADA FUE DE 6.6 CM Y SU DISTRIBUCIÓN SE MUESTRA A CONTINUACIÓN.

(1) DURACIÓN EN HORAS	(2) INTENSIDAD (i) CM/LR	(3) PRECIP. ACUM. (hp) CM	(4) INICIO TIEMPO (Δt) MIN	(5) PRECIP. EN EL Δt CM	(6) INTENSIDAD EN EL Δt CM/LR	(7) ORDEN ADPT. DE LA i
0.5	7.0	3.5	30	3.5	7.0	0.7
1	4.5	4.5	30	1.0	2.0	2.0
1.5	3.5	5.25	30	0.75	1.5	7.0
2	3.0	6.0	30	0.75	1.5	1.5
2.5	2.5	6.25	30	0.25	0.5	1.5
3	2.2	6.6	30	0.35	0.7	0.5

Y (2) A PARTIR DE LOS DATOS DEL PLOVIÓGRAFO EL PRODUCTO DE (1) POR (2) RESTÁNDOSE A CADA VALOR DE (3) EL VALOR ANTERIOR EL COEFICIENTE DE (5) ENTRE (4)

CON ESTOS DATOS, COLUMNA (6), SE TRAZA EL HIETÓGRAMA CORRESPONDIENTE, ORDENANDO LOS VALORES, SUPONIENDO QUE LA MAXIMA ALTURA DE LLUVIA SE PRESENTA A LA TERCERA PARTE O MITAD, DE LA DURACIÓN DE LA TORMENTA, COLUMNA (7).

HIETÓGRAMA-



PARA DETERMINAR EL VALOR DE ϕ , SE HACEN TANTEOS:

SEA $\phi = 3.0 \text{ CM/LR}$
 $h_e = (7 - 3) 0.5 = 2.0 \text{ CM/LR} < 3.0 \text{ CM/LR}$

SEA $\phi = 1.5 \text{ CM/LR}$
 $h_e = (7 - 1.5) 0.5 + (2 - 1.5) 0.5 = 2.75 + 0.25 = 3.0 \text{ CM/LR}$

POR LO TANTO EL INDICE DE INFILTRACION MEDIA ES $\phi = 1.5 \text{ CM/LR}$

COMO PUEDE VERSE EN EL HIETÓGRAMA, LA DURACION EN EXCESO D_e DE LA LLUVIA ES DE 60 MINUTOS.

CURVAS DE INFILTRACION MEDIA ...

DATOS DE TORMENTAS REGISTRADAS

TORMENTA	DURACION t HRS	INTENSIDAD i MM/HR	ALTURA DE PRECIPITACION hi MM	ALTURA DE LLUVIA TOTAL hp MM
A	0 1 2 3	20 57 30	20 57 30	107
B	3 4 5	38 16	38 16	54
C	9-18' 10-18' 11-12' 12-12' 13-18'	53 23 7 4	53 23 7 4	87

TORMENTA	ALTURA DE			DURACION EN EXCESO De HRS.	PERDIDA DE TIEMPO Δt HRS.	DURACION INFILTR. t HRS.	CAPACIDAD DE INFILTR. MEDIA f MM/HR
	LLUVIA TOTAL hp MM	LLUVIA EN EXCESO he MM	INFILTRACION MEDIA hf MM				
A	107	24.5	82.5	2	0.2	2.06	39.9
B	54	19.0	35.0	1	0.6	1.2	29.2
C	87	47.5	39.5	2	0	2	19.8

PROCESO DE CALCULO ...

AREA DE LA CUENCA, $A = 10 \text{ km}^2$

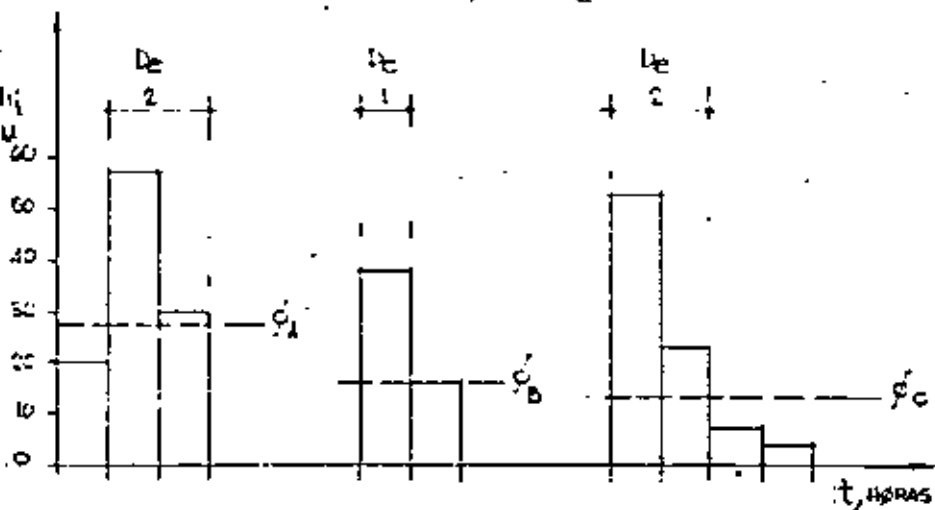
SE CALCULA LA LLUVIA EN EXCESO, $h_e = \frac{V_e}{A}$

EL VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO V_e , SE OBTIENE DEL HIDROGRAMA, O BIEN SE SUMAN TODAS LAS ORDENADAS DEL HIDROGRAMA, ES DECIR LOS GASTOS DIRECTOS; Y SI LOS REGISTROS SON PARA UN INTERVALO DE TIEMPO CONSTANTE, LA SUMA DE LOS GASTOS SE MULTIPLICARAN POR DICHO INTERVALO EXPRESADO EN SEGUNDOS.

ALTURA DE INFILTRACION MEDIA, $h_f = h_p - h_e$

DURACION EN EXCESO, D_e = COMO UNA BUENA APROXIMACION DE SU VALOR, PODEMOS TOMAR AL VALOR DE h_f COMO VALOR DEL INDICE DE INFILTRACION f , PARA CON EL, TRABAJAR EN EL HIETOGRAMA DE LA TORMENTA CORRESPONDIENTE, PARA DETERMINAR EL VALOR DE D_e .

HIENOGRAMAS PARA EL CALCULO DE D_e .



$$f_A = 82.5 \text{ MM}/3 \text{ HORAS} = \frac{82.5}{3} = 27.5 \text{ MM/HR}$$

$$f_B = 35.0 \text{ MM}/2 \text{ HORAS} = \frac{35.0}{2} = 17.5 \text{ MM/HR}$$

$$f_C = 39.5 \text{ MM}/4 \text{ HORAS} = \frac{39.5}{4} = 9.9 \text{ MM/HR}$$

$$h_{eA} = (5.7 - 2.75) + (3.0 - 2.75) = 2.95 + 0.25 = 3.2 > 2.45 \text{ CM.}$$

$$h_{eB} = (3.8 - 1.75)1 = 2.05 > 1.9 \text{ CM}$$

$$h_{eC} = (5.3 - 0.99)1 + (2.3 - 0.99)1 = 4.32 + 1.32 = 5.64 > 4.75 \text{ CM}$$

EN EL HIENOGRAMA SE INDICA EL VALOR DE D_e OBTENIDO Y RECORDANDO QUE EN EL MISMO EXISTE UN PUNTO DE INFLEXION MUY PROXIMO A SU PICO, DONDE APROXIMADAMENTE CESA EL FLUJO POR TIERRA, PODREMOS DETERMINAR EL VALOR Δt .

DURACION DE LA INFILTRACION, t . LA CALCULAMOS CON LA EXPRESION DE HORTON.

$$t = D_e + \frac{\Delta t}{3}$$

$$t_A = 2 + \frac{0.2}{3} = 2 + 0.06 = 2.06 \text{ HRS.}$$

$$t_B = 1 + \frac{0.4}{3} = 1 + 0.2 = 1.20 \text{ HRS.}$$

$$t_C = 2 + 0 = 2.0 \text{ HRS.}$$

CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA, f .

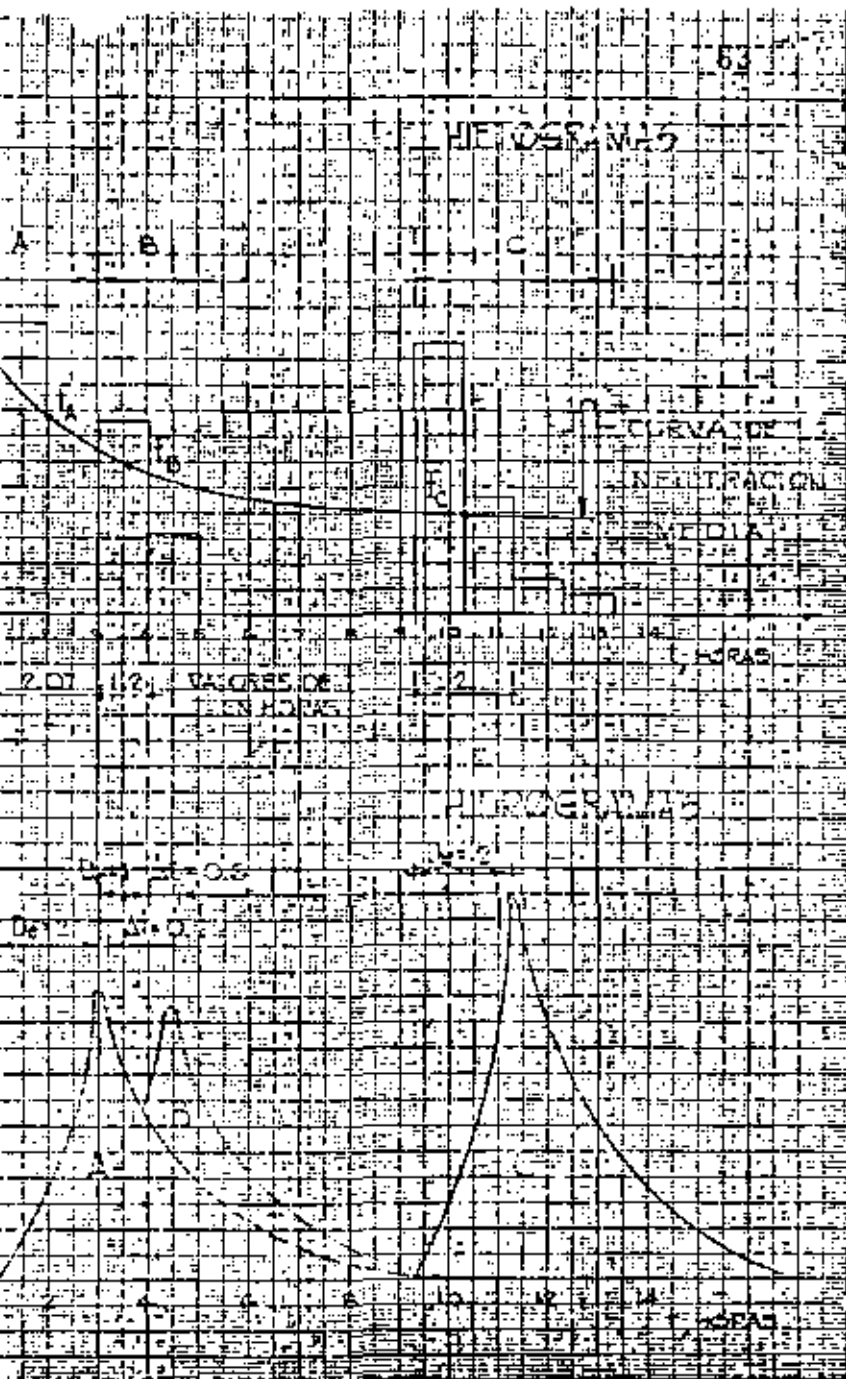
$$f = \frac{hf}{t}$$

$$f_A = \frac{82.5}{2.06} = 39.9 \text{ MM/HR}$$

$$f_B = \frac{35.0}{1.2} = 29.2 \text{ MM/HR}$$

$$f_C = \frac{39.5}{2} = 19.8 \text{ MM/HR}$$

ESTOS VALORES DE f_A , f_B , f_C , LOS LOCALIZAMOS EN EL PUNTO MEDIO DE LOS INTERVALOS DE DURACION DE LA INFILTRACION t , Y UNIENDO ESTOS PUNTOS TENDREMOS LA CURVA DE INFILTRACION MEDIA.



A.4.- ESCURRIMIENTO

El escurrimiento es la parte de la precipitación drenada por las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta o inmediatamente después de que esta termine. La parte de la precipitación que contribuye a este escurrimiento es la precipitación en exceso.

El subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve lateralmente sobre el horizonte inferior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo. Su efecto pue

de ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo. Si es inmediato, en general, se puede considerar como superficial y en caso de que no lo sea, se tratará como subterráneo.

El subterráneo es el que proviene del agua subterránea, la cual es formada por la precipitación que se infiltra, una vez saturado el suelo.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerarse compuesto por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial.

El esquema anexo indica las diferentes fases entre la precipitación y el escurrimiento totales.

Dicho esquema tiene la finalidad de interpretar la participación de cada escurrimiento. Por ejemplo, a la salida de una cuenca, teniendo una corriente perenne, mientras no se presente una tormenta, únicamente se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al presentarse una tormenta, si la cuenca es

pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo. El efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el escurrimiento base, sea drenado.

PROCESO DEL ESCURRIMIENTO.

Quando se presenta una lluvia en cierta zona, hay un período inicial en que el agua es interceptada por objetos que impiden que llegue al suelo; después se infiltra en el suelo o llena depresiones superficiales.

A la primera cantidad se le denomina lluvia interceptada, y en caso de presentarse una lluvia ligera, la mayor parte de ella puede ser interceptada.

La segunda cantidad se le llama infiltración, quedando representada la capacidad de infiltración del suelo, por el volumen máximo de agua que puede absorber en ciertas condiciones.

La última cantidad se denomina almacenaje por depresión, la cual se evapora o se infiltra o es apro

vechada por la vegetación.

Después de que han sido cubiertas todas las depresiones del suelo, se tiene la lluvia en exceso, h_{pe} , que representa la diferencia entre la intensidad de lluvia y la capacidad de infiltración. Esta lluvia en exceso se acumula sobre el terreno y posteriormente fluye hacia los cauces.

A ese movimiento, se le denomina flujo por tierra, siendo este flujo el escurrimiento superficial.

El límite superior de un manto de agua subterránea se le denomina nivel freático.

La humedad del suelo, es el agua que hay arriba del nivel freático, siendo la capacidad de campo la cantidad de agua que puede retener un suelo.

La deficiencia de humedad de un suelo queda representado por la diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad contenida en determinado instante. Esta deficiencia puede originar en ciertas tormentas, que no haya recarga del acuífero a pesar de que se tengan infiltraciones.

MEDICION DEL ESCURRIMIENTO

La hidrometría es la rama de la Hidrología que estudia la medición de los escurrimientos. Desde el punto de vista hidrométrico nos interesa el escurrimiento cuando ya ha sido encauzado en corrientes donde es factible medirlo.

Los datos hidrométricos o de escurrimiento en una corriente pueden obtenerse por medio de escalas que señalen los niveles alcanzados por el agua. Contando con una "curva de gastos" de la corriente en el sitio, podremos conocer el gasto o caudal del río. Esta curva se obtiene con anterioridad y relaciona los niveles del agua con los gastos del río.

Mucho más confiables que los datos de lecturas de escala son los datos de estaciones hidrométricas o de aforos, instaladas sobre las corrientes más importantes.

Existen muchos tipos de estaciones de aforos. Entre las más comunes se tienen las que utilizan secciones de control artificiales y las llamadas "de cable

y canastilla".

Para la medición del caudal en las estaciones -- con sección de control artificial se dispone, generalmente, de un vertedor de longitud de cresta y coeficiente de descarga conocidos; midiendo la carga sobre la cresta por medio de una escala vertical se completan los datos necesarios para la obtención del gasto mediante la aplicación de una ecuación sencilla de la Hidráulica General.

Una estación "de cable y canastilla" consiste en una plataforma móvil suspendida de un cable atracado firmemente en ambos márgenes de la corriente. Desde la plataforma o canastilla se mide la velocidad del agua en varios sitios y a diferentes alturas. Con las diferentes velocidades obtenidas y el área de influencia de cada una de ellas se estima la velocidad media de la corriente. Teniendo la sección topográfica del cauce y midiendo el nivel alcanzado por el agua puede obtenerse el área hidráulica correspondiente. Con el área y la velocidad, multiplicando, se obtiene el gasto.

Las velocidades pueden obtenerse por medio de un medidor de molinete, el que también se utiliza para construir o comprobar una curva de gastos. Los niveles del agua pueden medirse a partir de una escala vertical simple, o bien mediante limnómetros o limnigrafos.

Es obvio decir que tanto en las estaciones a base de escalas, como en las hidrométricas más complejas, deben hacerse lecturas varias veces al día, para tener una mejor idea del escurrimiento medio diario de la corriente.

A.4.1.- EL HIDROGRAMA.

A la representación gráfica del régimen de una corriente se le llama Hidrograma. El Hidrograma relaciona los gastos de la corriente con el tiempo de ocurrencia de los mismos. El área bajo un Hidrograma representa el volumen escurrido por la corriente.

En un Hidrograma que comprenda un período de varios años se puede observar la existencia de ciclos bien marcados que se repiten cada año. Dentro de un mismo año, en la generalidad de los casos pueden apreciarse dos períodos, uno de gasto más o menos constante (o nulo si se trata de una corriente efímera) llamado período de estiaje y otro, con grandes incrementos en el caudal, llamado período de avenidas.

Una o más precipitaciones concentradas en una zona durante un cierto tiempo o el deshielo provocado por la elevación de la temperatura en primavera, producen un aumento notable del caudal que transporta una corriente formando una creciente, que puede llegar a ser de muy grandes proporciones, originando lo

que se llama una avenida.

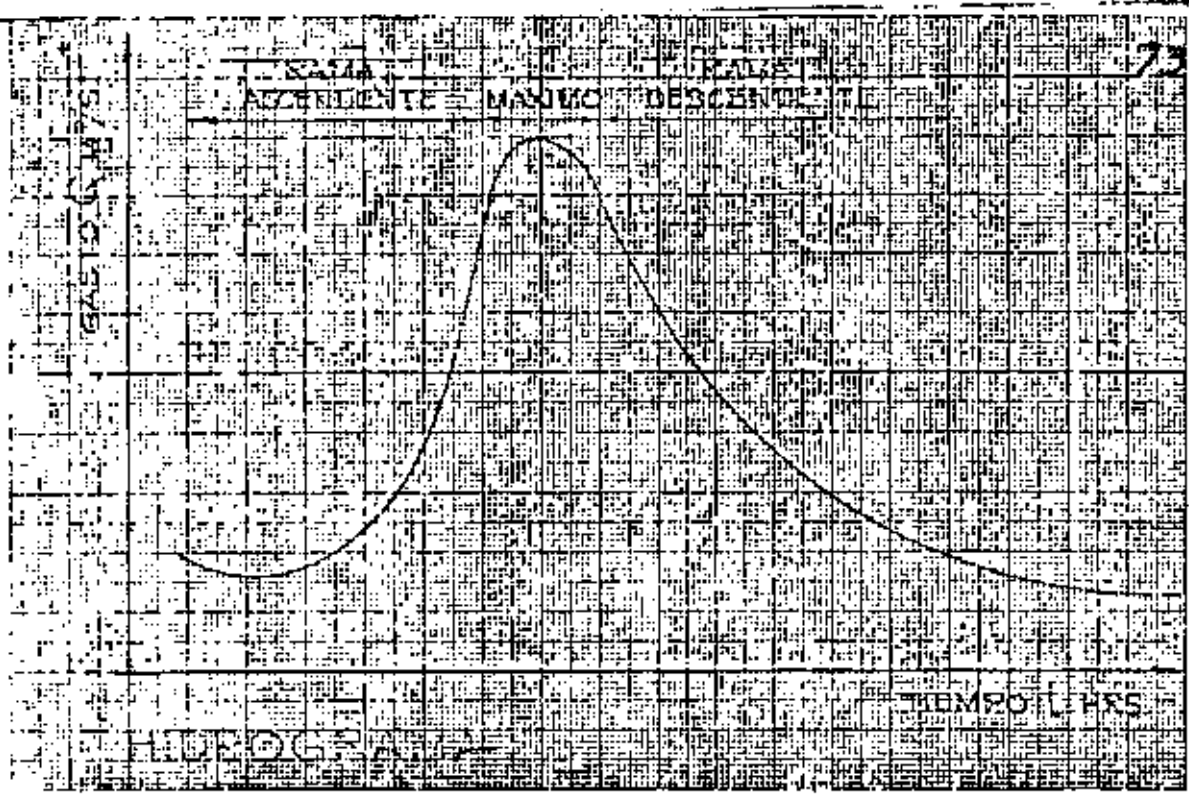
Cuando la avenida es producida por una sola tormenta, su Hidrograma se llama simple.

Un hidrograma típico de una avenida consta de las siguientes partes: una rama ascendente, un máximo o pico y una rama descendente. Las características de las tormentas determinan la forma de la rama ascendente, pero no influye en la determinación de la forma que adopta la rama descendente.

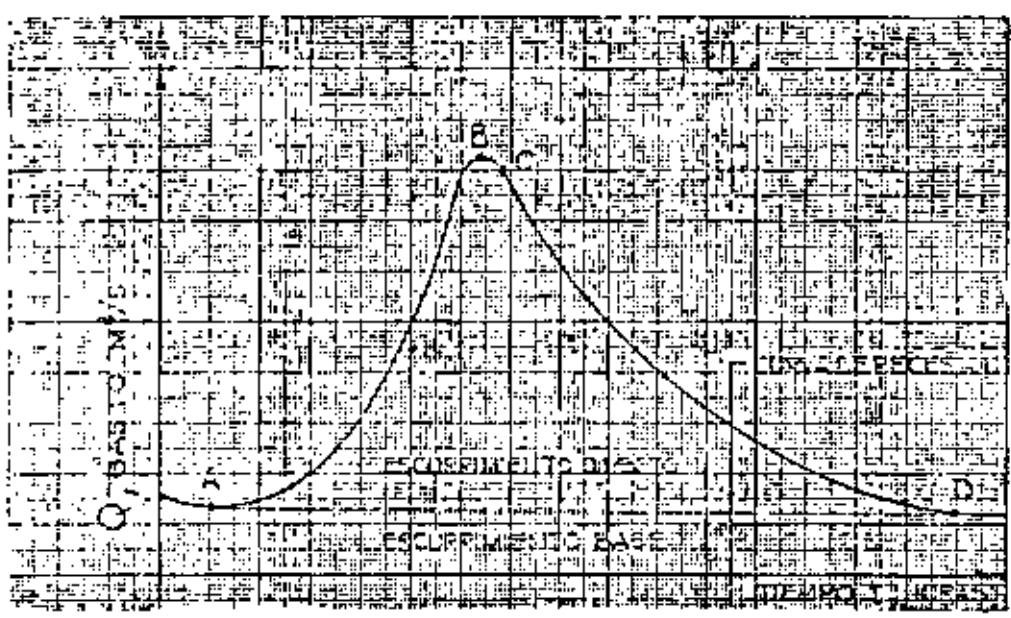
En la figura anexa, se muestran las partes del hidrograma, que mencionamos.

Analizando un hidrograma, este se puede descomponer en dos partes: escurrimiento base y escurrimiento directo. Como las definiciones de estos escurrimientos son relativamente arbitrarias, resulta de ello que también los métodos utilizados en hidrología, para separarlos también serán arbitrarios.

En la figura se advierte que a partir del punto A (punto de levantamiento), se inicia el escurrimiento directo producto de una tormenta, alcanzando su



74



HIDRÓGRAFIA

co, trazo AP en la figura anexa, y del punto P -
 traza una recta hasta un punto de la curva N días
 des del pico, trazo PN. El tiempo base, en el análisis
 del hidrograma, debe permanecer relativamente -
 constante de una barranca a otra.

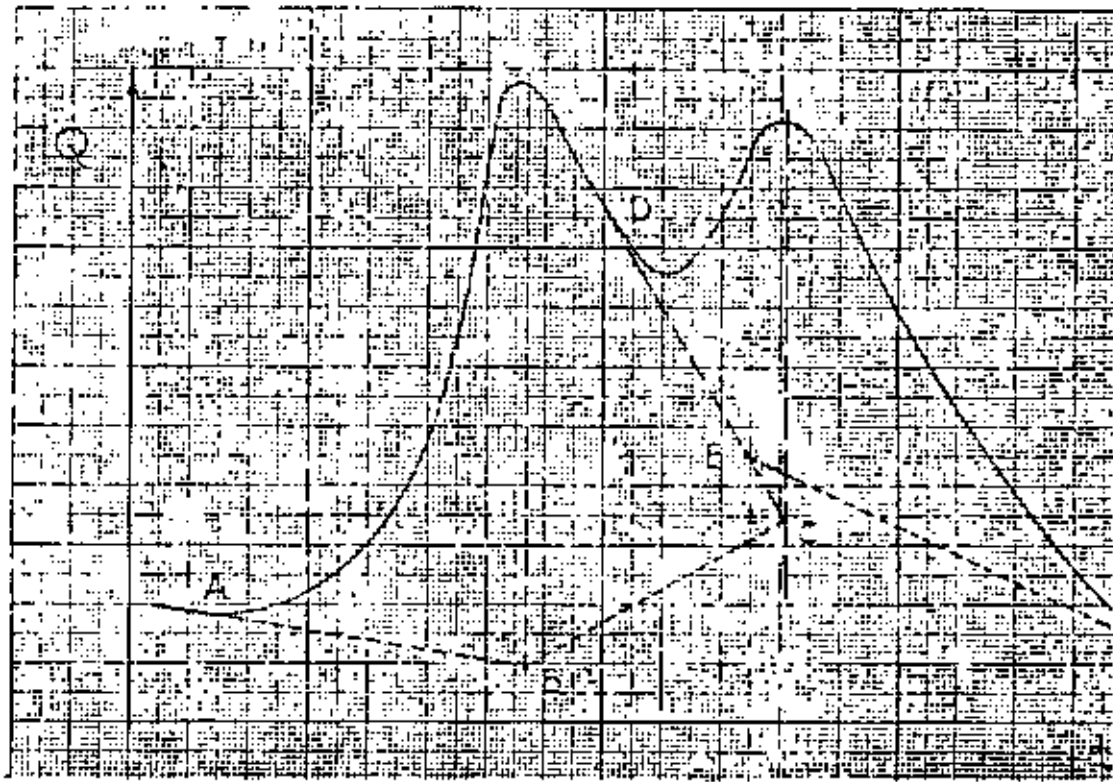
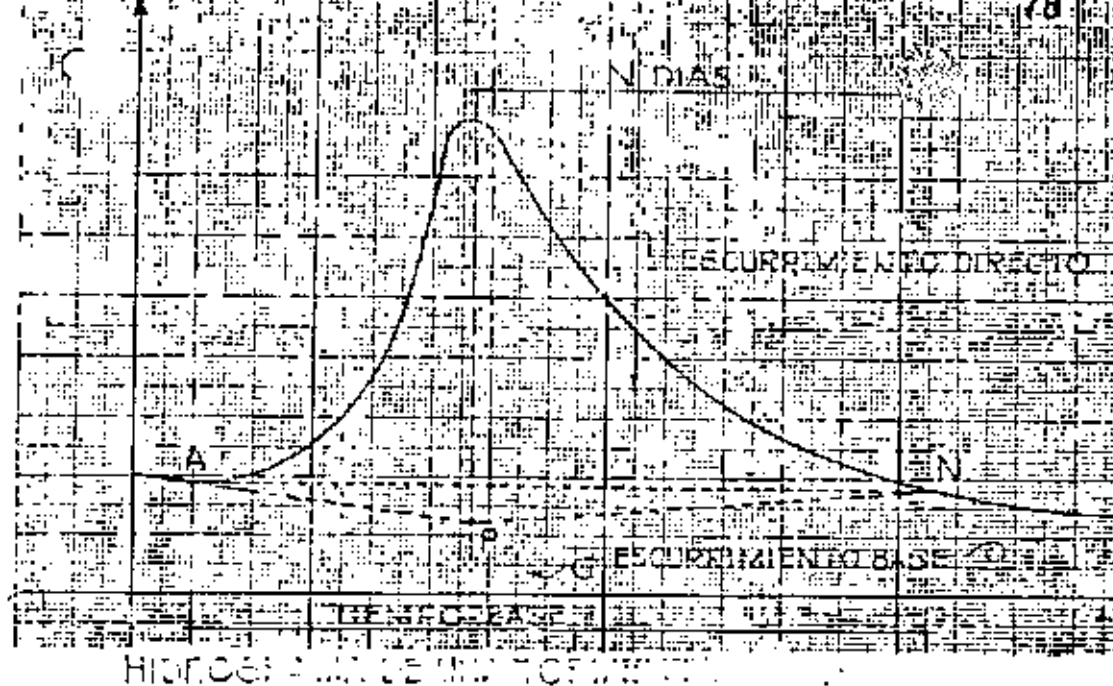
Para lograr el trazo anterior se calcula el tiempo
 que dura el escurrimiento directo después
 de la lluvia, aplicando la expresión.

$$T_b = 0.827 A^{0.2}$$

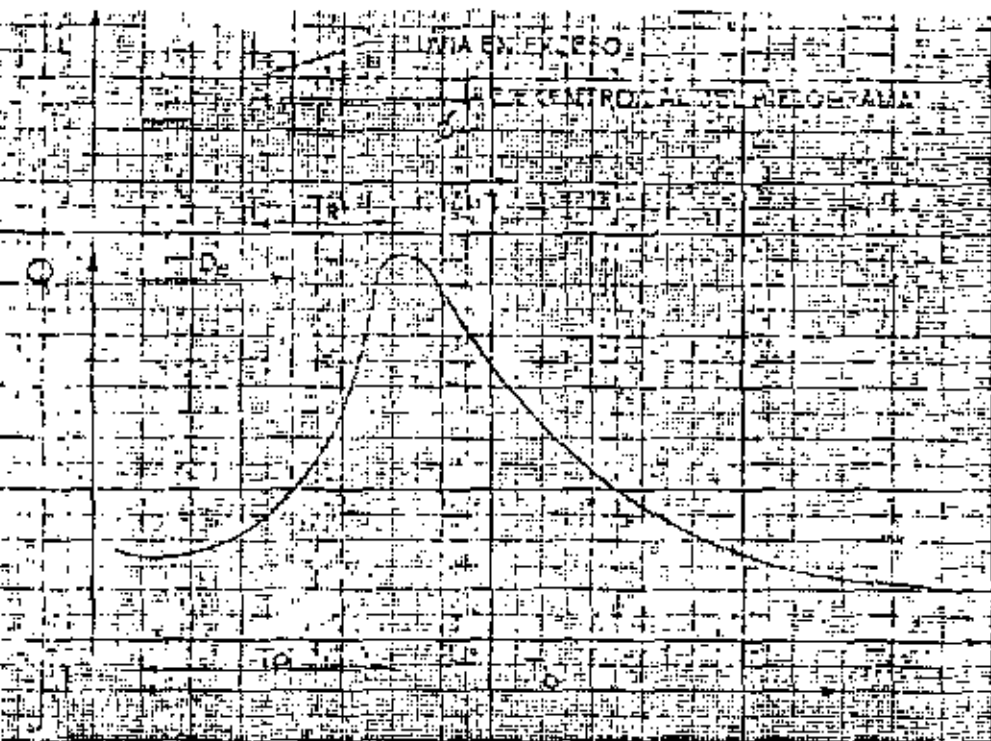
donde A es el área de recepción en km².

Este es un criterio sencillo pero con la desventaja de
 introducir un error al estimar el tiempo base del hidro-
 grama. Para evitar esto se traza una línea horizontal a partir del --
 punto inicial del mismo (A), hasta un punto N días --
 después del máximo (N). La figura anexa muestra los --
 trazos citados.

Un análisis más detallado necesita del conoci-
 miento de la forma de la curva de recesión o curva de
 salida de la cuenca, que muestra la variación del --
 caudal respecto al tiempo.



PROF. DR. JUAN DE LOS RIOS MARTINEZ



gasto máximo en el punto B (punto de pico). El punto C es un punto de inflexión donde aproximadamente cesa el flujo por tierra, ya definido. El tramo CD es la curva de vaciado del escurrimiento directo producido por la tormenta. El tiempo que transcurre entre los puntos A y B se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos A y D, tiempo base del hidrograma. El tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa de la lluvia al pico del hidrograma.

El escurrimiento directo está limitado por una curva a la que se ha llamado "curva de recesión del flujo base"

ANÁLISIS DE HIDROGRAMAS.

Consiste esencialmente en la separación de los escurrimientos directo y base, dependiendo de la información de que se disponga y empleando algunos criterios desarrollados.

Un criterio usual para hacer la separación, consiste en extender el descenso existente antes de la barranca del hidrograma hasta un punto por debajo de

La curva de vaciado de la cuenca puede obtenerse por superposición de hidrogramas de la corriente en época de estiaje, promediando los hidrogramas si el rango de variación no es demasiado amplio.

El análisis de un hidrograma se complica cuando se presenta otra tormenta antes de que la anterior ha ya sido desalojada de la cuenca. Para este caso además de separar el escurrimiento base del directo hay que separar el escurrimiento individual de cada tormenta.

Un método sencillo aplicable al caso en el cual el hidrograma presente el máximo de dos tormentas, de finidos por un corto tramo de descenso después del primer máximo, consiste en separar las tormentas por medio de un pequeño tramo de descenso del escurrimiento total, línea DC en la figura anexa, y separando el caudal base del directo por cualquiera de los procedimientos vistos anteriormente, líneas ABC y EF.

RELACION ENTRE PRECIPITACION Y ESCURRIMIENTO.

La obtención de la relación entre la precipita-

ción y el escurrimiento constituye uno de los principales problemas de la Hidrología.

A la relación entre el volumen escurrido y el volumen llovido se le llama coeficiente de escurrimiento. Este coeficiente depende de muchos factores, como son la intensidad y duración de la precipitación, el tipo y uso del suelo, vegetación y pendientes del terreno, humedad del suelo, profundidad del nivel freático, etc., lo que lo hace de difícil valuación.

En función de la extensión del período de tiempo utilizado para analizar la precipitación y el escurrimiento, se distinguen dos tipos diferentes de relación.

- a) Relación con períodos grandes de tiempo, -- que utiliza registros anuales o mensuales -- para buscar la posible ampliación del registro de escurrimientos, ya que en la generalidad de los casos es menos extenso que el de precipitaciones.
- b) Relación con períodos cortos de tiempo, a --

base de datos diarios y horarios de precipitación y escurrimiento, que puede ser útil, por ejemplo, para la predicción inmediata de la magnitud de una avenida y el diseño adecuado de sistemas de alarma.

han estudiado correlaciones estadísticas entre los datos de precipitación y escurrimiento, considerando para ello varios parámetros, de los cuales el más importante es la influencia, según Butler que utilizó registros de precipitación y escurrimiento de 1900 a 1920, y Kohler y Linsley que analizan tormentas individuales, es la condición de humedad del suelo antes de la precipitación, expresada mediante un índice llamado índice de precipitación antecedente.

En el estudio del proceso lluvia-escurrimiento, en el análisis del mismo, se acostumbra poner el nombre de la tormenta que origina el escurrimiento en el hidrograma obtenido con sus ejes coordenados en tiempo y coincidentes en el tiempo, como se muestra en la figura anexa.

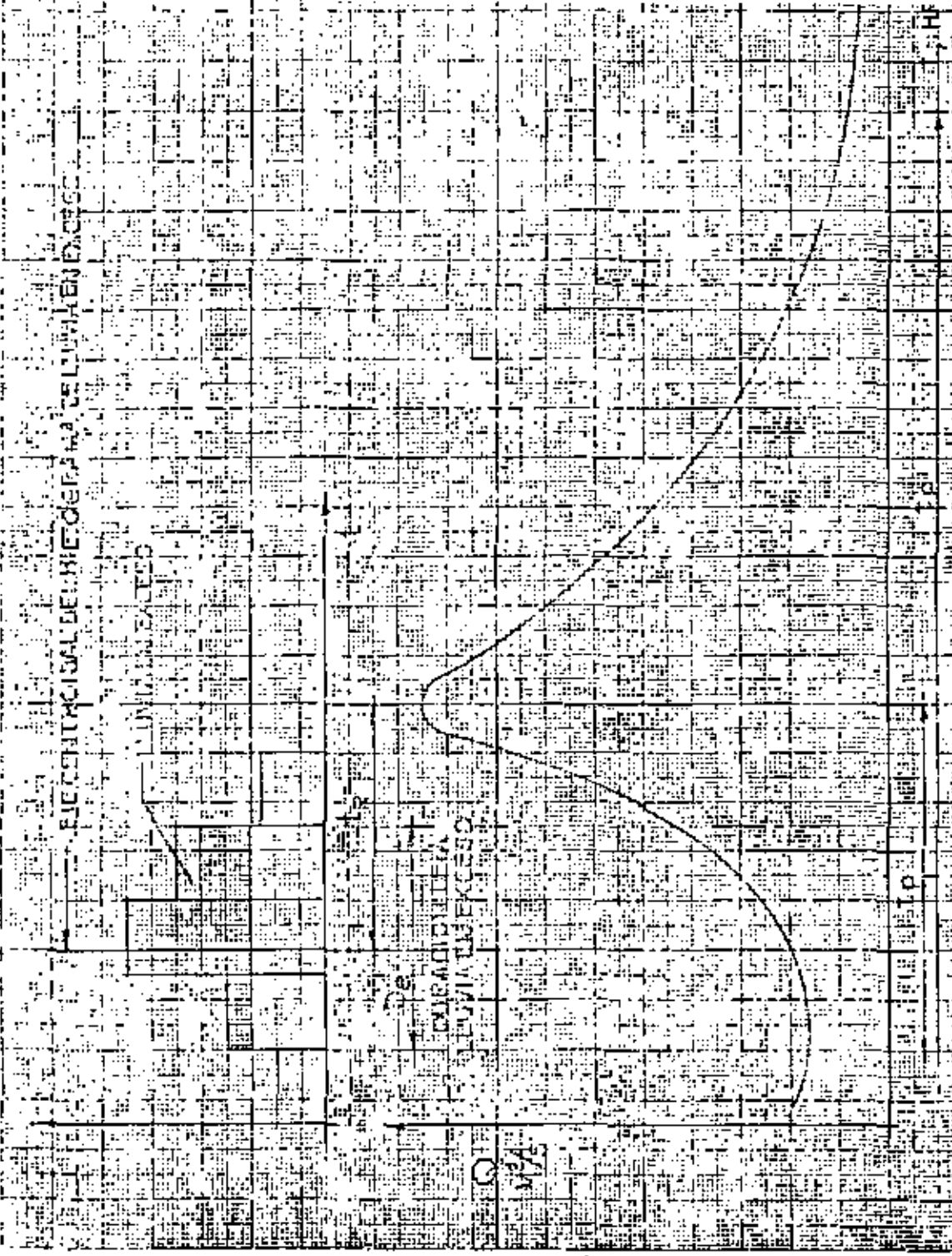
En dicha figura se indican algunos tiempos caracte-

EL CENTRO DE LA TORRETA DE LA CATEDRAL DE SAN JUAN DE LOS RIOS

LA LINEA DE LA CATEDRAL

LA LINEA DE LA CATEDRAL

LA LINEA DE LA CATEDRAL



característicos para el análisis del proceso lluvia escurrimiento, los que se comentan a continuación.

El tiempo base (t_b) indica la duración del escurrimiento directo debido a la tormenta. Al tiempo transcurrido desde que se inicia el escurrimiento superficial hasta que se presenta el gasto máximo se le llama tiempo de pico (t_p). El tiempo de retraso (t_r) indica el lapso desde el centroide de la precipitación en exceso hasta el instante en que ocurre el tiempo de pico.

Al tiempo de recorrido empleado por el agua en escurrir desde el extremo de la cuenca hasta la descarga se le conoce como "máximo tiempo de recorrido", o tiempo de concentración. Se le designa generalmente con t_c .

A.5.- METODOS PARA ESTIMAR CAUDALES MAXIMOS

Introducción

Se exponen y comentan algunos de los criterios más utilizados para estudiar la magnitud de avenidas extraordinarias en un cauce.

Un método para determinar los probables caudales que puedan presentarse en una cuenca, debe reunir las siguientes características principales, para que se considere aceptable

- a) que permita hacer un buen uso de los datos disponibles y de los conocimientos actuales de la hidrología.
- b) que indique el grado de confianza de los caudales estimados.
- c) que sea sencillo y de fácil aplicación.

La magnitud de una avenida máxima probable, es de importancia para todos los proyectos que son diseñados para el futuro y es función directa del período

de retorno o frecuencia que se le asigne, el cual a su vez dependerá de la importancia de la obra y de su vida útil.

FRECUENCIA.

Es la periodicidad media estadística en años con que suele presentarse un evento de características semejantes. Por ejemplo si decimos que la frecuencia es de 10 años para un registro de 100 años, se espera -- que la magnitud del evento sea igualada o superada 10 veces en 100 años, sin que signifique que los eventos se vayan a suceder con intervalos precisos del orden de 10 años, pues es mas probable que 2 o más de ellos tengan lugar en un año o en un mes.

El período de frecuencia de una tormenta de diseño o gasto es elegido tomando en cuenta la importancia económica de los daños que pueden producir si ocurren simultáneamente o sucesivamente, provocando daños o inundaciones a la estructura en su vida útil, debido a una estimación errónea.

La frecuencia se determina ordenando en forma de

80
creciente los datos disponibles, asignándole el número 1 al de mayor magnitud, el número 2 al siguiente en magnitud y así sucesivamente.

La frecuencia, se obtiene de usar la formula

$$T_R = \frac{N}{M}$$

T_R período de retorno en años o frecuencia

N número de años registrados

M número de orden de la lluvia o gasto, cuya frecuencia se trata de obtener.

Por ejemplo, si en una estación se tienen registros durante 50 años, el valor del gasto que tenga en la lista, por ejemplo, el número de orden 2, es de esperarse que sea igualada o rebasada 2 veces en 50 años, por lo que su período de retorno o frecuencia será $50 \div 2 = 25$ años.

Los diferentes métodos que se han desarrollado para estimar avenidas máximas pueden clasificarse en cuatro grandes grupos, de acuerdo a los fundamentos y

consideraciones en que se basan, así como al tipo de datos que requieren para su aplicación. Estos grupos son los siguientes:

- 1) Fórmulas y métodos empíricos
- 2) Envolventes de gastos máximos
- 3) Métodos probabilísticos
- 4) Métodos basados en el hidrograma unitario

El trazo de estas curvas se hará tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

De los datos pluviográficos de la estación base, se seleccionarán los valores de las lluvias máximas anuales, de duraciones que se escojan y se calculará la media de cada una.

Se escriben en orden decreciente de magnitud las intensidades medias de las lluvias máximas anuales de una determinada duración, asignándole a cada intensidad un número de orden. Así tendremos que a la mayor intensidad le corresponderá el número 1 y a la menor el número m .

Si llamamos " n " al número de años de que consta el período de registros pluviográficos se podrá calcular, para cada intensidad de lluvia de duración " d ", el tiempo de retorno: $T_r = \frac{n}{m}$

Los pasos anteriores se harán con todas las lluvias de las duraciones elegidas.

A continuación se podrán agrupar todas las lluvias que tengan igual tiempo de retorno, obteniéndose así un conjunto de pares de valores (duración, intensidad) que se podrán representar en un sistema de coordenadas; uniendo estos puntos mediante una línea continua, se tendrá una curva de Intensidad - Duración para ese tiempo de retorno. En igual forma se podrán obtener las curvas correspondientes a los períodos de retorno que se quieran, en esta forma se tendrá una familia de curvas intensidad - duración - frecuencia ($i - d - T_r$).

Pero como sucede comunmente el período de registros pluviográficos es muy corto y por lo cual el mayor tiempo de retorno obtenido no es el indicado para el riesgo permisible adecuado para una obra, siendo entonces necesario encontrar la curva

intensidad - duración para un tiempo de retorno mayor, que nos da una menor frecuencia o menor probabilidad de ocurrencia. Por ejemplo si se tienen datos de lluvias para un período de 15 años, el mayor período de retorno que se podrá obtener, en años, será: $t_r = \frac{15}{1} = 15$ años que corresponderá a la mayor intensidad registrada; pero si para un proyecto se requiere un tiempo de retorno mayor, entonces se seguirá el procedimiento siguiente, que es recomendable por los resultados obtenidos:

El método consiste en suponer una distribución teórica de probabilidades, según Gumbel, y aproximar sus parámetros (media, desviación estándar) a partir de los correspondientes parámetros de la muestra:

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \quad S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}}$$

siendo:

\bar{X} = media

S = desviación estándar

X = variable de que se trate (en este caso será la intensidad de la lluvia)

La distribución de las intensidades de lluvias máximas anuales, de acuerdo

con la distribución de Gumbel, se expresa en la forma siguiente:

$$X = \bar{X} + KS \dots \dots (A)$$

Siendo K un factor de frecuencia, que se determina mediante la fórmula

siguiente:

$$K = -0.779 \left(0.577 + \frac{\ln \frac{t_r}{n}}{t_r - 1} \right)$$

en la que \ln representa el logaritmo natural.

La secuencia que se sigue para trazar la curva intensidad - duración, correspondiente al tiempo de retorno de diseño, es la que sigue:

- 1). - Se determina el factor de frecuencia K, para el t_r de diseño
 - 2). - Se elige una duración "d", de cualquiera de los que se tienen en los registros pluviográficos.
 - 3). - Se calcula la media y la desviación estándar de las intensidades de lluvias máximas anuales registradas de la duración "d" que se eligió.
 - 4). - Se valúa la intensidad I de la lluvia anual de duración "d" y tiempo de retorno al de diseño, por medio de la ecuación (A)
 - 5). - Los valores (d, i) serán las coordenadas de un punto de la curva buscada.
 - 6). - Haciendo variar el valor de "d" se procede a repetir los pasos 2, 3, 4 y 5 obteniéndose así más puntos de la curva.
 - 7). - Se traza toda la curva que une todos los puntos obtenidos.
- De esa curva, intensidad - duración, encontrada para el tiempo de retorno de diseño se obtienen las características de la lluvia que se empleará en la determinación de el gasto máxima probable.

CRITERIO DE RIESGO

En la realización de un diseño siempre se considera un determinado riesgo o probabilidad de que el gasto considerado sea sobrepasado en un determinado número de años, que generalmente es el número de años de vida útil que se le asigne. Este grado de riesgo depende de la importancia de la obra y de los daños que puede causar su falla, según sea este grado de riesgo asignado así se escogerá el tiempo de retorno correspondiente a ese diseño.

La relación entre el riesgo permisible, el período de análisis y el tiempo de retorno se pueden observar en la tabla anexa, la cual se formó empleando las siguientes fórmulas:

$$p = \frac{1}{T_R} \quad q = 1 - p \quad J = 1 - q^n$$

p probabilidad de que el gasto máximo sea igualado o rebasado de retorno

T_R período de retorno

q probabilidad de que no será rebasado o igualado el gasto máximo en cualquier año

J probabilidad de que el gasto máximo sea igualado o superado en un período de "n" años

Un ejemplo, será suponiendo n = 25 años J = 0.5

$$0.5 = 1 - q^{25} \quad , \quad q = 0.5^{0.04} = 0.973$$

$$0.973 = 1 - p \quad , \quad p = 0.027$$

$$0.027 = \frac{1}{T_R} \quad , \quad T_R = \frac{1}{0.027} = 37 \text{ años}$$

TIEMPO DE RETORNO CORRESPONDIENTE AL VALOR DE UNA VARIABLE ALEATORIA QUE TIENE UN RIESGO "p" DE SER EXCEDIDA EN n AÑOS

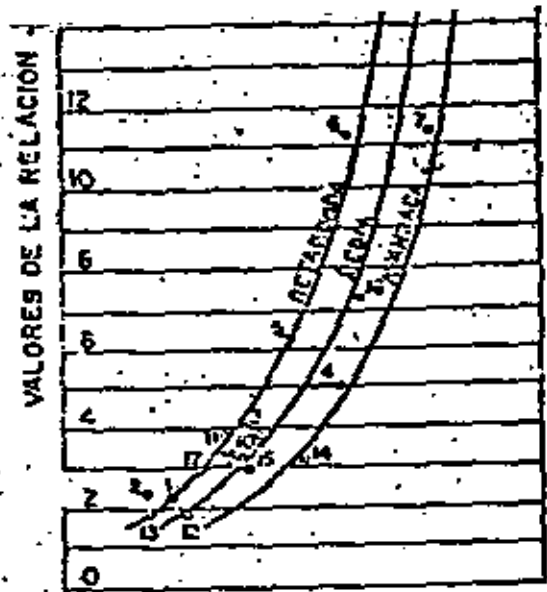
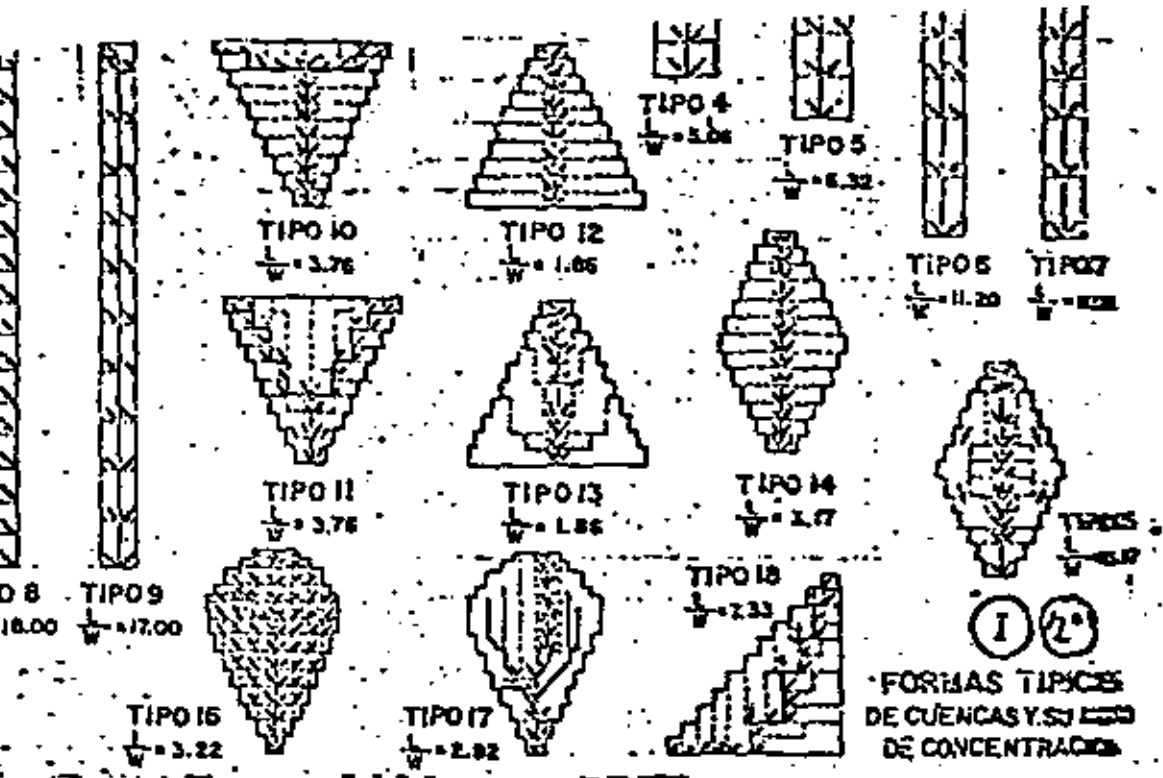
Las variables riesgo p, período de análisis n y tiempo de retorno T_R se relacionan con las siguientes expresiones:

$$r = 1 - q^n$$

$$q = 1 - p$$

$$p = \frac{1}{T_R}$$

Riesgo permisible de fallar	Período de análisis n (en años)						
	1	3	5	10	15	20	25
0.10	10	29	48	95	143	190	238
0.25	4	11	18	35	53	70	87
0.30	2	4.9	7.7	15	22	29	37
0.75	1.33	2.7	4.1	8	11	15	18
0.90	1.11	1.9	2.7	4.9	7	9	11
0.95	1.05	1.6	2.2	3.9	5.5	7	9
0.99	1.01	1.28	1.66	2.7	3.8	4.9	6



3° II GRAFICA AUXILIAR PARA DETERMINAR LA FORMA DE CONCENTRACION

PRECIPITACION MAXIMA - EN CENTIMETROS - REGISTRADA EN ALGUNAS ESTACIONES DE LA REPUBLICA Y DE LOS ESTADOS UNIDOS DEL NOROCCIDENTE

ESTACIONES	EN 1908		EN 1909		ESTACIONES	EN 1910		EN 1911		ESTACIONES	EN 1912		EN 1913	
	EN 1908	FECHA	EN 1909	FECHA		EN 1910	FECHA	EN 1911	FECHA		EN 1912	FECHA	EN 1913	FECHA
CALPIQUE AGU.	15.2	Abr. 1908	21.1	May. 1909	ESTR. N.M.	6.4	Mar. 1910	27.3	Ene. 1911	ESTR. N.M.	10.0	May. 1912	11.0	May. 1913
MATE. AER.	27.2	May. 1908	31.2	Jun. 1909	MONTEBERRY, N.M.	24.0	May. 1910	26.0	May. 1911	ESTR. N.M.	24.0	May. 1912	24.0	May. 1913
BARA, B. CAL.	10.6	Apr. 1908	11.5	Apr. 1909	SAYAGO, N.M.	11.5	Apr. 1910	11.5	Apr. 1911	ESTR. N.M.	11.5	Apr. 1912	11.5	Apr. 1913
L. P. CAL.	41.7	Oct. 1908	41.7	Oct. 1909	COPIA, CAL.	8.2	Apr. 1910	8.2	Apr. 1911	ESTR. N.M.	8.2	Apr. 1912	8.2	Apr. 1913
COAH. INT.	15.8	Apr. 1908	15.8	Apr. 1909	COAH. INT.	15.8	Apr. 1910	15.8	Apr. 1911	ESTR. N.M.	15.8	Apr. 1912	15.8	Apr. 1913
CH. INT.	14.1	Apr. 1908	14.1	Apr. 1909	COAH. INT.	14.1	Apr. 1910	14.1	Apr. 1911	ESTR. N.M.	14.1	Apr. 1912	14.1	Apr. 1913
CH. INT.	11.5	Apr. 1908	11.5	Apr. 1909	COAH. INT.	11.5	Apr. 1910	11.5	Apr. 1911	ESTR. N.M.	11.5	Apr. 1912	11.5	Apr. 1913
COAH. INT.	11.5	Apr. 1908	11.5	Apr. 1909	COAH. INT.	11.5	Apr. 1910	11.5	Apr. 1911	ESTR. N.M.	11.5	Apr. 1912	11.5	Apr. 1913
COAH. INT.	11.5	Apr. 1908	11.5	Apr. 1909	COAH. INT.	11.5	Apr. 1910	11.5	Apr. 1911	ESTR. N.M.	11.5	Apr. 1912	11.5	Apr. 1913
COAH. INT.	11.5	Apr. 1908	11.5	Apr. 1909	COAH. INT.	11.5	Apr. 1910	11.5	Apr. 1911	ESTR. N.M.	11.5	Apr. 1912	11.5	Apr. 1913
COAH. INT.	11.5	Apr. 1908	11.5	Apr. 1909	COAH. INT.	11.5	Apr. 1910	11.5	Apr. 1911	ESTR. N.M.	11.5	Apr. 1912	11.5	Apr. 1913

4° III VALORES DEL FACTOR 'P' PARA P=0.5 Y $\frac{L}{S}=262144$

L	CONCENTRACION					
	RETR.	MED.	AVAN.	SETH.	USD.	AVAIL.
2	0.32	0.44	0.47	0.47	0.49	0.52
3	0.44	0.47	0.49	0.50	0.53	0.56
4	0.46	0.49	0.51	0.53	0.55	0.58
6	0.50	0.53	0.57	0.58	0.61	0.64
10	0.56	0.59	0.62	0.64	0.67	0.70

OBSERVACIONES

El valor de C se elige de acuerdo con los cond. de la cuenca.
 R_H se fija considerándolo para cuencas chicas y para las de mayor extensión en 66 en 24 horas. Pueden servir los valores de la tabla V.
 F se toma de la tabla IV una vez elegido el coef. rugosidad (n), los taludes y la relación entre el filo del fondo del canal principal de desage.
 A, L y S se toman de los cortes ó planos.
 Calculados los relaciones W y $\frac{L}{S}$ y elegido el tipo

230

VALORES DEL FACTOR "n" PARA SECCIONES
CIRCULARES CON PAREDES INCLINADAS

FORMA DEL FONDO POR LA ALTURA	VALOR DE "n" (KUTTER)							
	0.011	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.100	
FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
1 POR 1	7.51	7.11	6.59	5.99	5.53	5.23	4.95	3.24
2 POR 1	7.51	7.10	6.66	5.96	5.56	5.20	4.94	3.53
4 POR 1	7.45	6.95	6.52	5.83	5.43	5.09	4.83	3.28
8 POR 1	7.32	6.82	6.23	5.58	5.15	4.87	4.62	3.11
16 POR 1	6.63	6.23	5.65	5.24	4.69	4.57	4.34	2.92
30 POR 1	6.23	5.85	5.40	4.81	4.50	4.29	4.07	2.75
100 POR 1	5.25	5.05	4.77	4.25	3.97	3.72	3.53	2.35
FORMA EN V	7.51	7.02	6.58	5.97	5.45	5.13	4.67	3.28
1 POR 1	7.60	7.26	6.64	5.95	5.54	5.19	4.92	3.52
2 POR 1	7.54	7.02	6.60	5.90	5.50	5.15	4.89	3.50
4 POR 1	7.37	6.87	6.45	5.76	5.37	5.03	4.77	3.22
8 POR 1	7.07	6.57	6.17	5.55	5.15	4.83	4.52	3.08
16 POR 1	6.45	6.21	5.53	5.23	4.97	4.85	4.33	2.91
30 POR 1	6.25	5.81	5.47	4.89	4.53	4.27	4.05	2.72
100 POR 1	5.45	5.07	4.76	4.25	4.97	3.73	3.53	2.58
FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
1 POR 1	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
2 POR 1	7.27	6.78	6.36	5.70	5.30	4.97	4.72	3.12
4 POR 1	7.15	6.65	6.25	5.59	5.21	4.88	4.64	3.12
8 POR 1	6.85	6.34	6.05	5.40	5.04	4.71	4.43	3.03
16 POR 1	6.38	6.15	5.75	5.14	4.80	4.49	4.27	2.80
30 POR 1	6.20	5.75	5.31	4.85	4.52	4.23	4.01	2.70
100 POR 1	5.42	5.06	4.75	4.24	3.95	3.70	3.52	2.37
FORMA EN V	7.04	6.53	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
1 POR 1	7.04	6.53	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
2 POR 1	7.01	6.55	6.16	5.43	5.12	4.79	4.54	3.05
4 POR 1	6.55	6.45	6.07	5.42	5.05	4.74	4.50	3.03
8 POR 1	6.25	6.29	5.90	5.26	4.92	4.61	4.38	2.56
16 POR 1	6.43	6.04	5.67	5.07	4.73	4.43	4.20	2.83
30 POR 1	6.13	5.72	5.38	4.81	4.49	4.20	3.99	2.68
100 POR 1	5.40	5.03	4.72	4.22	3.93	3.69	3.50	2.36

EL EMPLEO DE ESTAS FORMULAS

co guiándose por los esquemas de la figura I, se determina el tipo de concentración con ayuda de lo gráfico II, a continuación, por medio de la tabla III, se calcula el valor de P, y por último, el factor B por la relación $\sqrt{\frac{P}{L}}$.
 Con el valor de Q se calcula "r" por la relación $r = \frac{Q}{2A}$ en (m.c. p.a. y por hectáreas).
 El tiempo de concentración en minutos se determina por las siguientes relaciones, según que se haya considerado R_m por hora, seis ó veinticuatro horas:
 $t = \frac{0.0163 R}{r}$; $t = \frac{0.2778 R}{r}$; $t = \frac{0.1132 R}{r}$

FORMULAS Y NOTACION

- Q = CIA, relación fundamental
- Q = 0.2086 (CAR, FR) $L^{0.485} S^{0.749}$ (Para H=3 horas)
- Q = 0.5307 (CAR, FR) $L^{0.485} S^{0.749}$ (Para H=24 horas)
- Q = 1.2822 (CAR, FB) $L^{0.485} S^{0.749}$ (Para H=24 horas)
- Q = Gasto en metros cúbicos por segundo.
- C = Coeficiente de escurrimiento.
- A = Area de la cuenca drenada en hectáreas.
- H = Período dado en horas.
- X = Línea total en centímetros para un período de H horas.
- $R_m = \frac{X}{H}$ intensidad media de lluvia en centímetros por hora, para el período H.
- F = Factor que depende de la forma y naturaleza del canal principal de desagüe.
(Véase cuadro.)
- $B = \sqrt{\frac{P}{L}}$
- P = Factor que depende de la forma de la cuenca y del modo de concentrarse al que en ella.
- L = Longitud en metros que el agua debe recorrer desde el punto más remoto de la cuenca, hasta su desembocadura.
- $W = \frac{10000A}{L}$
- S = Caida por cada 1000 mts. de cauce principal de desagüe, en metros.
- P' = Factor que depende del número inicial.
- A' = Area en hectáreas, del número inicial.

(PARA EL CASO DE LAPLICACIONES APROXIMADA DE ESTAS FORMULAS SE CONSIDERAN LOS VALORES $P' = 0.5, T = 262144$ PARA LA RELACION $\frac{A}{A'}$)

- Q = 0.2086 (CAR, FB) $L^{0.485} S^{0.749}$ (F.General)
- Q = 0.390 (CAR, FB) $L^{0.485} S^{0.749}$ (H=3 horas)

Transaccion of C.E. No. 56, 1936.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE FIOS
 DIRECCION DE RECURSOS HIDRAULICOS

AMPLIACION DE LAS FOMERAS FIJADAS EN EL PROYECTO Y C.E. ARCHOLD, PARA LA DETERMINACION DE APLICACIONES MATEMATICAS DE UN A CUENCA, EN CASO DE QUE SE CANGIA DE SUFICIENTES DATOS DE LLUVIA MEDIANTE UNO CONTROL YA CURVA DE PRECIPITACION

Confirma: _____

 Formas: _____

 M. S. L. No. 53

son más intensas en cuencas en que los afluentes tienen forma de abanico por concentrarse el agua simultáneamente, que en las cuencas alargadas en donde el agua de los afluentes descarga a la corriente principal en distintos puntos de su longitud. Las aguas se concentran en las cuencas, de tres maneras: avanzada, media o retardada; es avanzada cuando el terreno tiene fuertes pendientes y retardada cuando es sensiblemente plano.

Este caso se verá detalladamente al tratar sobre la determinación de la avenida máxima por el método de Gregory y Arnold.

4).- La vegetación tiene un efecto regulador en el escurrimiento reuniendo el agua y favoreciendo la infiltración y evapotranspiración; el escurrimiento es menor en estos terrenos que en las regiones desforestadas o sin cultivo.

5).- La topografía de la cuenca influye también en el escurrimiento; en cauces con mucha pendiente como ya mencionados, el agua escurre más rápidamente que en los que tienen poca pendiente, las irregularidades del suelo hacen que la velocidad del agua sea mayor o menor.

6).- Las características geológicas del terreno intervienen en el escurrimiento; cuando el terreno es permeable, el escurrimiento es reducido por filtrarse el agua alimentando los mantos subterráneos.

7).- Los fenómenos meteorológicos como las sequías o ciclones determinan disminuciones o aumentos en el escurrimiento.

Coefficiente de Escurrimiento. - Coeficiente de escurrimiento es la relación que existe entre el volumen escurrido en la cuenca y el volumen llovido.

Los coeficientes de escurrimiento para las distintas regiones climáticas de la República Mexicana han sido dados en forma general por el C. g. Andrés García Quintero en su Ponencia presentada en la serie de mesas redondas sobre los problemas de las zonas áridas de México en el mes de enero de 1955 en la forma siguiente:

REGION DE MEXICO	COEF. DE ESCURRIMIENTO.
Húmeda	35 % o mayor
Semihúmeda	15 % a 35 %
Semiárida	5 % a 15 %
Árida extrema o desértica	0 % a 5 %

Revista de Ingeniería Hidráulica en México. Enero-Marzo de 1955.

El valor del coeficiente de escurrimiento que se adopte en el estudio, influye considerablemente en el proyecto de la obra.

Determinación del Coeficiente de Escurrimiento.— Se determina por los siguientes métodos:

1).— Determinación Directa.— Los registros de aforos de las estaciones hidrométricas existentes en las diferentes corrientes de la República aportan los datos de los volúmenes escurridos anualmente cuyo porcentaje con respecto a los volúmenes llovidos, dan los valores de los coeficientes de escurrimientos anuales respectivos que pueden utilizarse para proyectos de obras hidráulicas situados en el lugar de la estación hidrométrica o en sus cercanías.

2).— Método de Comparación.— Cuando en la corriente estudiada no se dispone de estaciones hidrométricas, la cuenca en estudio se compara con otras de características semejantes en las que sí se cuenta con datos de aforos, adoptando el valor del coeficiente de escurrimiento correspondiente a la cuenca que presenta mayor semejanza en extensión, topografía, geología, vegetación, etc.

3).— Existen varias fórmulas y reglas para la determinación del coeficiente de escurrimiento como son las fórmulas de Vermeule, Justin y la regla de G.E. Grunsky que cuando no se contaba con un número de estaciones hidrométricas apreciables, fueron de mucha utilidad y que no se describen por dar resultados sujetos a errores algunas veces de bastante consideración por haber sido deducidas para condiciones diferentes a las que tenemos en México únicamente se presentan algunos datos que pueden servir de orientación en los reconocimientos:

Tomando en cuenta la vegetación.

CLASE DE TERRENO.	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO
Terrenos cultivados, pastos	De 0.01 a 0.30
Terrenos sin cultivo	De 0.25 a 0.50
Áreas boscosas	De 0.05 a 0.20

Tomando en cuenta la superficie de la cuenca

EXTENSION DE LA CUENCA.	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.
Cuencas chicas hasta de 10 Km ²	20 %
Medianas de 11 a 100 Km ²	15 %
Grandes de 100 a 500 Km ²	10 %
Mayores de 500 Km ²	Menor de 10 %

#..

5.1.- FORMULAS Y METODOS EMPIRICOS

Comentarios generales

La aplicación de una fórmula basada en experiencias anteriores es, sin duda, el procedimiento más simple y rápido para estimar el caudal máximo probable que puede ocurrir en una cuenca dada. Las fórmulas empíricas generalmente establecen la relación entre el gasto máximo y alguna o algunas de las variables más importantes que influyen en él. Anteriormente se mencionaron los parámetros que intervienen, de manera notable, en el escurrimiento y por lo tanto en el gasto. No parece lógico suponer que solamente considerando uno o dos de estos factores, pueda llegarse a un valor del caudal máximo probable, acorde con la realidad.

De lo anterior se desprende que, en general, las fórmulas empíricas sirvan únicamente para tener una idea aproximada del orden de magnitud del caudal esperado, por lo que su utilización, en general, no es recomendable. Pueden utilizarse cuando los facto-

res que no aparecen en ellas se conservan, y se mantienen las condiciones para las que fueron deducidas.

Existe una gran variedad de métodos empíricos: en general, simplemente se necesita conocer el área, de la cuenca y su coeficiente de escurrimiento, para valorar el gasto máximo instantáneo.

Una de las fórmulas más antiguas y extensamente utilizada es la llamada "fórmula racional americana", de la cual se han derivado la mayoría de los métodos empíricos existentes. Esta fórmula puede escribirse como

$$Q = C i A$$

en donde Q es el gasto máximo instantáneo en m³/s, C es el coeficiente de escurrimiento, que depende de las características físicas de la cuenca, i es la intensidad máxima de precipitación en m/s y A es el área de la cuenca en m².

Para escribir la fórmula racional de una manera lógica y fácil de aplicar es más conveniente expresar la intensidad de precipitación en mm/h y el área de

la cuenca en km². Las modificaciones anteriores impli-
can la introducción en la fórmula de un factor prove-
niente del cambio de unidades, que resulta igual a --
0.2778. Así pues, la fórmula racional queda

$$Q = 0.2778 C i A$$

Los valores del coeficiente de escurrimiento C --
que se muestran en la tabla anexa son aplicables para
tormentas con periodos de retorno comprendidos entre
5 y 10 años. Para analizar tormentas de menor probabi-
lidad de ocurrencia deben incrementarse los valores --
de C, debido al efecto de la infiltración y algunos --
otros factores de menor importancia en la magnitud --
del gasto máximo.

La selección de un valor adecuado del coeficien-
te de escurrimiento presenta serios problemas que ra-
dican, principalmente, en la estimación de la influen-
cia relativa que muchas variables relacionadas entre
sí, tienen en el valor de C.

Método racional de Gregory y Arnold

En 1932 Gregory y Arnold desarrollaron en base a

96

FORMULA RACIONAL VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C

Características del área de drenaje	Valores de C
Prados	
Suelo arenoso, plano, 2%	0.05 - 0.10
Suelo arenoso, medio, 2-7%	0.10 - 0.15
Suelo arenoso, inclinado, 7%	0.15 - 0.20
Suelo pesado, plano, 2%	0.13 - 0.17
Suelo pesado, medio, 2 - 7%	0.18 - 0.22
Suelo pesado, inclinado, 7%	0.25 - 0.35
Zonas comerciales	
Áreas del centro	0.70 - 0.95
Áreas de las alrededores	0.50 - 0.70
Zonas residenciales	
Casas solas	0.30 - 0.50
Edificios separados	0.40 - 0.60
Edificios juntos	0.60 - 0.75
Suburbia	0.25 - 0.40
Áreas de departamentos	0.50 - 0.70
Zonas industriales	
Construcciones esparcidas	0.50 - 0.60
Áreas densamente construidas	0.60 - 0.90
Parques, cementerios	0.10 - 0.25
Campos deportivos	0.20 - 0.35
Patios de ferrocarril	0.20 - 0.40
Terrenos baldíos	0.10 - 0.30
Calles	
de asfalto	0.70 - 0.95
de concreto	0.80 - 0.95
de lodillo	0.70 - 0.85
Calzadas y paseos	0.75 - 0.85
Techos	0.75 - 0.95

la fórmula racional un método para tomar en cuenta -- factores como forma y pendiente de la cuenca, la configuración del sistema hidrográfico y las características hidráulicas del cauce.

El método ha sufrido múltiples modificaciones para adaptarlo a regiones de características hidrológicas diferentes. En 1941 la Comisión Nacional de Irrigación publicó la expresión general del método, ilustrada con ejemplos, tablas y gráficas para facilitar su aplicabilidad a las condiciones locales. La expresión es la siguiente:

$$Q = 0.2086 (C A R_H^F)^{0.1429} H^{0.5714} S^{0.2143}$$

donde

- Q gasto máximo en m³/s
- C coeficiente de escurrimiento
- A área de la cuenca en ha
- R_H intensidad de lluvia en cm/hora correspondiente a una duración de lluvia de H horas
- H duración de la lluvia en horas
- F factor del cauce; toma en cuenta el ancho

del fondo, tirante, taludes laterales y la rugosidad definida en base a los estudios de Gangillet y Kutter.

B se define como $\sqrt{\frac{P}{L}}$, siendo P el factor de forma de la cuenca y L la distancia máxima que recorre el agua en metros.

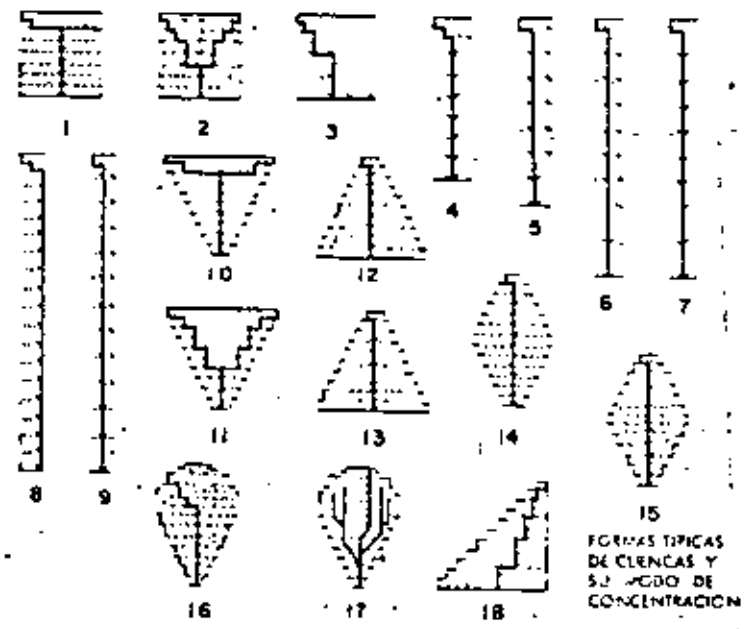
S pendiente media del cauce en m/km.

Este método a pesar de su laboriosidad ha sido y aún hoy en día es profusamente utilizado en nuestro país. La Dirección de Hidrología de la S.A.R.H., emplea frecuentemente este criterio para predecir avenidas máximas, pues el método con las modificaciones, y adaptaciones realizadas en esa dependencia proporciona no solamente el valor del gasto máximo, sino también la forma del hidrograma.

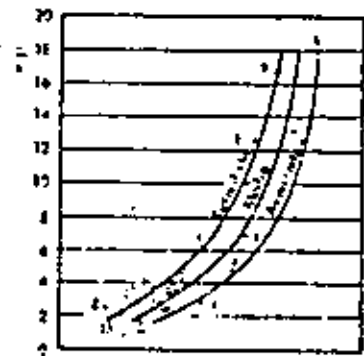
Las tablas anexas proporcionan el valor de los coeficientes necesarios para la aplicación del método

METODO DE GREGORY Y ARNOLD

TABLA No. 104 2



FORMAS TÍPICAS DE CUELCAS Y SU RÍGIDO DE CONCENTRACION



FORMA DE LA CONCENTRACION

Valores del factor p						
CANTIDAD DE AGUA						
L	1000 m ³ /s			2000 m ³ /s		
	Res	Med	Var	Res	Med	Var
2	3.42	3.45	3.47	3.47	3.49	3.52
3	3.44	3.47	3.49	3.53	3.55	3.58
4	3.46	3.49	3.51	3.55	3.57	3.60
6	3.50	3.53	3.55	3.59	3.61	3.64
10	3.55	3.58	3.62	3.64	3.67	3.70

TABLA Hoja 2 de 2

METODO DE GREGORY Y ARNOLD VALORES DEL FACTOR F PARA SECCIONES ABIERTAS CON PAREDES INCLINADAS

Talud	Ancho del fondo por la gineja	Coeficiente de rugosidad de Kutter				
		0.011	0.015	0.020	0.030	0.100
0.5:1	Forma en V	7.31	6.40	5.72	5.00	3.19
	1 por 1	7.64	6.68	5.99	5.23	3.34
	2 por 1	7.61	6.66	5.96	5.20	3.33
	4 por 1	7.45	6.52	5.83	5.09	3.26
	8 por 1	7.12	6.23	5.58	4.67	3.11
	16 por 1	6.68	5.85	5.24	4.57	2.92
	30 por 1	6.23	5.50	4.91	4.29	2.75
100 por 1	5.45	4.77	4.25	3.72	2.38	
1:1	Forma en V	7.31	6.38	5.87	5.13	3.28
	1 por 1	7.60	6.64	5.95	5.19	3.32
	2 por 1	7.54	6.60	5.90	5.15	3.30
	4 por 1	7.37	6.45	5.76	5.04	3.22
	8 por 1	7.07	6.17	5.53	4.63	3.08
	16 por 1	6.68	5.83	5.23	4.55	2.91
	30 por 1	6.25	5.47	4.89	4.27	2.77
100 por 1	5.43	4.76	4.25	3.73	2.38	
2:1	Forma en V	7.31	6.43	5.72	5.00	3.19
	1 por 1	7.31	6.40	5.72	5.00	3.19
	2 por 1	7.27	6.36	5.70	4.97	3.18
	4 por 1	7.14	6.25	5.59	4.88	3.12
	8 por 1	6.90	6.05	5.40	4.71	3.03
	16 por 1	6.58	5.75	5.14	4.49	2.88
	30 por 1	6.20	5.41	4.85	4.23	2.70
100 por 1	5.42	4.75	4.24	3.70	2.37	
3:1	Forma en V	7.04	6.17	5.51	4.83	3.06
	1 por 1	7.04	6.17	5.51	4.83	3.08
	2 por 1	7.01	6.14	5.49	4.79	3.06
	4 por 1	6.95	6.07	5.42	4.74	3.03
	8 por 1	6.75	5.90	5.28	4.61	2.96
	16 por 1	6.49	5.67	5.07	4.43	2.83
	30 por 1	6.14	5.38	4.81	4.20	2.68
100 por 1	5.40	4.72	4.22	3.69	2.36	

2.- ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS

La utilización de las llamadas "curvas envolventes de gastos máximos", constituye otro procedimiento empírico para estimar el máximo valor del caudal que puede presentarse en una cuenca determinada.

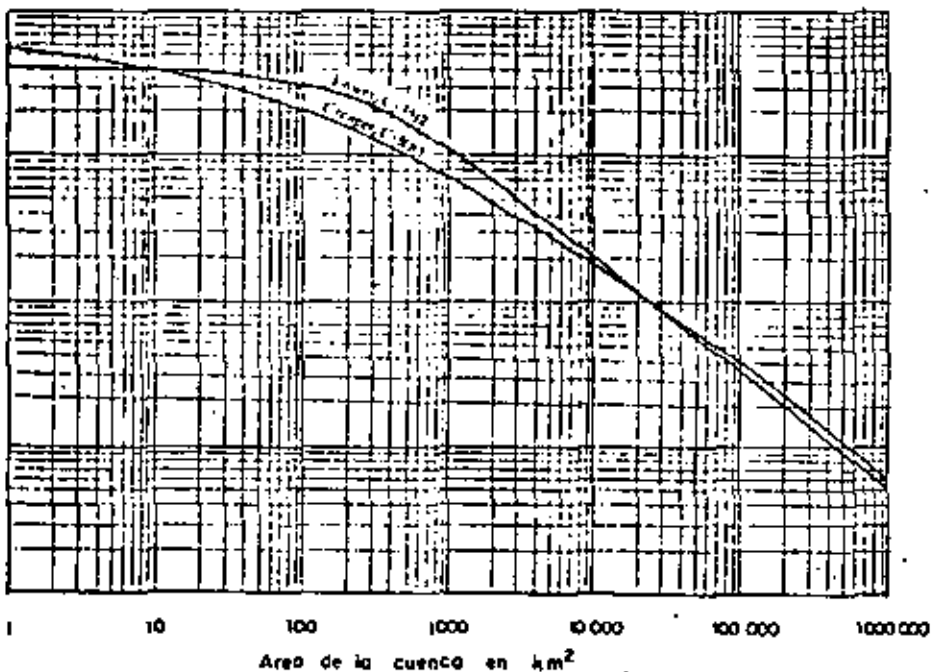
Debido a la amplia difusión que ha tenido esta técnica, se ha considerado conveniente tratarla separadamente de las fórmulas empíricas anteriormente expuestas.

El análisis está enfocado a calcular la relación existente entre el caudal específico máximo (relación entre el gasto de pico y el área de la cuenca) ocurrido en diversas cuencas y sus áreas correspondientes, con objeto de establecer la ley de variación del límite superior de los gastos registrados. Llevando los resultados a un plano coordenado, se obtiene una serie de puntos, uno para cada caso estudiado. Puede entonces adaptarse una curva continua al sistema de puntos, que constituya la frontera superior del mismo. Esta curva es la envolvente de los gastos máximos.

Se utilizan fundamentalmente dos tipos de curvas envolventes. Si las curvas se elaboran en base a datos de una zona hidrológica determinada, se obtienen las llamadas envolventes regionales. Un análisis de carácter más general de las avenidas máximas ocurridas en diversas corrientes del mundo, conduce a las envolventes mundiales.

A continuación se muestran las envolventes de Creager y Lowry, desarrolladas en base a los principios anteriores, que se utilizan en la determinación práctica del gasto máximo que puede ocurrir en una cuenca.

ENVOLVENTES DE GASTOS MÁXIMOS



- METODOS ESTADISTICOS.

Un conjunto de datos hidrológicos, pertenecientes a la misma población estadística, puede ser analizada mediante métodos matemáticos basados en la teoría de las probabilidades.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución.

En general se cuenta con pocos registros, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los datos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados.

Existen muchos criterios al respecto. En base a ellos se han desarrollado una serie de métodos que utilizan diferentes funciones de distribución.

Para poder aplicarlos se requiere en este caso, gastos máximos anuales. Cuanto mas datos se tengan, mayor será la aproximación.

Entre las distribuciones estadísticas mas usuales

amos la de Pearson, la de valores extremos y las -
ritmicas.

A continuación se exponen los métodos probabilis-
tmas comunes para predecir caudales máximos y se
eren procedimientos de cálculo para la aplicación
ada de los métodos expuestos.

DO DE GUMBEL

Este método permite obtener el gasto máximo que
presentarse en una cuenca para un determinado -
do de retorno, a partir de la serie de gastos má-
anuales.

El gasto máximo para el período de retorno T_T -
nveniente asignado al proyecto en estudio, esta

por la formula:

$$Q_{MAX} = Q_M - \frac{\sigma_N}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - L_{T_T})$$

a secuela de cálculo se enumera a continuación

- Se tabulan los datos
- Cálculo del gasto medio Q_M
- Se calcula la desviación estandar σ_N

N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N	ϕ	$\sqrt{N\sigma_N}$
1	.4843	.9043	49	.5431	1.1590	.01	(2.1607)
9	.4902	.9268	50	.54854	1.1606	.02	(1.7894)
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1673	.05	(1.4550)
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638	.10	(1.3028)
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653	.15	1.2548
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667	.20	1.2427
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681	.25	1.2494
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696	.30	1.2687
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708	.35	1.2981
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721	.40	1.3366
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734	.45	1.3845
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467	.50	1.4427
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770	.55	1.5130
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793	.60	1.5984
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814	.65	1.7034
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834	.70	1.8355
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536	.75	2.0069
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873	.80	2.2408
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890	.85	2.5849
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906	.90	(3.1639)
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923	.95	(4.4721)
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382	.98	(7.0710)
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953	.99	(10.000)
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967		
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980		
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994		
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073		
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020		
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032		
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044		
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055		
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649		
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534		
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598		
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292		
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786		
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450		
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880		
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506		
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851		
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255		

MÉTODOS DE GUMBEL

- 4.- Se determinan los coeficientes \bar{Y}_N y σ_N
- 5.- Se calcula el gasto máximo Q_{MAX} , aplicando la expresión del método.
- 6.- Se determina el intervalo de confianza ΔQ , que es la variación del gasto máximo que depende del número de datos.
- 7.- Finalmente se calcula el gasto de diseño Q_D , que será:

$$Q_D = Q_{MAX} + \Delta Q$$

MÉTODOS DE LEVEDIEV

Este método, al igual que el de Gumbel, es estadístico pero la diferencia entre los dos consiste en que Levediev supone que el gasto tiene una distribución estadística del tipo III de Pearson y además ajusta esta distribución por medio de los valores experimentales obtenidos en ríos de la Unión Soviética.

Mediante la aplicación de esta técnica, puede determinarse el gasto máximo probable para un período de retorno, a partir del registro de gastos máximos anuales. Dicho gasto, está dado por la fórmula.

CORRIENTE : RÍO TAMAZULA
 ESTACION HIDROMETRICA : PUENTE CAÑEDÓ
 PERIÓDOS REGISTRADOS : 1932 A 1946

AÑO DE OBSERVACION	GASTO MÁXIMO ANUAL Q_i (M ³ /S)	$Q_i^2 \times 10^6$
1932	1695	2.860
1933	488	0.238
1934	978	0.959
1935	1484	2.210
1936	845	0.713
1937	692	0.480
1938	868	0.751
1939	1991	3.990
1940	1426	2.040
1941	1904	3.620
1942	939	0.880
1943	1790	3.200
1944	2276	5.190
1945	3232	10.400
1946	429	0.184
SUMA	21 039	37.715

GASTO MEDIO. $Q_M = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{21039}{15} = 1402.60 \text{ m}^3/\text{s}$

DESVIACIÓN ESTÁNDAR $\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_M^2}{N-1}}$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{37.715 \times 10^6 - 15 (1402)^2}{15-1}} = 770$$

VALORES DE \bar{Y}_N Y σ_N

EN LA TABLA G-1, CON EL VALOR DE $N=15$, TENEMOS:

$$\bar{Y}_N = 0.5128 \quad \sigma_N = 1.02057$$

GASTO MÁXIMO $Q_{MAX} = Q_M - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - LTR)$

$$Q_{MAX} = 1402.60 - \frac{770}{1.02057} (0.5128 - LTR)$$

T_R	AÑOS	25	75
Q_{MAX}	m^3/s	3452	4272

INTERVALO DE CONFIANZA $\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_M \cdot \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}}$

PREVIAMENTE SE CALCULA $\phi = 1 - \frac{1}{T_R}$

PARA $T_R = 25$ $\phi = 0.96$

PARA $T_R = 75$ $\phi = 0.987$

PARA VALORES COMPREDIDOS DE 0.2 A 0.8 DE ϕ
EL INTERVALO DE CONFIANZA SE CALCULA
CON LA EXPRESION ANTERIOR, APOYANDOSE
EN LA TABLA

SI EL VALOR DE ϕ RESULTA MAYOR DE 0.9, ENTONCES
EL INTERVALO DE CONFIANZA SE CALCULA CON:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N}$$

EN NUESTRO PROBLEMA : $\Delta Q = \pm \frac{1.14 \cdot 770}{1.02057} = \pm 860 \text{ M}^3/\text{S}$

GASTO DE DISEÑO $Q_D = Q_{\text{MAX}} \pm \Delta Q$

T_R AÑOS	25	75
Q_D M^3/S	4312	5132

$$Q_{MAX} = Q_M (K C_v + 1)$$

El procedimiento a seguir para la aplicación del método, es el siguiente:

- 1.- Se tabulan los datos de los gastos máximos anuales, del período de registros con que se cuenta.
- 2.- Se calcula el gasto medio Q_M , de la muestra.
- 3.- Se calcula el coeficiente de variación C_v
- 4.- Se determina el coeficiente de asimetría C_s
- 5.- De la tabla L-1, se obtiene el valor del coeficiente K , que depende de la probabilidad p , de que el gasto máximo de diseño sea igualado y del coeficiente de asimetría C_s
- 6.- Cálculo del gasto máximo probable Q_{MAX} , con la aplicación de la ecuación dada.
- 7.- En función del tamaño de la muestra de datos, se estima el valor del coeficiente A
- 8.- De la grafica L-1 y en función del coefi-

ciente de variación C_v y de la probabilidad P , se determina el coeficiente E_R

- 9.- Con los datos anteriores se calcula el intervalo de confianza ΔQ
- 10.- Se obtiene el gasto de diseño Q_D , sumando al máximo probable el intervalo de confianza.

$$Q_D = Q_{MAX} + \Delta Q$$

MÉTODO DE LEVEDIEV.

FUENTE: RÍO COLIACAN

ESTACION HIDROMÉTRICA: PUENTE SUB-PACÍFICO

AÑOS REGISTRADOS: 1933 A 1953

DE ACION	GASTO MAXIMO Q_i	$\frac{Q_i}{Q_M}$	$\left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)$	$\left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^2$	$\left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^3$
	2	3	4	5	6
33	1780	0.590	-0.410	0.168	-0.069
34	2427	0.809	-0.197	0.039	-0.008
35	3755	1.240	0.240	0.057	0.014
36	1690	0.561	-0.439	0.192	-0.084
37	2674	0.829	-0.171	0.029	-0.005
38	2412	0.800	-0.200	0.040	-0.008
39	2100	1.040	0.040	0.001	0.000
40	2371	0.790	-0.210	0.044	-0.009
41	4113	1.250	0.250	0.062	0.015
42	4330	1.450	0.450	0.202	0.091
43	11000	3.650	2.650	7.020	18.600
44	2674	0.870	-0.130	0.017	-0.002
45	4705	1.580	0.580	0.336	0.196
46	699	0.232	-0.768	0.589	-0.456
47	781	0.261	-0.739	0.545	-0.402
48	737	0.244	-0.756	0.570	-0.430
49	2760	0.816	-0.184	0.034	-0.006
50	5228	1.740	0.740	0.548	0.406
51	507	0.162	-0.838	0.702	-0.586
52	399	0.132	-0.868	0.753	-0.656
53	2254	1.080	0.080	0.006	0.000
	63145	20.945		12.540	16.789

$$\text{GASTO MEDIO } Q_M = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{63145}{21} = 3010 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$\text{COEFICIENTE DE VARIACION } C_V = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^2}{N}}$$

$$C_V = \sqrt{\frac{12.540}{21}} = 0.77$$

$$\text{COEFICIENTE DE ASIMETRIA } C_S = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^3}{N C_V^3}$$

$$C_S = \frac{16.789}{21 (0.77)^3} = 1.75$$

EL MÉTODO RECOMIENDA TOMAR PARA AVENIDAS
PROVOCADAS POR TORMENTAS EL VALOR DE C_S
SIGUIENTE:

$$C_S = 3 C_V \quad \therefore C_S = 3 (0.77) = 2.21$$

DE ESTOS DOS VALORES DE C_S , SE TOMARA EL MAYOR

$$\therefore C_S = 2.21$$

COEFICIENTE K... ESTE VALOR K SE DETERMINA CON
LA TABLA L-1, EN FUNCION DE LOS
VALORES DE C_S Y DE LA PROBA-

BILIDAD P PARA DIFERENTES PERIODOS
DE RETORNO.

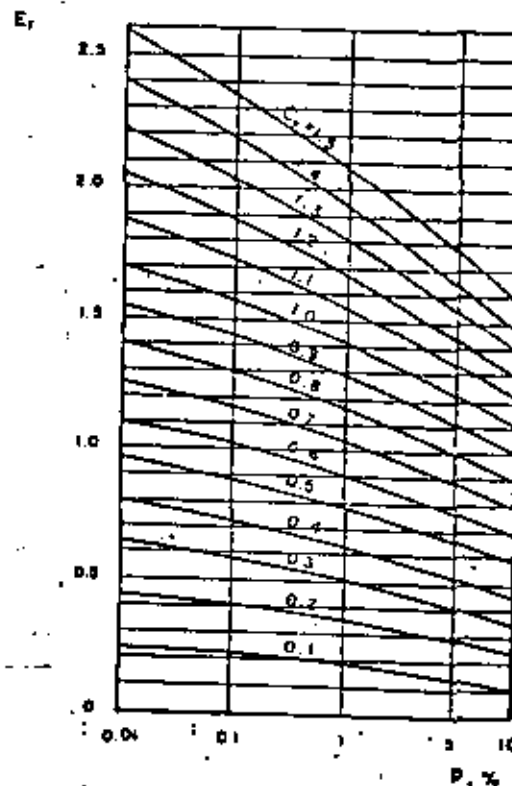
METODO DE LEVEDIEV .- TABLA L-1

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III .- VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K

C ₁	p, en porcentaje									
	0.5	1	2	10	20	50	80	90	95	99
3.0	0.67	0.67	0.64	0.44	0.41	0.40	- 0.42	- 1.18	- 2.00	- 4.05
2.6	0.71	0.71	0.71	0.70	0.67	0.38	- 0.46	- 1.21	- 2.01	- 3.97
2.6	0.77	0.77	0.77	0.75	0.70	0.37	- 0.50	- 1.24	- 2.01	- 3.89
2.4	0.83	0.83	0.83	0.80	0.73	0.35	- 0.54	- 1.26	- 2.01	- 3.80
2.2	0.91	0.91	0.90	0.84	0.75	0.33	- 0.57	- 1.28	- 2.01	- 3.71
2.0	1.00	0.99	0.98	0.90	0.76	0.31	- 0.61	- 1.30	- 2.00	- 3.61
1.8	1.10	1.09	1.07	0.95	0.80	0.28	- 0.64	- 1.32	- 1.98	- 3.50
1.6	1.22	1.20	1.17	0.99	0.82	0.25	- 0.68	- 1.33	- 1.96	- 3.39
1.4	1.35	1.32	1.27	1.04	0.83	0.23	- 0.71	- 1.34	- 1.94	- 3.27
1.2	1.50	1.45	1.38	1.09	0.84	0.20	- 0.73	- 1.34	- 1.91	- 3.15
1.0	1.66	1.59	1.49	1.13	0.85	0.16	- 0.76	- 1.34	- 1.88	- 3.02
0.8	1.84	1.73	1.61	1.17	0.86	0.13	- 0.78	- 1.34	- 1.84	- 2.89
0.6	2.02	1.88	1.72	1.20	0.86	0.10	- 0.80	- 1.33	- 1.80	- 2.76
0.4	2.20	2.03	1.83	1.23	0.86	0.07	- 0.82	- 1.32	- 1.75	- 2.62
0.2	2.39	2.18	1.95	1.24	0.85	0.03	- 0.83	- 1.30	- 1.70	- 2.47
0.0	2.59	2.35	2.02	1.28	0.84	0.00	- 0.84	- 1.28	- 1.64	- 2.33
0.2	2.76	2.42	2.16	1.30	0.83	- 0.03	- 0.85	- 1.26	- 1.58	- 2.18
0.4	2.95	2.61	2.26	1.32	0.82	- 0.07	- 0.85	- 1.23	- 1.52	- 2.03
0.6	3.13	2.75	2.35	1.33	0.80	- 0.10	- 0.85	- 1.20	- 1.45	- 1.88
0.8	3.31	2.89	2.45	1.34	0.78	- 0.13	- 0.86	- 1.17	- 1.38	- 1.74
1.0	3.49	3.02	2.54	1.34	0.76	- 0.16	- 0.85	- 1.13	- 1.32	- 1.59
1.2	3.66	3.15	2.62	1.34	0.73	- 0.19	- 0.84	- 1.08	- 1.24	- 1.45
1.4	3.83	3.27	2.71	1.34	0.71	- 0.22	- 0.83	- 1.04	- 1.17	- 1.32
1.6	3.99	3.39	2.78	1.33	0.68	- 0.25	- 0.81	- 0.99	- 1.10	- 1.20
1.8	4.15	3.50	2.85	1.32	0.64	- 0.28	- 0.80	- 0.94	- 1.02	- 1.09
2.0	4.33	3.60	2.91	1.30	0.61	- 0.31	- 0.78	- 0.90	- 0.95	- 0.99
2.2	4.41	3.68	2.95	1.27	0.57	- 0.33	- 0.75	- 0.84	- 0.88	- 0.91
2.4	4.57	3.78	3.02	1.25	0.52	- 0.35	- 0.72	- 0.79	- 0.82	- 0.83
2.6	4.71	3.86	3.08	1.21	0.48	- 0.37	- 0.70	- 0.75	- 0.76	- 0.77

METODO DE LEVEDIEV .- GRAFICA L-2

METODO DE LEVEDIEV - VALORES DE E_r



DISTRIBUCION PEARSON TIPO III .- VALORES DEL COEFICIENTE FRECUENCIA K

C ₁	p, en porcentaje									
	0.5	1	2	10	20	50	80	90	95	99
2.8	4.84	3.96	3.12	1.18	0.44	- 0.39	- 0.67	- 0.70	- 0.71	- 0.72
3.0	4.95	4.05	3.14	1.13	0.39	- 0.40	- 0.64	- 0.66	- 0.67	- 0.67
3.2	5.08	4.11	3.14	1.09	0.35	- 0.41	- 0.61	- 0.62	- 0.63	- 0.63
3.4	5.19	4.18	3.15	1.06	0.31	- 0.41	- 0.57	- 0.59	- 0.59	- 0.59
3.6	5.30	4.24	3.17	1.00	0.28	- 0.42	- 0.55	- 0.56	- 0.56	- 0.56
3.8	5.40	4.29	3.18	1.00	0.24	- 0.42	- 0.52	- 0.53	- 0.53	- 0.53
4.0	5.50	4.34	3.20	0.96	0.21	- 0.41	- 0.50	- 0.50	- 0.50	- 0.50
4.2	5.60	4.39	3.24	0.93	0.19	- 0.41	- 0.48	- 0.48	- 0.48	- 0.48
4.4	5.69	4.42	3.25	0.91	0.15	- 0.40	- 0.46	- 0.46	- 0.46	- 0.46
4.6	5.79	4.46	3.27	0.87	0.13	- 0.40	- 0.44	- 0.44	- 0.44	- 0.44
4.8	5.89	4.50	3.29	0.82	0.10	- 0.39	- 0.42	- 0.42	- 0.42	- 0.42
5.0	5.94	4.54	3.32	0.78	0.07	- 0.38	- 0.40	- 0.40	- 0.40	- 0.40

PARA $T_R = 50$ $p = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{50} = 0.02 = 2\%$

SI $p = 2\%$ Y $C_s = 2.21$ ENTONCES $K = 2.95$

PARA $T_R = 100$ $p = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{100} = 0.01 = 1\%$

SI $p = 1\%$ Y $C_s = 2.21$ ENTONCES $K = 3.68$

COEFICIENTE E_R -- COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LOS VALORES DE C_V Y DE p .

ESTE COEFICIENTE SE OBTIENE DE LA GRAFICA L-2

PARA $C_V = 0.77$ Y $p = 2\%$ ENTONCES $E_R = 1.1$

PARA $C_V = 0.77$ Y $p = 1\%$ ENTONCES $E_R = 1.12$

MAXIMO $Q_{MAX} = Q_M (K C_V + 1)$

$Q_{MAX-50} = 3010 (2.95 \times 0.77 + 1) = 9842 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{MAX-100} = 3010 (3.68 \times 0.77 + 1) = 11528 \text{ m}^3/\text{s}$

T_R AÑOS	50	100
Q_{MAX} m^3/s	9842	11528

INTERVALO DE CONFIANZA

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_R Q_{MAX}}{\sqrt{N}}$$

A , ES UN COEFICIENTE QUE VARIA DE 0.7 A 1.5 Y QUE DEPENDE DEL NUMERO DE AÑOS REGISTRADOS. A MAYOR NUMERO DE DATOS, EL VALOR DE A , DISMINUYE. POR EJEMPLO PARA $N = 40$, $A = 0.7$

PARA NUESTRO EJEMPLO: $A = 1.1$

SUSTITUYENDO LOS VALORES CONOCIDOS DE A Y E_R , CALCULAMOS LOS ΔQ PARA LOS PERIODOS DE RETORNO CORRESPONDIENTES.

PARA $T_R = 50$ $\Delta Q = \frac{(1.1)(1.1)(9842)}{\sqrt{21}} = 2598 \text{ m}^3/\text{s}$

PARA $T_R = 100$ $\Delta Q = \frac{(1.1)(1.12)(11528)}{\sqrt{21}} = 3099 \text{ m}^3/\text{s}$

GASTO DE DISEÑO

$$Q_D = Q_{MAX} + \Delta Q$$

$Q_{D/50} = 9842 + 2598 = 12440 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{D/100} = 11528 + 3099 = 14627 \text{ m}^3/\text{s}$

T_R AÑOS	50	100
Q_{MAX} m^3/s	12440	14627



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS
D E RIEGO

DRENAJE DE ZONAS DE RIEGO

H I D R O L O G I A

ING. HECTOR GOMEZ MONDRAGON



A.5.4.- METODOS BASADOS EN EL HIDROGRAMA UNITARIO.

Existen dos tipos principales de técnicas para predecir caudales máximos, basados en la teoría del Hidrograma Unitario.

Las primeras, pueden quedar representadas por el método llamado simplemente "del hidrograma unitario".

El segundo tipo, basados en relaciones lluvia - escurrimiento, consideran adicionalmente, las características físicas de la cuenca, cuya influencia en la magnitud del gasto se ha discutido ampliamente. Se presentan dos métodos. El de Chow y el de I-Pai-Wu. Ambos métodos permiten determinar la avenida máxima en una cuenca no aforada, con solo conocer las características hidrológicas de cuencas vecinas y algunos datos físicos de la cuenca, como son área, tipo y uso del suelo, longitud y pendiente del cauce principal.

HIDROGRAMA UNITARIO...

Generalidades

El hidrograma unitario (H. U.) de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo debido a una tormenta con lámina de precipitación en exceso de un centímetro, repartida uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad constante durante un período específico de tiempo.

La teoría del hidrograma unitario fué desarrollada por Sherman, que la publicó en 1932. Se basa en las hipótesis siguientes:

- a) La precipitación en exceso tiene una distribución uniforme sobre la superficie de la cuenca y en toda su duración.
- b) El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento superficial originado por una lluvia en exceso de duración específica es constante, constituyendo por lo tanto, una característica de la cuenca.
- c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimiento directo de un tiempo base común son directamente proporcionales al volumen to--

de escurrimiento directo representado por cada hidrograma.

d) El hidrograma unitario refleja en su forma todas las características físicas de la cuenca.

Teniendo como dato los registros continuos de precipitación y escurrimiento, a partir del hidrograma originado por una tormenta aislada, puede calcular el hidrograma unitario con el siguiente procedimiento:

- 1.- Se separa del hidrograma de la tormenta el gasto base y se calcula el volumen del escurrimiento directo.
- 2.- Se calcula el cociente del volumen del escurrimiento directo entre el área de la cuenca. (h_e)
- 3.- Se dividen las ordenadas del hidrograma de la tormenta entre el cociente calculado en el paso anterior, obteniendo así las ordenadas del H. U.

OBTENCION DE UN HIDROGRAMA UNITARIO.

(1) FECHA	(2) HORA HRS	(3) GASTO OBSERVADO M ³ /S	(4) GASTO BASE ESTIMADO M ³ /S	(5) ESCTO. DIRECTO M ³ /S	(6) ORDENADA H. U. D _e = GHR. M ³ /S	(7) HORAS DESPUES DE LA INICIACION HRS
10	5	13.5	13.5	0	0.00	0
	8	34.0	12.5	21.5	3.81	3
	11	64.0	11.6	52.4	9.28	6
	14	83.0	10.8	72.2	12.80	9
	17	76.0	11.3	64.7	11.40	12
	20	58.5	11.6	46.9	8.28	15
	23	40.6	11.9	28.7	5.09	18
	2	31.2	12.1	19.1	3.37	21
	5	25.8	12.5	13.3	2.35	24
	8	22.1	12.8	9.3	1.65	27
	11	19.3	13.0	6.3	1.11	30
	14	17.0	13.3	3.7	0.65	33
	17	15.3	13.6	1.7	0.30	36
	20	14.5	13.9	0.6	0.01	39
	23	14.2	14.2	0	0.00	42
SUMA				340.4		

AREA DRENADA = 64.93 KM² = 64.93 x 10⁶ M²
 DURACION LLUVIA EN EXCESO = 6 HORAS
 PRECIPITACION MEDIA = 7.2 CM

Q_{DIRECTO} = ESC_{DIRECTO} TOTAL POR INTER. TIEMPO

$$340.4 (3 \times 60 \times 60) = 366 \times 10^4 \text{ M}^3 = 3,660,000 \text{ M}^3$$

DE LLUVIA EN EXCESO (h_e)

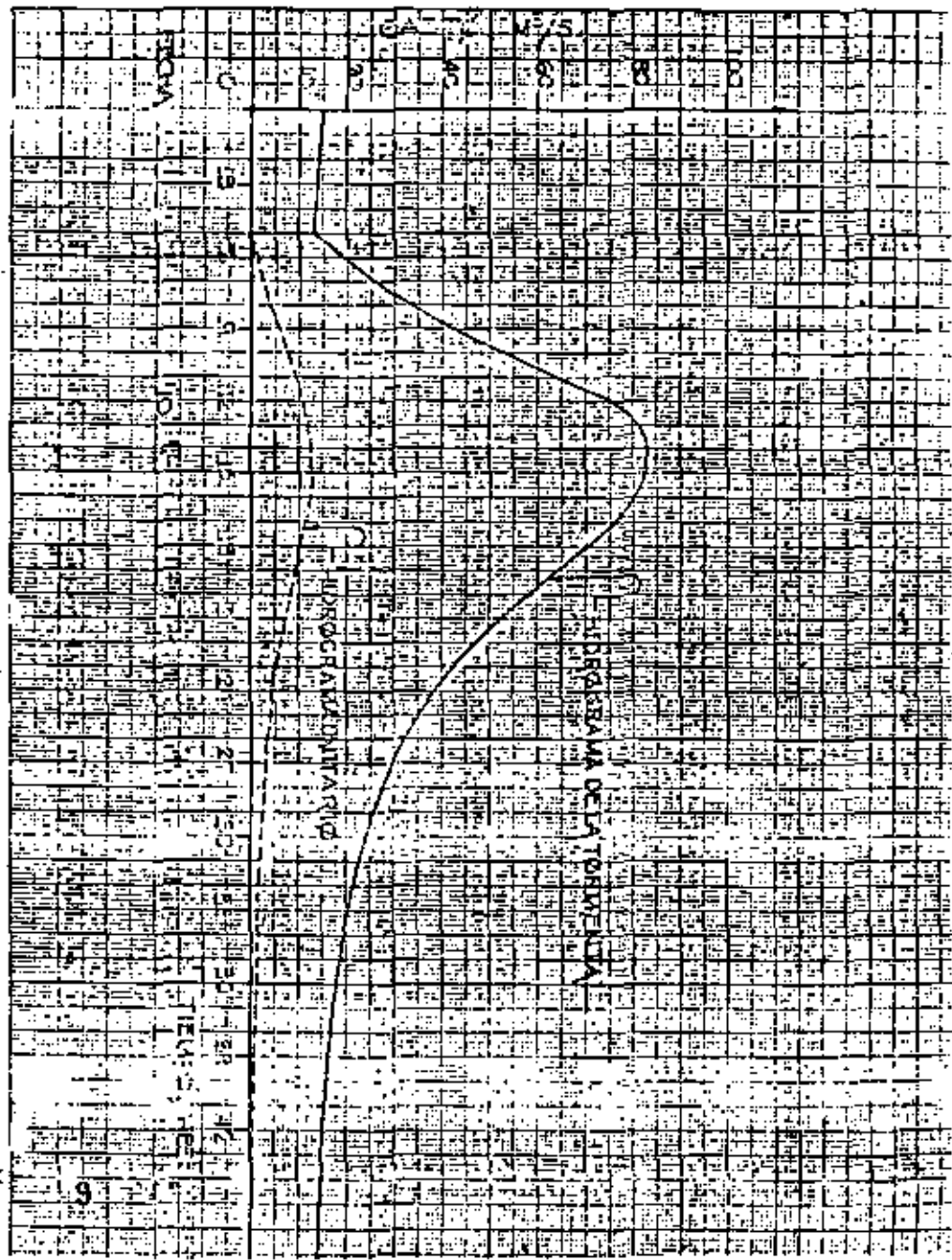
$$h_e = \frac{366 \times 10^4 \text{ M}^3}{64.93 \times 10^6 \text{ M}^2} = 5.67 \times 10^{-2} \text{ M} = 5.67 \text{ CM.}$$

ORDENADAS DEL H.U.

SE OBTIENEN DIVIDIENDO LAS ORDENADAS DEL
 CUMULADO DIRECTO ENTRE LA LLUVIA EN EXCESO.

$$U = \frac{\text{CØL. (5)}}{h_e}$$

CON LOS DATOS DE LA TABLA SE PROCEDE A
 DIBUJAR EL HIDROGRAMA UNITARIO.



4.- La duración efectiva de la lluvia en exceso se obtiene a partir del hidrograma de la tormenta y el índice de infiltración media.

Superponiendo y "promediando" los hidrogramas unitarios obtenidos para varias tormentas con igual tiempo de duración de la precipitación en exceso, más o menos uniformes en tiempo y área, se forma el hidrograma unitario de la cuenca.

A continuación se ve un ejemplo de la obtención de un hidrograma unitario.

CURVA S.

Cuando se quiera usar un hidrograma unitario en una tormenta con duración en exceso diferente, se deberá ajustar dicho hidrograma mediante uno auxiliar llamado "curva S". Este hidrograma tiene la forma de una S deformada y es producido por una lluvia en exceso, continua y constante para un periodo indefinido. La curva S puede obtenerse graficamente sumando una serie de hidrogramas unitarios idénticos espaciados a un intervalo igual a la duración de la lluvia en ex

EL HIDROGRAMA UNITARIO ASI OBTENIDO SIRVE PARA CALCULAR EL ESCURRIMIENTO FLUVIAL GENERADO POR UNA TORMENTA DE DETERMINADA DURACION, EN ESTE EJEMPLO PARA UNA $D_e = 6$ HORAS SEGUN DATOS PROPORCIONADOS Y OBTENIDOS DEL HIETOGRAMA.

LA DESCARGA PRECEDENTE A LA TORMENTA ES EL PUNTO BASE QUE SIRVE PARA EL INICIO DE LA CONSTRUCCION DEL HIDROGRAMA, CUYAS ORDENADAS SE OBTENDRAN MULTIPLICANDO LAS DEL HIDROGRAMA UNITARIO POR EL VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO ESTIMADO (EXPRESADO EN LAMINA DE AGUA) Y AGREGANDOLE EL ESCURRIMIENTO DEL SUBSUELO.

caso, para la cual fueron deducidos. Este método es el más conveniente para la conversión a una duración más corta o más larga. Ya construido el hidrograma S, se puede deducir el hidrograma unitario para cualquier duración. Para lograrlo basta con avanzar o retroceder la posición de la curva S para un período de horas igual a la duración deseada. Las ordenadas del hidrograma deseado serán la diferencia entre las ordenadas del Hidrograma S original y el desplazado, multiplicadas por el cociente que resultará de dividir el tiempo de duración de la lluvia, en exceso, que produjo el hidrograma unitario que se usó para obtener la curva S, t_0 y el tiempo de duración de la lluvia en exceso para el hidrograma unitario que se busca, t_0 .

A continuación tenemos una aplicación.

METODO DE CHOW

La expresión que da el gasto máximo en este método, es la siguiente:

$$Q_{MAX} = X Y Z A$$

X. Factor de escurrimiento

Y. Factor climático

Z. Factor de reducción

A. Área en km².

El parámetro X, llamado factor de escurrimiento, depende de la precipitación en exceso, la cual recomienda el Soil Conservation Service para su cálculo la aplicación de la siguiente fórmula:

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{N} + 20.32} \quad X = \frac{P_e}{d}$$

La fórmula anterior se ha deducido a partir de consideraciones teóricas y ha sido ajustada en base a experiencias posteriores. En la fórmula P y P_e son las láminas de precipitación total y en exceso, respectivamente, medidas en cm; N es un índice llamado

número de escurrimiento" que depende del tipo de suelo y de la cubierta vegetal en la cuenca. La tabla anexa, obtenida por el SCS mediante pruebas de campo, contiene valores del número de escurrimiento N , para diferentes condiciones.

La figura anexa muestra la solución gráfica de la ecuación citada.

El factor climático γ toma en cuenta la variación de la lluvia entre la estación base y la zona en estudio y se utiliza para transportar la tormenta. Se calcula dividiendo la lámina de precipitación en la cuenca entre la altura de lluvia registrada en la estación base y multiplicando por el coeficiente de ajuste 2.78.

$$\gamma = 2.78 \frac{P}{P_b}$$

El factor de reducción de pico Z de la expresión de Chow depende del cociente d/t_p , donde t_p es el tiempo de retraso del pico del hidrograma con relación al centro de masa del hidrograma. La gráfica anexa permite calcular los valores de Z en función del

de la forma del hidrograma y de las características físicas de la cuenca. Chow encontró para su zona en estudio una expresión empírica que relaciona el tiempo de retraso con dos parámetros físicos de la cuenca. Esta expresión es la siguiente:

$$t_p = 0.00005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

donde

- t_p tiempo de retraso del pico del hidrograma respecto al centro de masas de la precipitación en exceso, en horas.
- L longitud del cauce principal en metros.
- S pendiente media del cauce, en porcentaje.

En la ecuación se observa que el tiempo de retraso resulta independiente de la duración de la precipitación. La solución gráfica de esta ecuación se muestra en la figura anexa.

En cuencas pequeñas y de configuración de drenaje simple, se ha observado que la magnitud del tiempo de re

CUL EL VALOR X .

SE CALCULA ESTE VALOR DE X PARA CADA DURACION DE LLUVIA.

ESTOS VALORES SE ENCUENTRAN APLICANDO LA EXPRESION:

$$X = \frac{P_{50}}{d}$$

DIVIDIENDO LOS VALORES DE LA COLUMNA (4) ENTRE LOS DE LA COLUMNA (1), DE LA TABLA ANTERIOR, SE TENDRAN LOS VALORES DE X .

DURACION DE LA TORRENTA d (HR)	X (CM/HR)
0.30	3.63
0.40	3.18
0.60	3.10
0.80	2.96
1.00	2.78
1.25	2.20
1.50	2.0
1.75	1.92
2.0	1.84
3.0	1.29
4.0	1.05

CULO DEL TIEMPO DE RETRASO t_p
EN LA FORMULA $t_p = 0.00505 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.64}$

SUSTITUIMOS LOS VALORES DE L Y S .

$$t_p = 0.00505 \left(\frac{6400}{\sqrt{0.402}} \right)^{0.64} = 1.87 \text{ HR.}$$

(VER GRAFICA CH-3)

traso t_p , se aproxima mucho a la del tiempo de concentración t_c , por lo que puede tomarse uno en lugar del otro, sin cometer error notable. Existen varias fórmulas empíricas para determinar el valor de t_c en cuencas no aforadas; - en la Soil Conservation Service Guide se propone para este fin la siguiente expresión:

$$t_c = 0.93 \frac{L^{1.155}}{H^{0.385}}$$

donde

- t_c tiempo de concentración, en horas
- L longitud del cauce principal en km.
- H desnivel entre el lecho de la corriente en el punto del estudio y el punto más elevado del parteaguas, en metros.

Para la utilización práctica de este método, conviene aplicar el siguiente procedimiento de cálculo:

1. Se calcula el valor del número de escurrimiento N a partir de las condiciones de tipo

Y uso del suelo en la cuenta, empleando la tabla anexa

2. Se fija la duración d de la tormenta.
3. Se selecciona el tiempo de retorno de la tormenta de diseño.
4. Se calcula la intensidad de lluvia de la tormenta supuesta, a partir de las curvas $i-d-T_r$.
5. Se calcula la precipitación total P_b multiplicando la intensidad de la lluvia por su duración.
6. Se obtiene la precipitación en exceso P_{eb} aplicando la ecuación (1) o de la gráfica anexa.
7. Se calcula el factor de escurrimiento X .
8. Se calcula el factor climático Y .
9. Se calcula el tiempo de retraso t_p aplicando la ecuación (2) o la gráfica anexa o bien haciendo $t_p = t_c$ en la expresión (3)

10. De una relación deducida de tormentas anteriores y sus correspondientes escurrimientos o, si se carece de información, de la gráfica anexa se obtiene el valor del factor de reducción de pico Z .
11. Se calcula el valor del gasto máximo para la duración de lluvia escogida, con la ecuación de Chow.
12. Se repite el proceso para otras duraciones de lluvia.
13. De los gastos obtenidos para diferentes duraciones de la precipitación en exceso, se escoge el mayor como gasto de diseño.
14. En caso de que la corriente analizada sea permanente, el gasto de diseño estará dado por la suma del obtenido en el paso anterior y el flujo base.

CON LA APLICACION DE ESTE METODO SE DETERMINARA EL GASTO MAXIMO PROBABLE DE UNA CUENCA DE LA QUE SE TIENEN LOS DATOS SIGUIENTES.

- AREA DE LA CUENCA, A = 25 KM²
- LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL, L = 6.4 KM.
- PENDIENTE DEL CAUCE, S = 0.402 %

USO DE LA TIERRA

- BOSQUES NATURALES, CON CONDICION DE LA SUPERFICIE, NORMAL : 50%
- LEGUMINOSAS, CON SURCOS RECTOS : 38%
- PASTIZAL, CON CONDICION DE LA SUPERFICIE, NORMAL : 12%

TIPO DEL SUELO, POR SUS CARACTERISTICAS, TIPO D.

DATOS PLUVIOGRAFICOS DE UNA ESTACION CLIMATOLOGICA DENTRO DE LA CUENCA ESTUDIADA.

SECUENCIA DE CALCULO.

ELECCION DEL TIEMPO DE RETORNO, T_R

SE CALCULARA EL RIESGO DE FALLA (J) PARA UN T_R = 50 AÑOS Y VIDA UTIL DE LA OBRA DE 25 AÑOS.

$P = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{50} = 0.02$

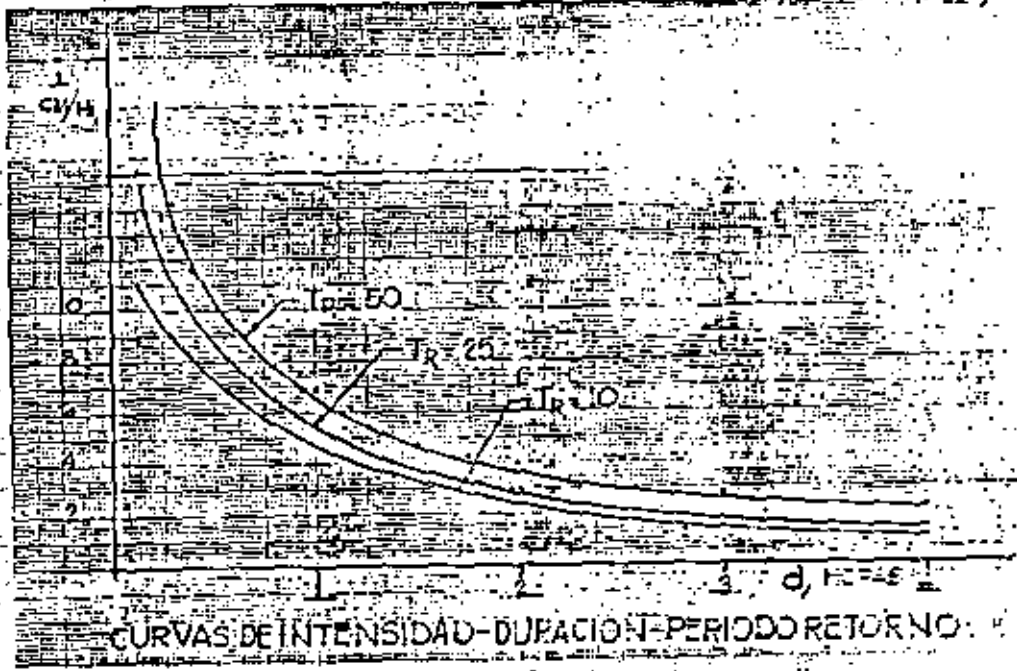
$q = 1 - p = 1 - 0.02 = 0.98$

$J = 1 - q^n = 1 - 0.98^{25} = 0.396 = 0.4 = 40\%$

ES DECIR QUE EN LA VIDA UTIL DE LA OBRA EXISTE EL 40% DE PROBABILIDADES DE QUE EL GASTO MAXIMO SEA IGUALADO O SUPERADO.

TRAZADO DE LAS CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA

(i-d-Tr) CON LOS DATOS DISPONIBLES SE TRAZAN ESTAS CURVAS Y MEDIANTE EL PROCEDIMIENTO DESCRITO ANTERIORMENTE, SE DETERMINAN LOS DATOS NECESARIOS PARA TRAZAR LAS CURVAS CORRESPONDIENTES A MAYORES PERIODOS DE RETORNO. A CONTINUACION SE MUESTRAN LAS CURVAS PARA T_R = 10, 25 Y 50 AÑOS.



CURVAS DE INTENSIDAD-DURACION-PERIODO RETORNO

FACTOR Y.

DE LAS CONDICIONES METEOROLOGICAS, DE LA ZONA DONDE ESTA LA ESTACION BASE Y DE LA ZONA EN ESTUDIO, SON IGUALES, POR LO TANTO

$Y = 2.76 \frac{P}{P_b} = 2.78$

AREA DE LA CUENCA, A

19

$$A = 25 \text{ km}^2$$

ESTIMACION DEL VALOR DE N.

CON EL USO Y TIPO DE SUELO, EN LA TABLA CH-1 SE BUSCA EL VALOR DE N CORRESPONDIENTE Y SE HACE UN PROMEDIO PESADO.

BOSQUES NATURALES	0.50 * 76 = 38
LEGUMINOSAS	0.38 * 87 = 33
PASTIZAL	0.12 * 84 = 10.1

$$\text{SUMA} = 81.1$$

$$\text{SEA } N = 81$$

DETERMINACION DE LA LLUVIA EN EXCESO P_{eb} .

SE DETERMINARA PARA $N = 81$ Y VARIAS TORMENTAS DE DISTINTAS DURACIONES. EN LA TABLA SIGUIENTE SE INDICAN LAS INTENSIDADES (I) PARA DISTINTAS DURACIONES (d), QUE SE TOMARON DE LA CURVA DE $T_r = 50$ AÑOS, ASI COMO LAS PRECIPITACIONES TOTALES $P = I * d$. TAMBIEN SE INDICAN LOS VALORES DE LA P_{eb} , DETERMINADOS CON LA FORMULA

$$P_{eb} = \frac{\left(P_b - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P_b + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (\text{VER GRAFICA CH-2})$$

DURACION DE LA TORMENTA d (HR)	INTENSIDAD DE LA LLUVIA I (CM/HR)	PRECIPITACION TOTAL $P = I * d$ (CM)	PRECIPITACION EN EXCESO (CM)
0.30	14.3	4.29	1.07
0.40	11.58	4.61	1.27
0.60	9.25	5.55	1.86
0.80	7.84	6.29	2.17
1.00	6.84	6.84	2.78
1.25	5.42	6.80	2.75
1.50	4.75	7.12	3.0
1.75	4.34	7.60	3.36
2.0	4.0	8.0	3.69
3.0	2.75	8.25	3.87
4.0	2.14	8.64	4.17

CALCULO DEL VALOR Z

SE CALCULA ESTE VALOR DE Z PARA CADA DURACION DE LLUVIA. DICHO VALOR SE ENCUENTRA EN LA GRAFICA ANEXA LA CUAL DEPENDE DEL VALOR DE LOS COEFICIENTES $\frac{d}{t_p}$. ESTA GRAFICA CH-4, ES

OBTENIDO POR CHOW EN SU ZONA ESTUDIADA, PERO ES APLICABLE A OTRAS CUENCAS.

DURACION DE LA TORMENTA d (HR)	d/t_p	Z
0.30	0.121	0.128
0.40	0.214	0.160
0.60	0.321	0.234
0.80	0.427	0.314
1.00	0.535	0.389
1.25	0.669	0.477
1.50	0.800	0.560
1.75	0.935	0.620
2.0	1.070	0.678
3.0	1.600	0.750
4.0	2.140	1.0

CALCULO DEL GASTO Q

SE CALCULA EL GASTO Q PARA CADA DURACION DE TORMENTA ELEGIDA Y APLICANDO LA FORMULA

$$Q = AXYZ$$

DURACION DE LA TORMENTA d (HR)	Q m^3/s
0.30	31.1
0.40	36.4
0.60	51.0
0.80	65.2
1.00	75.0
1.25	79.0
1.50	78.0
1.75	82.9
2.0	86.8
3.0	67.1
4.0	78.0

DESCRIPCION DEL METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

SELECCION DEL GASTO MAXIMO

CON LOS VALORES DE LA TABLA ANTERIOR SE PUEDE TRAZAR UNA CURVA CON COORDENADAS $Q-d$, DE LA CUAL SE ESCOGE EL GASTO MAXIMO PROBABLE.

TAMBIEN SI SE REQUIERE MAYOR PRECISION EN LA DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO SE HARAN TANTEOS CON OTRAS DURACIONES DE TORMENTA ENTORNO AL VALOR DE 2 HORAS.

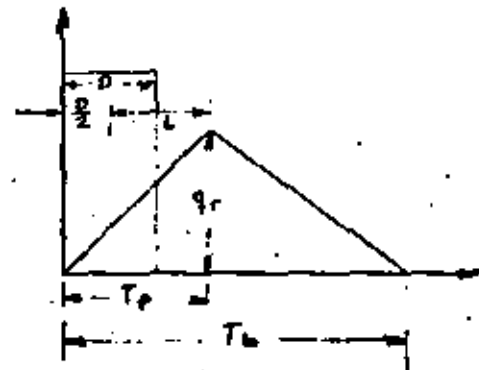
PARA EL PRESENTE EJEMPLO, SE TOMARA

$$Q = 86.8 \text{ M}^3/\text{s}.$$

Consiste básicamente en obtener el Hidrograma artificial de una corriente de agua conociendo la precipitación y ciertas características de la cuenca. Tales como estado de saturación del suelo, tipo de suelo, vegetación, tamaño y pendiente.

Primariamente se obtienen hidrogramas originales por la precipitación ocurrida en cada uno de los intervalos considerados en forma independiente, se dibujan en un sistema de coordenadas en que las abscisas representan al tiempo y las ordenadas al gasto; sumando las ordenadas en diferentes puntos y uniendo los puntos resultantes de la suma, se obtiene el hidrograma provocado por la lluvia de diseño.

Los hidrogramas correspondientes a cada intervalo de lluvia se representan en forma triangular.



D = Duración del intervalo de lluvia

L = Retraso, tiempo en horas, del centro del exceso de lluvia a la hora del máximo.

tp = Tiempo en horas desde el principio hasta el máximo de intensidad

tb = Tiempo total de escurrimiento

q_p = Intensidad máxima en ft^3/seg .

El procedimiento general de este método se muestra a continuación:

En una carta geográfica se determina el tamaño del agua drenada, la longitud al curso del agua más largo y el desnivel total.

Se determina la precipitación de la lluvia de diseño (en función de la frecuencia o T_r seleccionado).

Se determinan los incrementos de precipitación de la lluvia de diseño.

a) Se determinan las cantidades horarias de precipitación dentro del máximo (período de 6 hrs.).

De acuerdo con el porcentaje de precipitación de una lluvia tomada como modelo.

b) Se tabulan la secuencia del aguacero con los incrementos del tiempo, los incrementos de precipitación y las cantidades acumuladas. La precipitación por incrementos durante el período máximo de 6 hrs. debe ordenarse por magnitudes descendientes determinadas antes por el siguiente orden de secuencia de magnitudes, durante 6 hrs: 6, 4, 3, 1, 2, 5. este es un orden conveniente que da una avenida calculada mayor que la que se basa en el supuesto de que el incremento horario mayor ocurre durante la primera hora del aguacero, y que al mismo tiempo es menor que el calculado suponiendo que el incremento mayor horario ocurre durante la sexta hora del aguacero.

IV.- Se determina el número que representaría el complejo hidrológico suelo-cubierta vegetal de la cuenca (ver tablas del apéndice A del libro Diseño de Presas Pequeñas". El número que representaría el complejo hidrológico suelo-cubierta vegetal puede estimarse durante la máxima inspección en el campo de la cuenca, en caso de que no existan mapas de suelos.

(v) Se calcula el escurrimiento directo; se puede emplear la gráfica de la fig. A-4, pag. 460 -- del libro anteriormente mencionado.

a) En la curva correspondiente de la fig. A-4, -- utilizando las cantidades de lluvia acumuladas en -- incrementos de tiempo progresivos se determina el -- escurrimiento directo acumulado para los respecti -- vos incrementos progresivos de tiempo, también, se puede utilizar la fórmula.

$$Q = \frac{(P - 0.25)^2}{P + 0.85}$$

donde

$$S = \frac{1000}{N} - 10$$

N = número que representa el complejo hidrológi -- co suelo-cubierta vegetal de la cuenca

P = precipitación acumulada en plg.

Q = Escurrimiento directo acumulado en pies³/ -- /seg/plg.

b) Se calculan y tabulan los incrementos de pre -- cipitación y los incrementos correspondientes de --

escurrimiento; se restan los incrementos de escurri -- miento A los incrementos de precipitación para de -- terminar las pérdidas de los incrementos (los cálcu -- los de las pérdidas de mas de 12 hr, rara vez son -- necesarios)

c) Las curvas precipitación-escurrimiento (Q=fcp), -- dan pérdidas menores al aumentar la precipitación -- de la lluvia. (estudios hechos con infiltrómetro in -- dican que todos los suelos, excepto los impermea -- bles de arcilla, tienen una infiltración constante -- después de su saturación, que varia, de aproximada -- mente 0.05 plg/hr. hasta 1 plg/hr. dependiendo del -- tipo de suelo, debido a que no se dispone de datos -- en la actualidad para proponer volúmenes seguros -- de infiltración. Se sugiere los siguientes volúme -- nes de retención mínima para los grupos de suelos -- que no pertenecen a la clase D: Para el grupo de -- suelos A, 0.10 plg/hr; y para los grupos de suelo -- B y C, 0.05 plg/hr.). Cuando los incrementos de pér -- didas determinadas por (vb) alcanzan los límites -- antes mencionados, las curvas de escurrimiento ya -- no se pueden aplicar. En ese caso, el incremento --

en el escurrimiento se calcula restando las cantidades en el límite del incremento de la precipitación.

VI.- Se determina el tiempo de concentración para la cuenca con fórmula

$$T_c = \frac{(11.9 L^3)^{0.385}}{H}$$

donde:

L = longitud del curso del agua más lejano en millas.

H = Densidad total en pies

T_c = Tiempo de concentración en hr.

VII.- Se calcula el hidrograma triangular para cada incremento de escurrimiento.

a) Se determina el tiempo del incremento, D, que se va a usar. Para el período más intenso de la lluvia, el incremento de tiempo, D, debe ser cuando menos tan pequeño como el quinto del tiempo de concentración.

(1) Para las primeras 6 hr. (las más intensas), D será usualmente de 1 hr. Para concentraciones muy rá-

pidas (de t_c menor de 3 hr.), media hora es el incremento práctico mínimo de tiempo, D, recomendado por los períodos más intensos. Para concentraciones menos rápidas, D para los períodos más intensos puede ser más largo. Para t_c con valores de 10 a 15 hr. se recomienda una D de 2 hr. Para valores de t_c de 15 a 30 hr. se recomienda un valor de D de 3 hrs.

(2) El período de tiempo, D, puede alargarse en la última parte de la lluvia para reducir los cálculos, lo que producirá una mala definición del brazo descendente del hidrograma, pero que tiene poco efecto en el proyecto.

(3) El escurrimiento del período de 24 a 48 hrs. tiene poco efecto en el proyecto y, por lo tanto puede despreciarse. Los hidrogramas de escurrimiento, solamente para el período de las 24 hrs. de la lluvia de proyecto necesitan calcularse en las cuencas que tengan un t_c de 24 hrs. o menos.

b) Para cada intervalo de tiempo D, se calcula el tiempo al máximo, t_p, el tiempo total de escurrimiento t_b y la descarga máxima, q_p, para 1 pig. de escurri-

miento, con las siguientes fórmulas:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$$

$$t_b = 2.67 t_p$$

$$q_p = \frac{484 A Q}{T_p}$$

donde

t_p , t_m , t_b ya definidas

q_p = intensidad máxima en pies³/seg.

Q = escurrimiento directo igual a 1

A = área de la cuenca en millas cuadradas

VIII.- Se dibuja el hidrograma de la lluvia como sigue:

a) Se dibujan los hidrogramas triangulares de los incrementos en papel cuadrado ordinario.

b) Se suman las ordenadas de los hidrogramas y se obtiene el hidrograma total de la lluvia. Solo es necesario sumar las ordenadas en las horas que representan el principio, el máximo, y el final de cada hidrograma de los incrementos

c) Se calculan los máximos de los hidrogramas triangulares para cada incremento de lluvia. Estos máximos se obtienen multiplicando la descarga máxima por 1 -- plg. de escurrimiento (q_p) por el incremento de escurrimiento.

d) En un cuadro se tabulan los máximos, la hora del principio, la del máximo, y la del final de cada hidrograma de cada intervalo.

TIPOS DE SUELOS

Tipo A. (Escurrimiento mínimo). Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias, y mezcla de ambas.

Tipo B. Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.

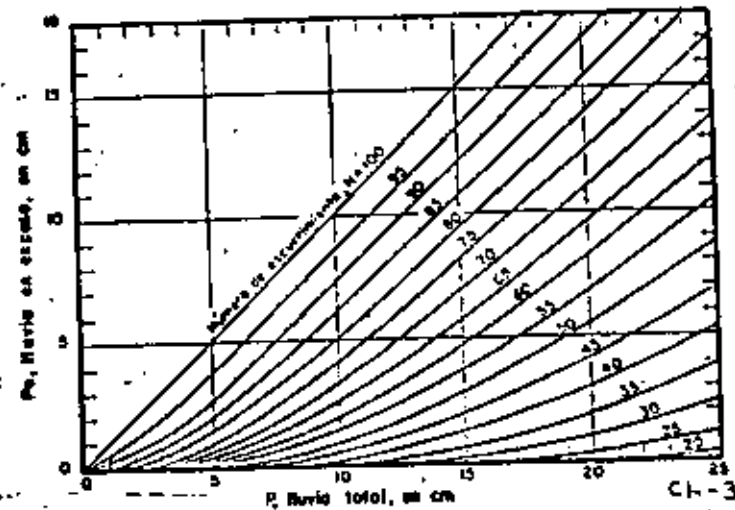
Tipo C. Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.

Tipo D. (Escurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca a la superficie.

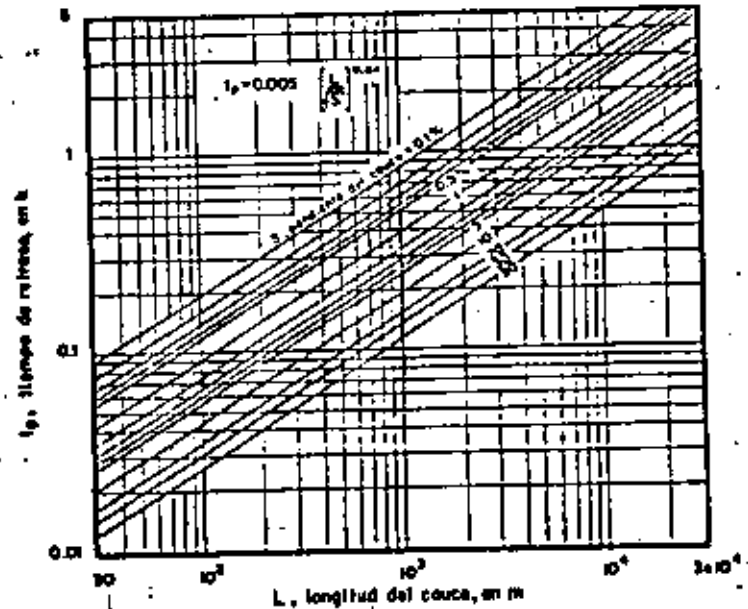
SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	83	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cercales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

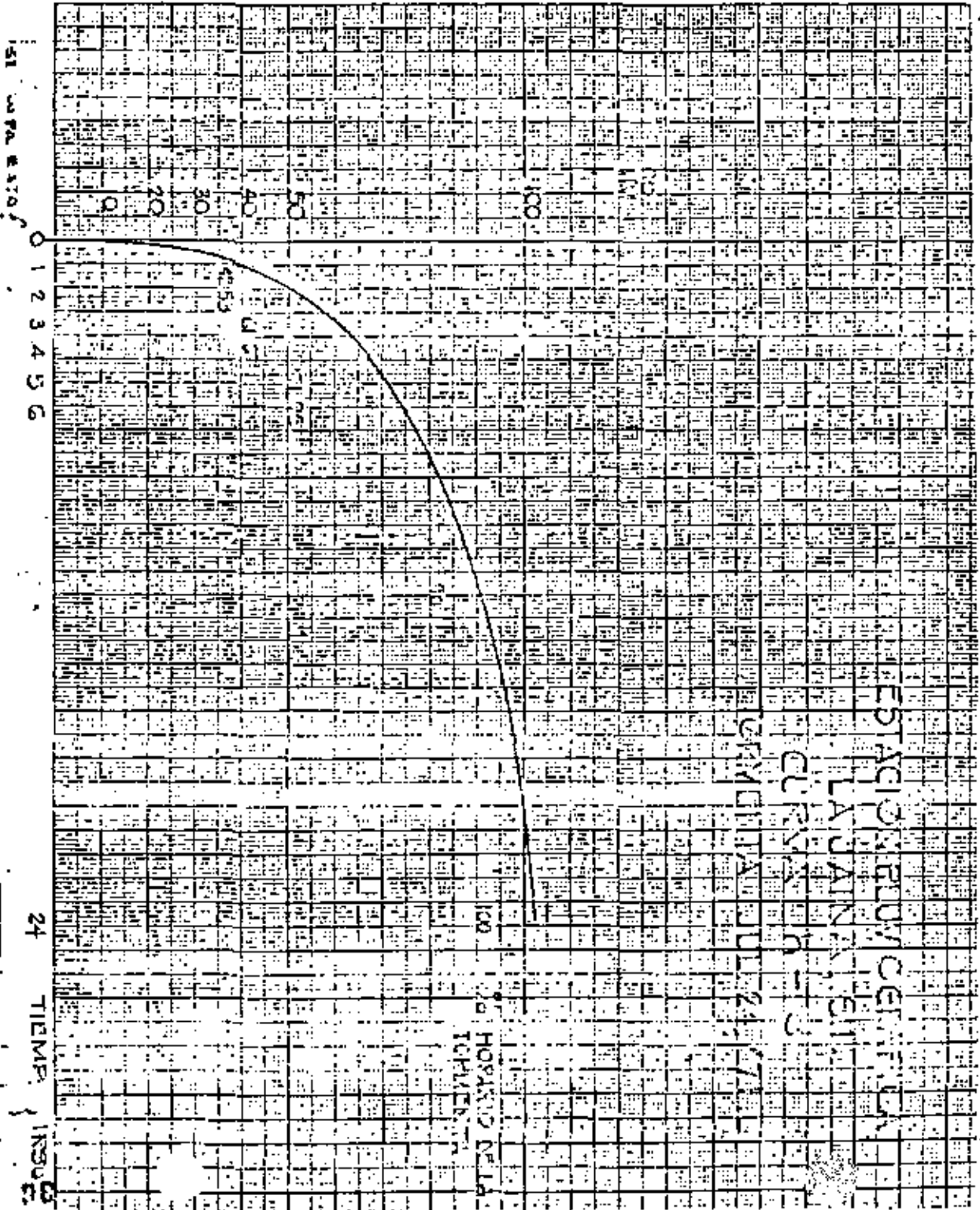
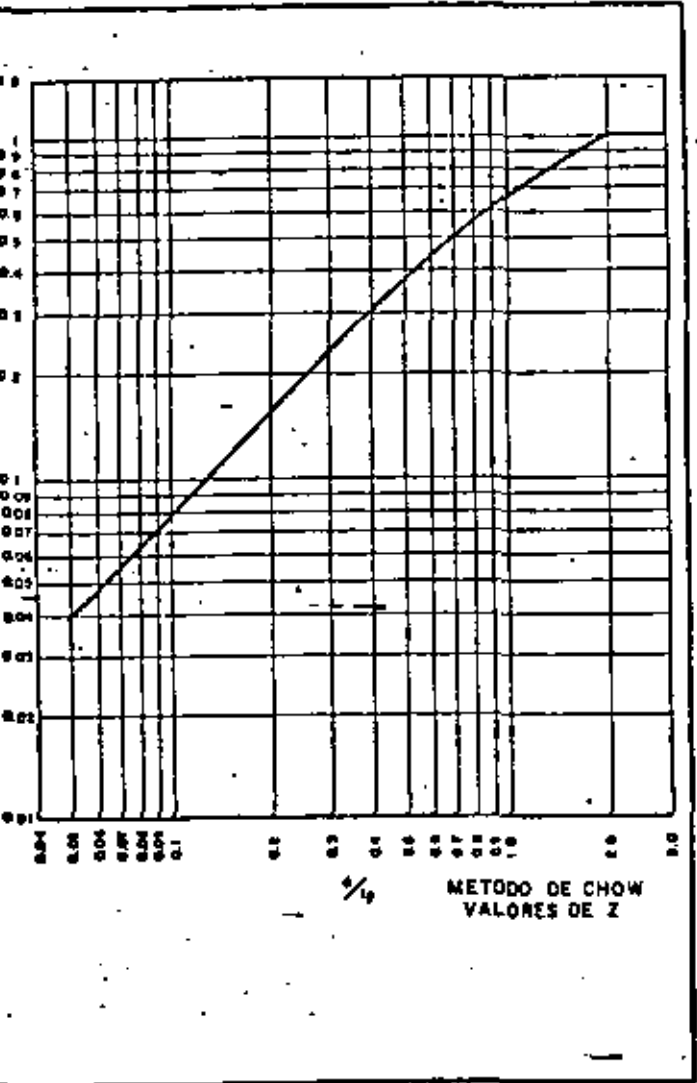
GRAFICA (A-3)

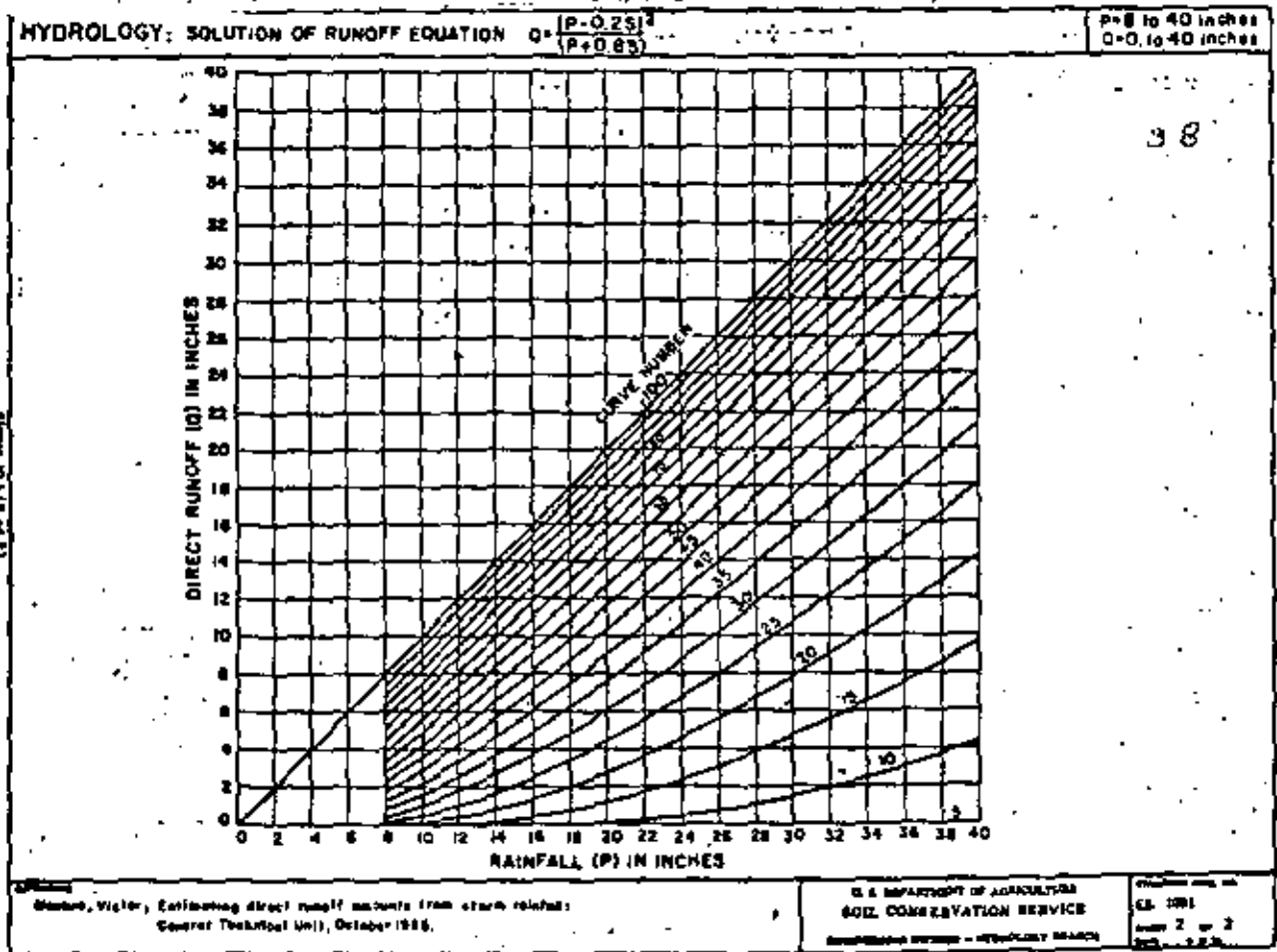
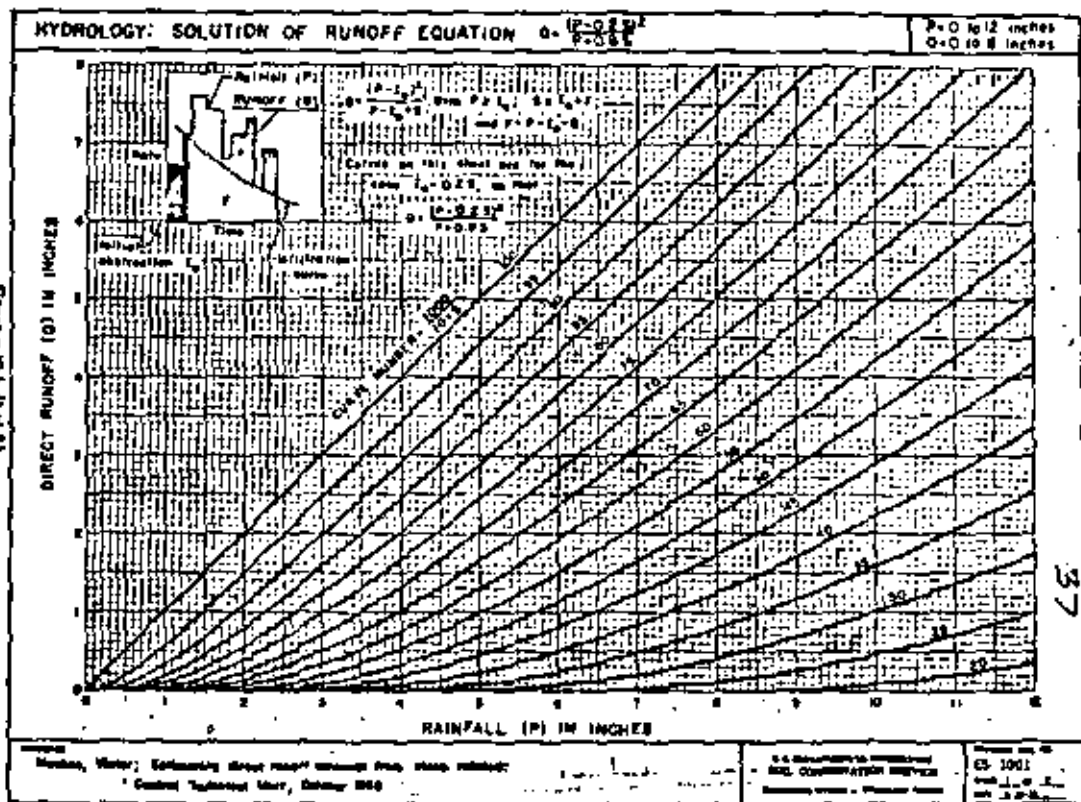


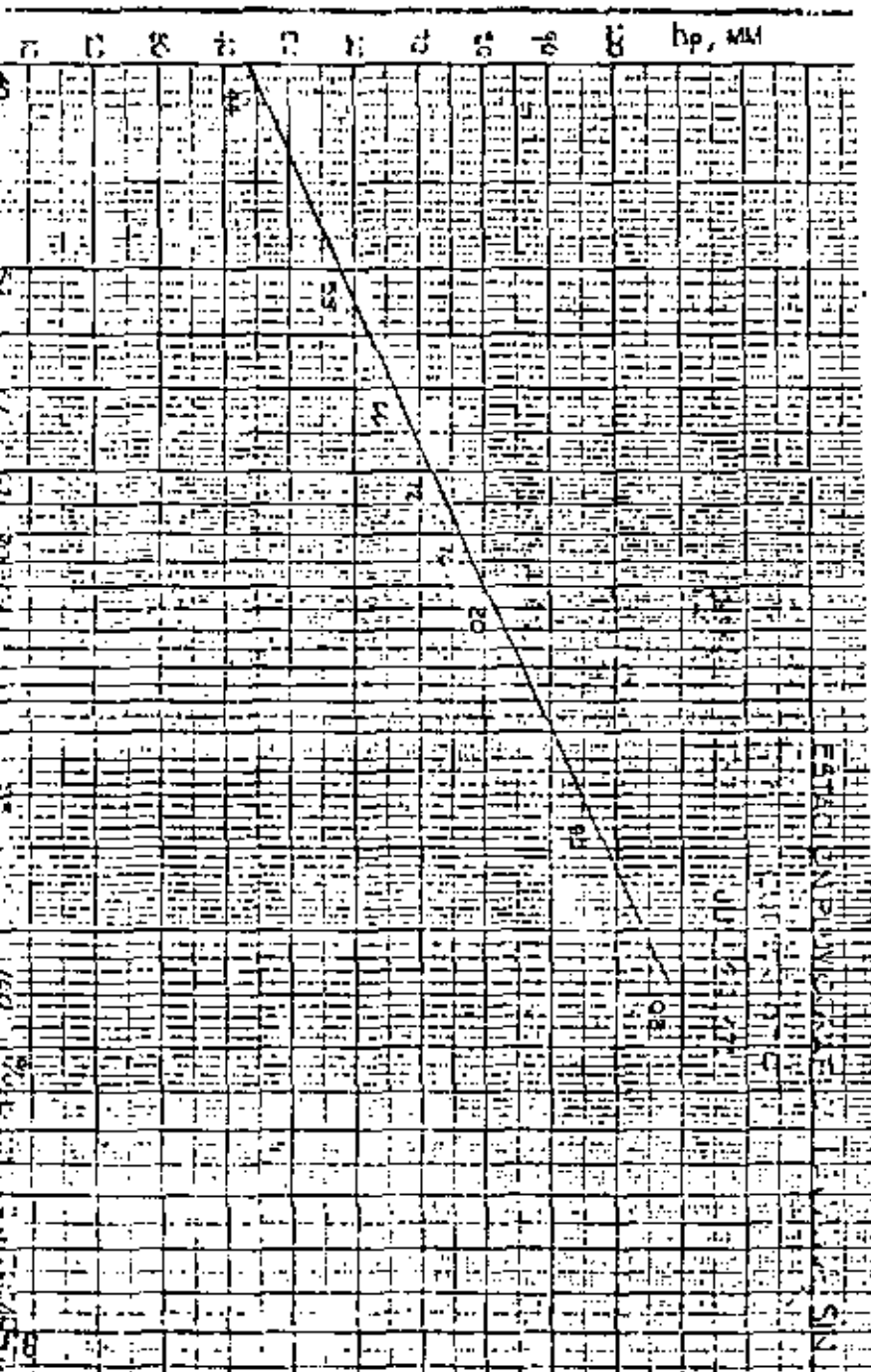
GRAFICA (A-4)



GRAFICA (A-5)







DETERMINAR EL GASTO MAXIMO PROBABLE PARA UN PERIODO DE RETORNO T_R DE 5 AÑOS, DEL ARROYO EN LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

AREA DRENADA $A = 6015$ HA
 LONGITUD DEL CAUCE = 16.5 KM
 DESNIVEL DEL CAUCE = 24 M.

SUELO: MEZCLA DE ARENA, LIMO Y ARCILLA
 BOSQUE SEMBRADO Y CULTIVADO CON SUPERFICIE EN CONDICIONES NORMALES Y TRANSPIRACION MEDIA.

LA TORRENTE DE DISEÑO APARECE EN LA GRAFICA ANEXA.

APLICACION DEL METODO.

SE LLEVARA EN LA TABLA ANEXA.

LOS DATOS PLUVIOMETRICOS SE PROCESAN ESTADISTICAMENTE, PARA TENER LA ALTURA DE LLUVIA CORRESPONDIENTE AL PERIODO DE RETORNO FIJADO.

SE TOMARA $h_{MAX} = 127$ MM PARA $T_R = 5$

DE LA TORMENTA DE DISEÑO, SE TOMAN LOS PORCENTAJES CON RESPECTO A LA TOTAL, EN LAS HORAS 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12 Y 24, Y SE APLICAN A LAS ALTURA MAXIMA FIJADA PARA LOS 5 AÑOS.

ESTOS DATOS SE ASIENTAN EN LA TABLA ANEXA.

TENDREMOS LA LLUVIA ACUMULADA.

DETERMINAMOS EL INCREMENTO DE LLUVIA.

ORDENAMOS LOS INCREMENTOS EN LA FORMA 6, 4, 3, 1, 2 Y 5.

OBTENEMOS LA LLUVIA ACUMULADA EN DICHO ORDEN.

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO.

SE CALCULARA PREVIAMENTE EL TIEMPO DE CONCENTRACION T_C .

$$T_C = \left(\frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

EN NUESTRO PROBLEMA:

$$L = 16.5 \text{ KM} = 10.25 \text{ MI.}$$

$$H = 24 \text{ M} = 78.74 \text{ FT.}$$

$$T_C = \left(\frac{11.9 \times 10.25^3}{78.74} \right)^{0.385} = 7.10 \text{ HR}$$

APLICANDO LA EXPRESION: $T_C = \frac{L}{3600 \cdot S}$

$$\text{PENDIENTE } S = \frac{24}{16500} = 0.0015 = 0.15\%$$

DE LA TABLA HUT-2, PARA $S > 0$, $V = 0.3 \text{ M/S}$

$$T_C = \frac{16500}{3600 \cdot 0.3} = 15.28 \text{ HR.} \quad \text{SE ADOPTARA } T_C = 15.28 \text{ HR.}$$

CALCULO DEL TIEMPO PICO (T_p) Y TIEMPO BASE (T_b):

$$\text{PARA } D = 1 \text{ HR.} \quad T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_C = 9.668 \text{ HR.}$$

$$T_b = 2.67 T_p = 25.81 \text{ HR.}$$

$$A = 69.15 \text{ KM}^2 (26.861) = 26.692 \text{ MI}^2$$

$$Q_p = \frac{434 \cdot 26.692 \cdot 1}{9.6} = 1186.26 \text{ FT}^3/\text{S}$$

$$\text{PARA } D = 6 \text{ HR.} \quad T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_C = 12.16 \text{ HR}$$

$$T_b = 2.67 T_p = 32.45 \text{ HR}$$

$$Q_p = \frac{434 \cdot 26.692 \cdot 1}{12.16} = 946.01 \text{ FT}^3/\text{S}$$

$$\text{PARA } D = 12 \text{ HR.} \quad T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_C = 15.17 \text{ HR}$$

$$T_b = 2.67 T_p = 40.50 \text{ HR}$$

$$Q_p = \frac{434 \cdot 26.692 \cdot 1}{15.17} = 751.61 \text{ FT}^3/\text{S}$$

CON ESTOS GASTOS UNITARIOS, OBTENEMOS LOS CORRESPONDIENTES A LOS INCREMENTOS DE ESCURRIMIENTO DIRECTO PARA CADA UNA DE LAS HORAS INDICADAS. ESTOS RESULTADOS APARECEN EN LA TABLA ANEXA.

ASI MISMO, SE INDICAN LOS VALORES DE LOS TIEMPOS DEL INICIO, PICO Y BASE DE CADA UNO DE LOS HIDROGRAMAS.

FINALMENTE, SE TRAZAN LOS HIDROGRAMAS CON LOS DATOS DEL GASTO Q_p PARA LOS INCREMENTOS Y SUS TIEMPOS CORRESPONDIENTES Y SOBRE LA FIGURA, HECHA EN PAPEL MILIMETRICO, SE SUMAN LAS ORDENADAS DE CADA HORA, PARA DETERMINAR EL HIDROGRAMA TOTAL DE LA TORMENTA CUYO PICO NOS DARA EL VALOR DEL GASTO MAXIMO Q_{max} .

METODO PARA ESTIMAR AVENIDAS EXTRAORDINARIAS EN CUENCAS PEQUEÑAS

Nomenclatura

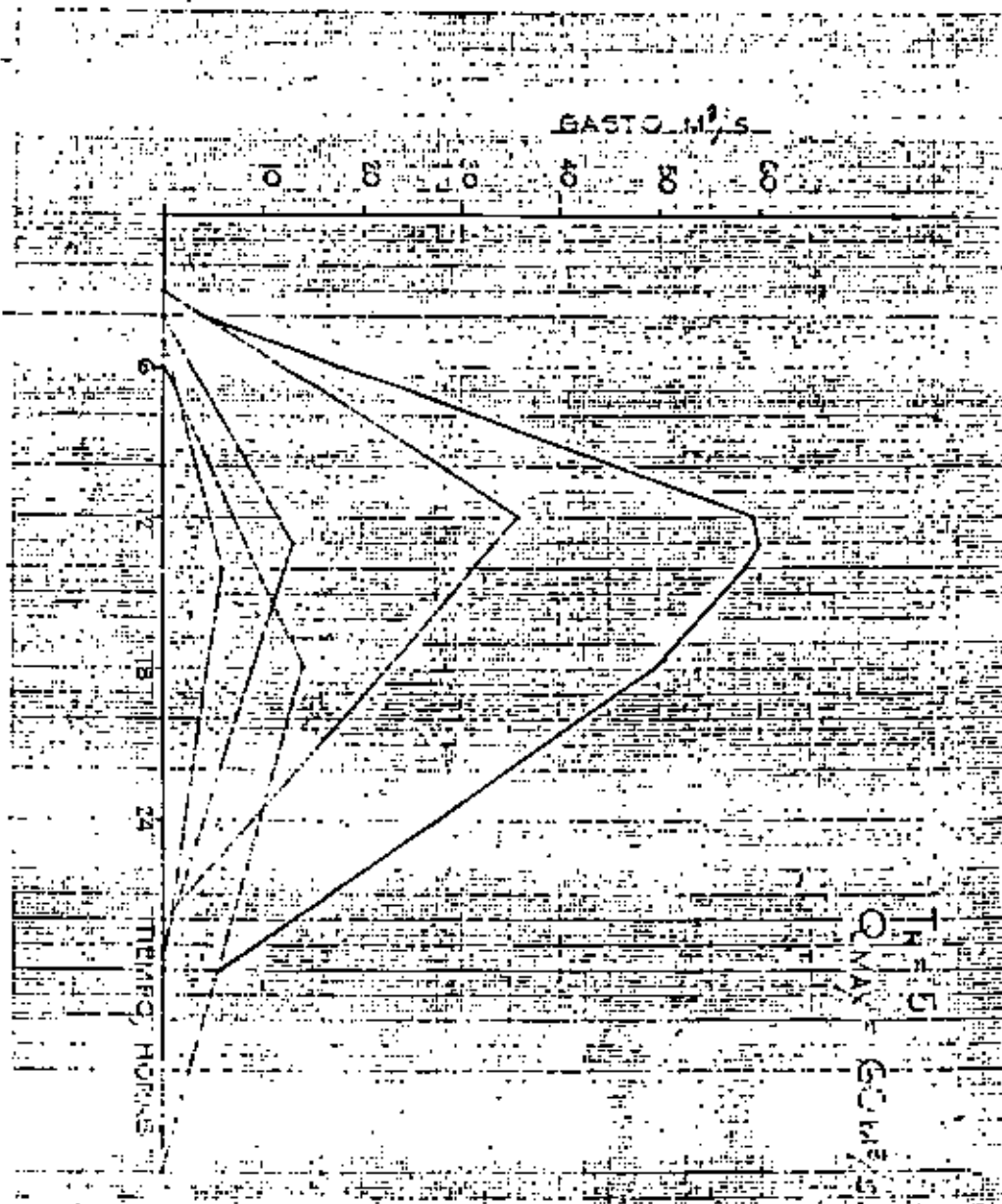
- Area de la cuenca, en km².
- Duración total de la lluvia, en horas.
- Duración de la lluvia en exceso, en horas.
- Infiltración potencial, en cm.
- Índice de infiltración media, en cm/h.
- Intensidad de lluvia, en cm/h.
- Intensidad de lluvia en exceso, en cm/h.
- Infiltración inicial, en cm.
- Constante de almacenaje de la cuenca, en horas.
- Longitud del cauce principal, en km.
- Distancia del punto del cauce principal más cercano al centro de gravedad de la cuenca, hasta la salida de la misma, en km.
- Número de escurrimiento, adimensional.
- Gasto de equilibrio, en m³/s.
- Gasto de lluvia ficticio, en m³/s.
- Gasto de pico, en m³/s.
- Pendiente del cauce principal, adimensional.
- Período de retorno, en años.
- Tiempo de pico, en horas.
- Tiempo de retraso, en horas.
- Factor de reducción de pico.

Justificación teórica

Sea una lluvia de intensidad constante aplicada uniformemente sobre una cuenca. Si la duración de la lluvia es prolongada indefinidamente, llegaría un momento en que el caudal de escurrimiento igualaría al de lluvia. El valor correspondiente es el llamado "gasto de equilibrio", Q_e .

El valor del gasto de equilibrio no es alcanzable, -- la intensidad efectiva para producir escurrimiento es sólo la fracción de la intensidad de precipitación, que se ve reducida por la infiltración. Aun si la cuenca fuera totalmente --

(Hoja No. 2)...



(Hoja No. 2)...

(Hoja No. 3)...

impermeable, la duraci3n de las tormentas es en general demasiado corta para inducir gastos de escurrimiento cercanos al equilibrio. El gasto m3ximo Q_{m3x} del hidrograma resultante de la tormenta cumple entonces con la expresi3n:

$$Q_{m3x} = Q_0 Z \tag{1}$$

en que Z es el "factor de reducci3n de pico", cuyo valor varfa desde cero, cuando no se produce escurrimiento, hasta uno, cuando el gasto de pico igualara al de equilibrio.

Suponiendo que el funcionamiento de la cuenca puede simularse mediante un almacenamiento lineal, esto es, un almacenamiento ficticio donde el volumen almacenado V es proporcional al gasto de salida Q ($V = KQ$), el factor de reducci3n de pico puede expresarse como:

$$Z = 1 - e^{-D_0/K} \tag{2}$$

en que D_0 es la duraci3n de la lluvia efectiva (la que produce escurrimiento) y K es la constante de almacenamiento de la cuenca.

La suposici3n de almacenamiento lineal en la cuenca obliga a que el pico del hidrograma de escurrimiento directo coincida en el tiempo con la terminaci3n de la lluvia, tal como se muestra en la figura 1.

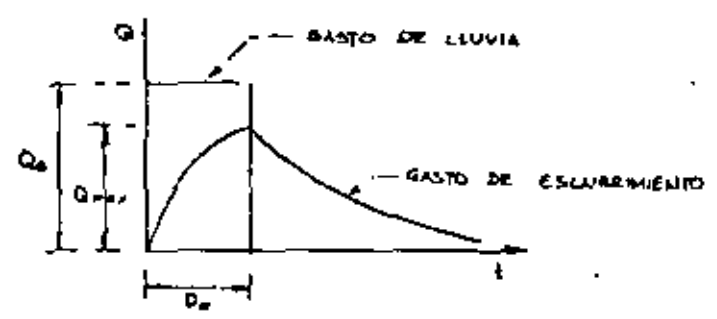


FIG. 1 (a hoja No. 3)...

Sin embargo, en la generalidad de los casos existe un retraso en el pico del hidrograma, debido a que la respuesta de la cuenca no es instant3nea. Para hacer intervenir este factor, conservando la forma del hidrograma, podemos definir un gasto de lluvia ficticio Q_0 , que se mantendrfa durante una duraci3n efectiva igual al tipo de pico t_p , estableci3ndose entonces las relaciones siguientes:

$$Q_p = Q_0 Z \tag{3}$$

$$Z = 1 - e^{-t_p/K} \tag{4}$$

El significado del gasto de lluvia ficticio Q_0 se muestra esquem3ticamente en la figura 2.

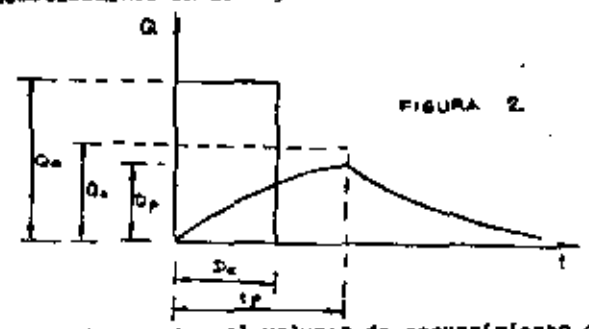


FIGURA 2.

Por otra parte, el volumen de escurrimiento debe conservarse igual al volumen de lluvia que produce escurrimiento, que puede valorarse multiplicando el gasto de equilibrio por la duraci3n de la lluvia en exceso, lo que equivale al multiplicar el gasto ficticio Q_0 por el tiempo de pico, es decir:

$$V = Q_0 D_0 = Q_0 t_p \tag{5}$$

El volumen total escurrido, a su vez, puede determinarse mediante la expresi3n:

$$V = 2.78 A I_0 D_0 \tag{6}$$

(a hoja No. 4)...

(Hoja No. 4)...

que A es el área de la cuenca; i_e es la intensidad de precipitación en exceso (supuesta constante) y 2.78 es un coeficiente - ajuste de unidades.

Como los volúmenes de lluvia efectiva y de escurrimiento deben ser iguales, de las expresiones (5) y (6) se tiene:

$$Q_0 t_p = 2.78 A i_e D_e \quad (7)$$

dejando, Q_0 quedará igual a:

$$Q_0 = \frac{2.78 A i_e D_e}{t_p} \quad (8)$$

Por otro lado, sustituyendo (4) en (3) se tiene:

$$Q_p = Q_0 (1 - e^{-t_p/K}) \quad (9)$$

De acuerdo con Linsley, Kohler y Paulhus la constante de almacenamiento de la cuenca K resulta del orden de magnitud del tiempo de retraso del pico del hidrograma respecto al centro de masas del hidrograma de precipitación en exceso. Puede escribirse entonces:

$$Q_p = Q_0 (1 - e^{-t_p/t_r}) \quad (10)$$

Debido a que se ha considerado intensidad de lluvia constante, el centroide del hidrograma de precipitación en exceso estará a un tiempo $D_e/2$ y el tiempo de pico será igual a:

$$t_p = t_r + \frac{D_e}{2} \quad (11)$$

Taylor y Schwarz analizaron las características hidrológicas de 20 cuencas de la costa occidental de los Estados Unidos y encontraron que el tiempo de retraso puede expresarse -

(a hoja No. 5)...

(Hoja No. 5)...

$$t_r = \frac{D_e}{\sqrt{s}} e^{-mD_e} \quad (12)$$

siendo s la pendiente representativa del cauce principal, la cual, según los mismos autores, se calcula dividiendo el cauce principal en tramos de igual longitud y aplicando la expresión:

$$s = \frac{n}{\left[\frac{1}{s_1^2} + \frac{1}{s_2^2} + \dots + \frac{1}{s_n^2} \right]} \quad (13)$$

en que n es el número de tramos considerado y s_1, s_2, \dots, s_n son las pendientes de cada tramo, valuadas como el desnivel entre la longitud horizontal.

El valor de m se calcula con la expresión:

$$m = \frac{0.298}{(L L_c)^{0.36}} \quad (14)$$

en que L es la longitud del cauce principal y L_c es la distancia desde el punto del cauce principal más cercano al centro de gravedad de la cuenca hasta la salida de la misma, ambas en km.

La intensidad de precipitación en exceso i_e es igual a la intensidad de precipitación i menos el índice de infiltración media ϕ . El valor de ϕ en cm/h puede estimarse, a falta de mejores datos, como el producto del factor 0.1 por la infiltración potencial en cm, según se deduce de observaciones experimentales hechas en E.U. con diferentes tipos de suelos agrícolas y citados por Chow.

El valor de la infiltración potencial F_p en cm, puede calcularse a partir del número de escurrimiento N, de acuerdo al criterio del Soil Conservation Service como:

$$F_p = \frac{2540}{N} = 25.40 \quad (15)$$

El número de escurrimiento N depende del tipo y -- del suelo y del tipo de cubierta vegetal. Existen tablas -- dadas por el SCS donde puede obtenerse el valor de N para -- condiciones medias de humedad antecedente del suelo.

El estado de humedad antecedente del suelo puede -- orse depender, a su vez, del período de retorno que se consi -- e. Los valores de N para condiciones máximas y mínimas de hu -- d pueden obtenerse de tablas en función de N para condicio -- medias.

Finalmente, la duración de la precipitación en ex -- D_p puede calcularse restando a la duración de la lluvia el -- ente l_0/i , siendo i la intensidad de lluvia en cm/hora, a -- lmina de pérdidas iniciales en cm; es decir, la lluvia ante -- a que se produzca el escurrimiento. Según el Soil Conser -- on Service l_0 puede estimarse como el 20% de la infiltra -- e potencial F_p , de acuerdo con una relación empírica basada -- datos de cuencas pequeñas y citada por Chow.

Obtención del gasto máximo probable

En la figura 3 aparece un diagrama de bloques don -- e muestra esquemáticamente el procedimiento de cálculo para -- ar el gasto de pico que puede presentarse en una cuenca pe -- a, con una lluvia de intensidad constante y duración y fre -- uencia determinadas, de acuerdo con las justificaciones teóri -- anteriormente expuestas. En el diagrama pueden apreciarse -- ramente las interrelaciones entre los diferentes parámetros -- izados en el estudio.

El procedimiento descrito puede aplicarse para di -- ntes duraciones de lluvia con objeto de construir gráficas -- ción vs. gasto de pico para el período de retorno selecciona -- e. De las gráficas puede obtenerse entonces la duración de la -- ia más desfavorable, y el gasto de pico calculado con esadu -- ón, puede tomarse como gasto máximo de la cuenca para ese pe --

ríodo de retorno.

4. Determinación del hidrograma de la avenida máxima probable

Conocidos el gasto máximo que puede presentarse -- en la cuenca para un período de retorno determinado, y el tiem -- po de pico correspondiente, el hidrograma de la avenida puede -- estimarse fácilmente de acuerdo con la hipótesis de almacena -- miento lineal. En efecto, la ecuación del tramo ascendente del -- hidrograma se muestra a continuación:

$$Q = Q_0 (1 - e^{-t/t_r}) \quad \text{para } 0 \leq t \leq t_p$$

La curva de recesión del hidrograma de escurri -- miento directo está dada por la expresión:

$$Q = Q_0 e^{-\frac{t-t_p}{t_r}} \quad \text{para } t_p \leq t < \infty$$

Graficando las expresiones anteriores para dife -- rentes valores de t , se obtiene el hidrograma para la frecuencia -- deseada.

5. Ejemplo de aplicación

Con objeto de ilustrar el procedimiento expuesto, -- se presenta la aplicación del método a una cuenca pequeña en el -- Estado de Baja California. Aunque se ha elaborado un programa -- de computadora, se presenta la solución numérica del ejemplo pa -- ra mayor claridad.

La cuenca en cuestión es la de los arroyos Mata -- nuco y Florido, cuya delimitación se muestra en la figura 4 y -- que presenta las siguientes características generales:

Área	317	km ²
Longitud del cauce princ		
pal	43.9	km
Distancia L_0	17.6	km
Pendiente del cauce	0.01112	

(Hoja No. 8)...

Por estudios realizados en la zona, se sabe que las curvas $i-d-T_r$ pueden representarse con la expresión:

$$i = \frac{1.4337 T_r^{0.195}}{d^{0.677}}$$

en que i está en cm/hora, d en horas y T_r en años.

Se ha estimado además para la zona prorrateando las diferentes condiciones que hay en la cuenca, un número de escurrimiento N igual a 87, para un período de retorno del orden de los 100 años.

Con los datos anteriores calcularemos la avenida máxima probable en la cuenca con un período de retorno de 100 años.

Infiltración potencial:

$$F_p = \frac{2.540}{87} - 25.4 = 3.8 \text{ cm}$$

Índice de infiltración media:

$$f = 0.1 (3.8) = 0.38 \text{ cm/hora}$$

Pérdidas iniciales:

$$I_m = 0.2 (3.8) = 0.76 \text{ cm}$$

Duración de la lluvia:

Supongamos $d = 1$ hora

Intensidad de la lluvia:

De la relación $i-d-T_r$, para $d = 1$ hora y $T_r =$

100 años se tiene:

(Hoja No. 9)...

$$i = 3.52 \text{ cm/hora.}$$

Intensidad de lluvia en exceso:

$$i_e = 3.52 - 0.38 = 3.14 \text{ cm/hora}$$

Duración de lluvia en exceso:

$$D_e = 1 - \frac{0.76}{3.52} = 0.78 \text{ horas}$$

Exponente n :

$$n = \frac{0.30}{(43.9)^{0.36} (17.6)^{0.36}} = 0.027$$

Tiempo de retraso:

$$t_r = \frac{0.6}{\sqrt{0.01112}} = 0.027(0.78) = 5.7 \text{ horas}$$

Tiempo de pico:

$$t_p = 5.7 + \frac{0.78}{2} = 6.1 \text{ horas}$$

Gasto de lluvia ficticio:

$$Q_o = \frac{317 (3.14) (2.78) (0.78)}{6.1} = 354 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Factor de reducción de pico:

$$Z = 1 - e^{-6.1/5.7} = 0.66$$

Gasto de pico:

$$Q_p = 234 \text{ m}^3/\text{s.}$$

(a hoja No. 9)...

(a hoja No. 10)...

(Hoja No. 10)...

Aplicando el procedimiento anterior para distintas duraciones de lluvia se obtuvieron los siguientes resultados:

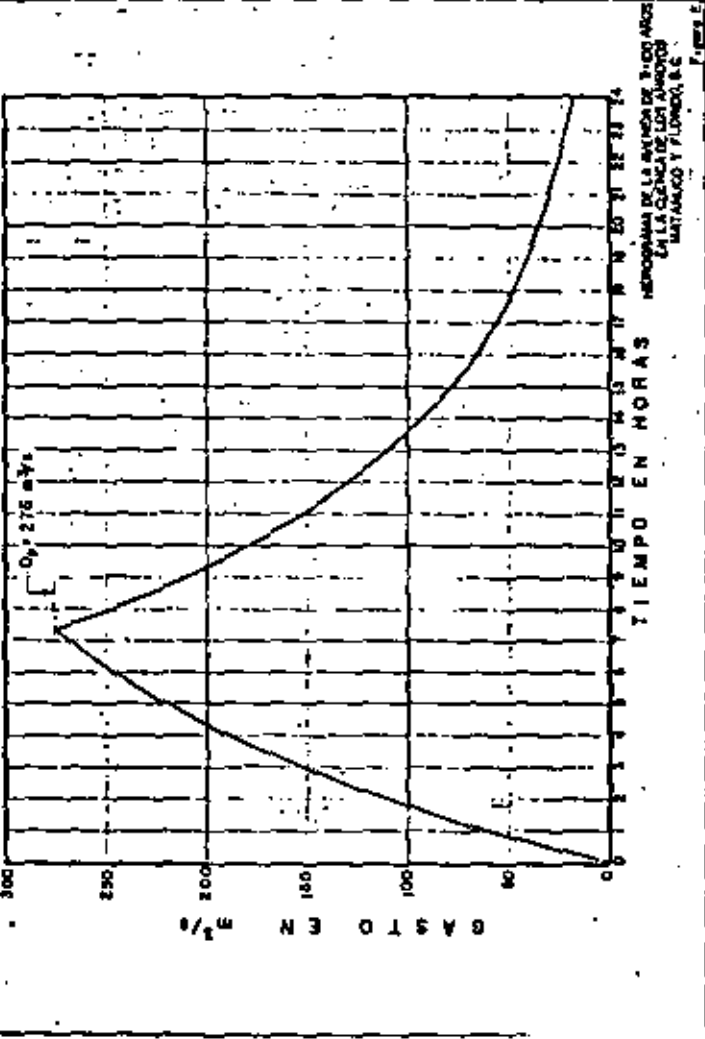
d (horas)	Q_p (m ³ /s)	t_p (horas)
1	230	6.20
2	266	6.78
3	276	7.37
4	274	7.97
5	266	8.59
6	254	9.21
7	240	9.83
8	225	10.47

De la tabla anterior se observa que la duración de lluvia más desfavorable (la que produce gasto máximo) es de 4 horas.

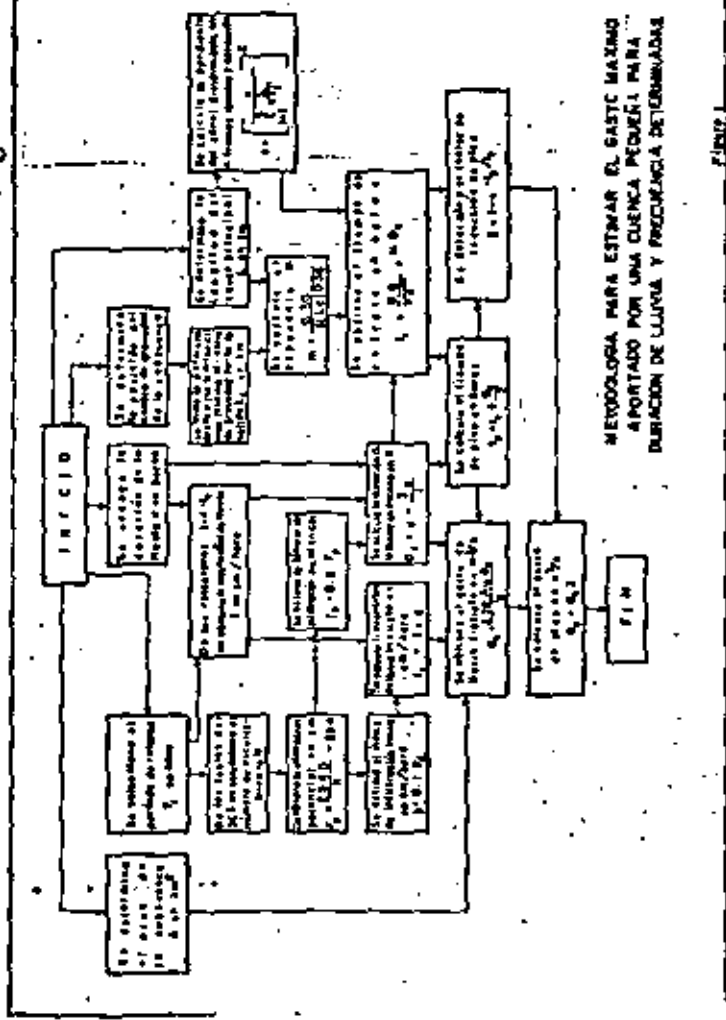
De acuerdo con esto, resulta un gasto de pico de 274 m³/s y un tiempo de pico de 7.37 horas para un tiempo de recarga de 100 años.

El hidrograma de la avenida se obtuvo aplicando las curvas de inundación que aparecen en el punto 4 de este trabajo. Dicho hidrograma se muestra en la figura 5.





58



COEFICIENTE UNITARIO DE DRENAJE

La determinación del coeficiente unitario de drenaje por lo por el "SCS NATIONAL ENGINEERING HANDBOOK" y cuya ecuación es:

$$Q = CA^{4/3}$$

en la cual:

Q = Capacidad requerida, en ft³/seg.

A = Area drenada, en millas cuadradas.

C = Coeficiente relativo a las características de la cuenca y a la magnitud de la tormenta.

Como con la ecuación anterior se obtiene el gasto, se le hace una transformación para obtener el coeficiente unitario de drenaje, dando:

$$q = CA^{-1/3}$$

$$q = 0.274 C^{1/3}$$

en donde:

$$C = 16.39 + 14.75 P_e$$

y: P_e = precipitación en exceso, en pulgadas

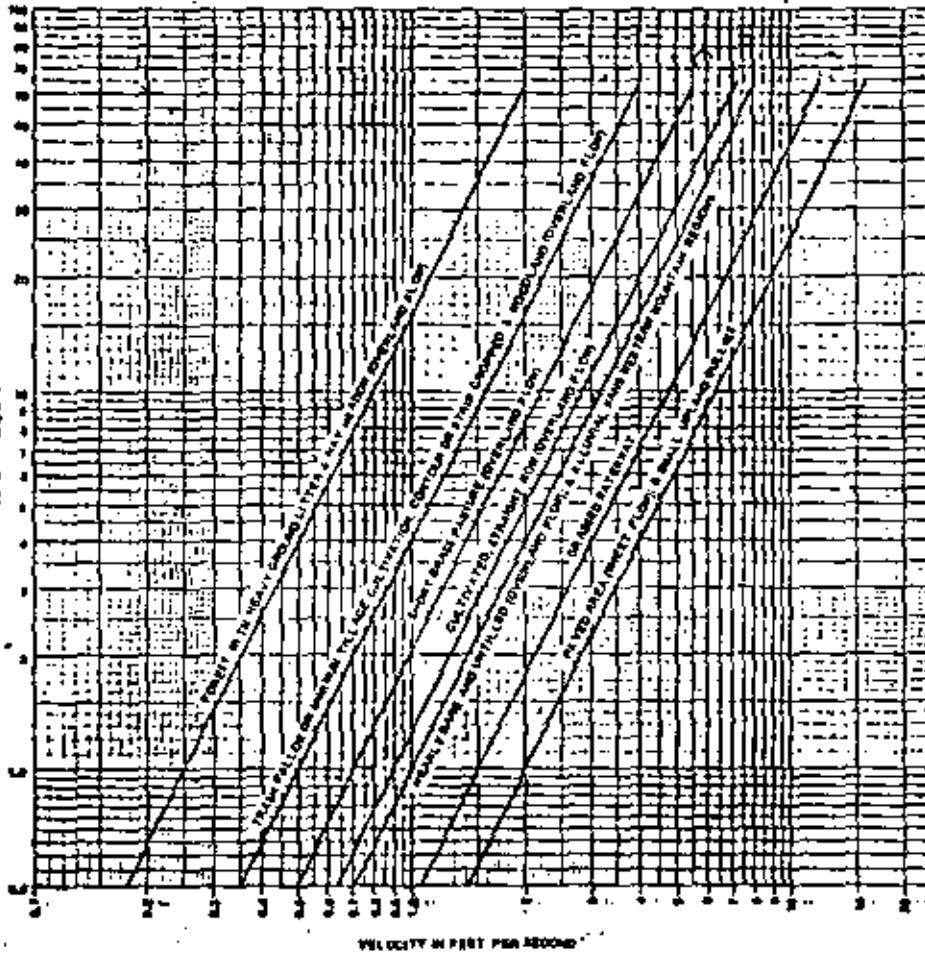


Figure 15.2.—Velocities for upland method of estimating T_0

Por lo tanto se efectuaron una serie de conversiones del sistema al sistema métrico decimal, las cuales se presentan a continuacion—

$$C = 16.39 + \frac{14.75}{25.40} P_e ; P_e \text{ (ms)}$$

$$1 \text{ mi}^2 = 259 \text{ Ha}$$

$$1 \text{ c.f.s.} = 28.317 \text{ lts/seg.}$$

do en la ecuación A :

$$q = CA^{-1/6}$$

$$q = \frac{28.317}{259} \left(\frac{\text{c.f.s./lts/seg}}{\text{mi}^2/\text{Ha}} \right) \left(16.39 + \frac{14.75}{25.40} P_e \right) \left(\frac{A}{259} \right)^{-1/6}$$

$$q = \left[0.2760 \left(16.39 + \frac{14.75}{25.40} P_e \right) \right] A^{-1/6}$$

$$q = \left(4.5242 + 0.1603 P_e \right) A^{-1/6}$$

MM.

$$C = 4.5242 + 0.1603 P_e \quad B$$

Como la precipitación en exceso "Pe", es una función del m

mero de escurrimiento "N" (que es un coeficiente de peso del escurrimiento directo y es función del uso del suelo y de las características de este) y de la precipitación "P" en la zona; el valor de "Pe" puede obtenerse por medio de la ecuación:

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2.032}{N} - 20.12} \quad \begin{matrix} P, \text{ en cms.} \\ P_e, \text{ en cent.} \end{matrix}$$

o a partir de la Figura 1 y el valor de "N" por medio de la tabla 1.

Finalmente podemos decir que la ecuación general para calcular al "COEFICIENTE UNITARIO DE DRENAJE" es:

$$q = CA^{-1/6}$$

donde:

q = coeficiente unitario de drenaje, en lts/seg-Ha.

C = coeficiente que se calcula con la ecuación B y en la cual "Pe" está en centímetros.

A = Area, en hectáreas.

$$q =$$

CALCULO DE LA CURVA S.

5

La tabla anexa nos muestra la forma en que se obtiene y utiliza la curva S. En este caso se utilizará un hidrograma unitario para una duración de lluvia en exceso (De) de 12 horas, en una cuenca de 2,900 km².

La columna (1) nos indica la duración del escurrimiento directo.

La columna (2) las ordenadas del hidrograma unitario.

La columna (4) muestra el valor de las ordenadas de la curva S, que se obtienen de sumar las ordenadas del H. U. desplazado sucesivamente 12 hrs. (columnas 2 más 3), de lluvia en exceso para el que fue deducido.

En la figura anexa se nota que la curva S tiende a fluctuar alrededor del caudal de equilibrio (q_e) -- que es el caudal que produciría una lluvia continua -- que da un escurrimiento unitario cada t - horas (en este caso 12 hrs.), y que se calcula de la manera siguiente:

$$q_e = \frac{E.A}{t}$$

6

E es la unidad de escurrimiento adoptada

A área

t duración de la lluvia en exceso del H. U.; para el ejemplo, tendremos:

$$E = 1 \text{ cm.}$$

$$A = 2,900 \text{ km}^2 = 29 \times 10^{12} \text{ cm}^2$$

$$t = 12 \text{ hrs.} = 12 \times 60 \times 60 = 43,200 \text{ seg.}$$

$$q_e = \frac{1 \times 29 \times 10^{12}}{4.32 \times 10^4} = 6.71 \times 10^8 \text{ cm}^3/\text{seg.}$$
$$= 671 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Como se podrá ver en la tabla anexa, la curva S fluctúa entre este valor. La causa por la que se debe esta fluctuación es de que el H. U. inicial no representa en realidad un escurrimiento con valor uniforme para t horas.

A partir de la curva S se puede obtener un hidro

grama unitario de t_0 horas de duración. La forma de obtenerlo es como se indica en la tabla anexa, en la cual la columna (5) tiene los valores de la curva S desplazada 6 horas.

En la (6) se anotan las diferencias entre la curva S, en la columna (4), y la curva S desplazada. Estos valores se multiplican por la relación $t \div t_0$ y los resultados se anotan en la columna (7). Para nuestro ejemplo $t \div t_0 = 12 \div 6 = 2$. Luego la (7) nos indica las ordenadas del H. U. para 6 horas.

Si se observan los valores de (7) se notará cierta irregularidad, por lo que es conveniente hacer un ajuste con base en el H. U. de 12 horas.

La verificación de la representación del escurrimiento unitario, se hará de la siguiente manera:

Volumen de escurrimiento directo es igual a la suma de ordenadas de H. U. por el intervalo de tiempo (igual a 3 horas).

$V_u = 2,688 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 3 \times 3,600 \text{ seg.} = 29 \times 10^6 \text{ m}^3.$

El escurrimiento directo en lámina de agua, será:

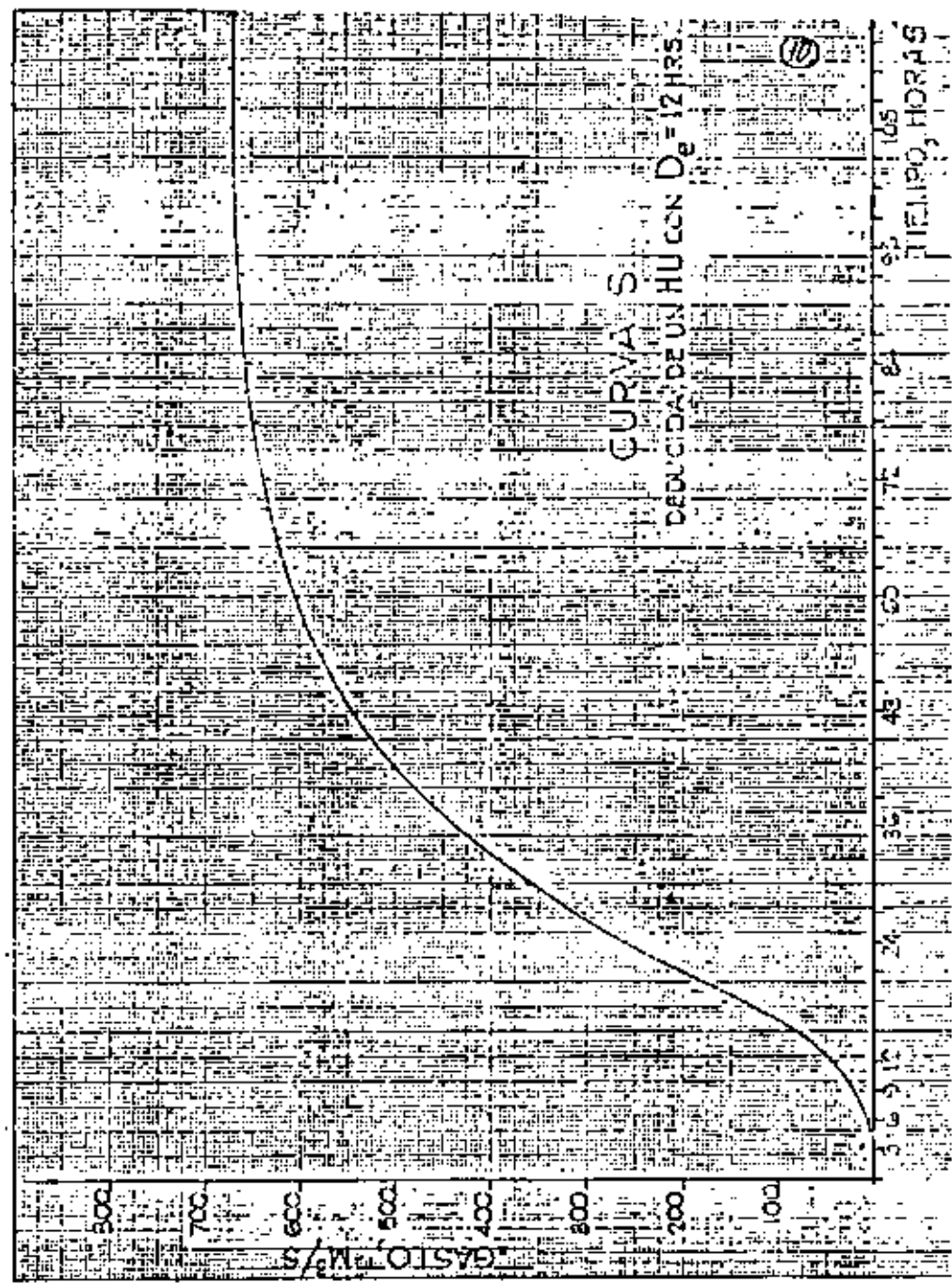
$$h_e = \frac{V_u}{A} = \frac{29 \times 10^6 \text{ m}^3}{29 \times 10^8 \text{ m}^2} = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm.}$$

(volumen unitario, que es el que debe representar el hidrograma unitario)

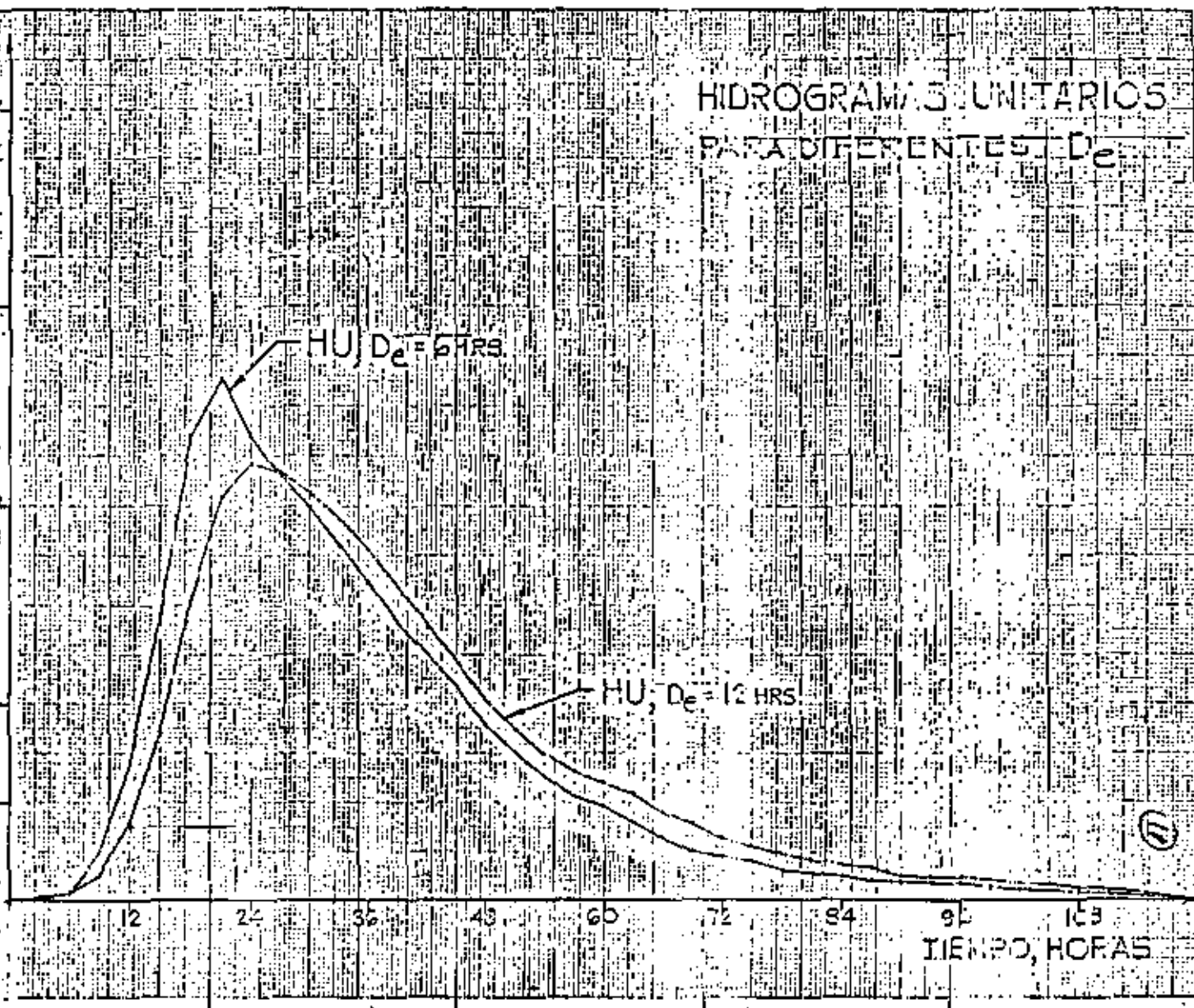
La figura anexa, muestra el H. U. para una $D_u = 12$ horas, que sirvió de base para obtener la curva S y además se dibujo el H. U. para $D_u = 6$ horas, que se dedujo.

OBTENCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO A PARTIR DE LA CURVA S.

U. 12 hrs.	Sumas	Curva S APARTIR PE HU, D _e = 12	Curva S desplazada 6 hrs	Diferencias $6 \times \frac{t_0}{t}$ $\times 12=2$ $6 \cdot (t_1 - t)$	H.U. D _e = 6hs $7 - (U_{12})$	Correcce. H. U. definitivo
2	3	4	5			6
0		0		0	0	0
1		1		1	2	2
4		4	0	4	8	8
13		13	1	12	24	24
19	0	39	4	35	70	70
25	1	86	13	73	146	146
32	4	156	39	117	234	234
40	13	217	86	131	262	262
41	39	260	156	104	208	234
47	86	303	217	86	112	215
56	156	362	260	102	204	198
63	217	410	303	107	214	180
70	260	438	362	76	152	162
80	303	463	410	53	103	141
90	362	502	438	64	128	126
101	410	531	463	68	136	109
112	438	540	502	38	76	89
124	463	550	531	19	38	75
136	502	576	540	36	72	63
150	531	597	550	47	94	53
164	540	600	576	24	48	48
179	550	604	597	7	14	40
195	576	621	600	21	42	32
212	597	635	604	31	62	26
230	600	634	671	13	26	23
248	604	632	635	-3	-6	20
266	621	645	634	11	22	16
285	635	656	632	24	48	14
304	634	653	645	0	16	12
324	632	642	656	-7	-14	11
344	645	660	653	7	14	10
364	656	660	649	11	22	9
385	653	665	660	5	10	8
406	649	654	660	-1	-2	7
428	660	669	665	4	8	6
450	660	668	659	9	18	5
473	665	671	669	2	4	4
496	659	664	668	-4	-8	3
520	669	673	671	2	4	2
544	668	670	664	6	12	1
568	671	671	673	-2	-4	0



HIDROGRAMAS UNITARIOS
PARA DIFERENTES D_e





CUARTO CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"
CHICAYAN, VER

1
2
3

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
NOVIEMBRE DE 1981

1A. PARTE

CULTIVO	CICLO VEGETATIVO		USOS CONSUNTIVOS													
	SIEMBRA	COSECHA	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL	
MAIZ (VERANO)	Agosto	Nov.-Dic.									29.8	15.7	13.1	8.5	5.9	64.0
MAIZ (INVIERNO)	Enero	Mayo	6.2	8.1	13.4	14.5	15.3									57.5
SORGO	Julio	Octubre								7.3	15.6	15.0	8.9			46.8
FRIJOL (VERANO)	Julio	Octubre								8.4	12.7	12.2	8.9			42.6
FRIJOL (INVIERNO)	Nov.	Feb.-Mar.	10.9	9.2	8.0								6.5	8.8	43.4	
SOYA (VERANO)	Julio	Octubre								8.4	12.7	12.2	8.9			42.6
SOYA (INVIERNO)	Nov.	Feb.-Mar.	10.9	9.2	8.0								6.5	8.8	43.4	
CITRICOS	Primov.	Agt.-Oct.	6.1	5.6	6.8	7.7	9.4	12.2	10.8	10.1	9.0	8.5	7.0	6.3	99.5	

000 I

CULTIVO	CICLO VEGET.		HEC-TAREAS	DEMANDAS DE RIEGO											
	SIEMBRA	COS.		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Maiz (Verano)	Agosto	Nov-Dic	855								2'464,000	2'231,000	1'844,750	1'211,250	840,750
Maiz (Invierno)	Enero	Mayo	855	883,500	1'754,250	1'909,500	2'044,250	2'180,250							
Sorgo	Julio	Oct.	855							1'040,250	2'223,000	2'133,500	1'268,250		
Frijol (Verano)	Julio	Oct.	570							758,000	1'204,500	1'197,000	845,500		
Frijol (invierno)	Nov.	Feb.	570	1'035,000	874,000	740,000								617,500	820,000
Soya (Verano)	Julio	Oct.	426							596,000	901,700	894,000	631,900		
Soya (invierno)	Nov.	Feb-Mar	426	772,900	659,200	568,000								461,500	624,000
Citricos	Prim.	Abr-Oct	135	151,250	126,000	153,000	173,250	211,500	274,500	243,000	227,250	202,500	191,500	177,500	141,750
DEMANDA MENSUAL				2'839,150	2'807,450	2'390,500	2'277,400	2'394,750	274,500	2'277,650	757,250	6'625,950	4'300,350	2'917,750	2'442,500

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa No. 1 3 Unidades.- $q = 1.166 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 3.5 \text{ m}^3 / \text{seg.}$ Considerando 30 días y 20 hrs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Enc.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m^3	2'636.15	2'802.45	3'390.5	2'239.5	2'391.75	2'749	2'677.65	2'522.45	2'648.85	2'803.9	2'442.75	2'462.3
Gasto necesaria $\text{m}^3 / \text{seg.}$	1.31	1.30	1.37	1.04	1.11	0.13	1.24	0.50	0.10	2.22	1.13	1.13
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	2	2	1	2	1	2	3	3	2	1	1
Bombas sin operar	1	1	1	2	1	2	1	0	0	1	2	2
Gasto suministrado por las bombas en operación	2.332	2.332	2.332	1.166	2.332	1.166	2.332	3.50	3.50	2.332	1.166	1.166
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	11.23	11.15	13.46	17.84	9.52	2.23	10.63	20.00	17.72	19.04	19.38	19.38
Horas máquina diarias, Totales	22.46	22.30	26.92	17.28	19.04	2.23	21.26	60.00	13.16	38.08	19.38	19.38

$\text{Horas-máquina anual máxima} = 30 \times 20 \times 12 \times 3 = 21,600 \text{ hs.}$

$\text{Horas-máquina anual necesarias} = 322.05 \times 30 = 9,661.50 \text{ hs.}$

$\% \text{ Utilización del equipo} = \frac{9,661.50}{21,600} = 44.72\%$

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa No. 2 4 Unidades.- $q = 0.875 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

$Q_{\text{m} \times \text{s}} = 3.5 \text{ m}^3 / \text{seg.}$ Considerando 30 días y 20 hrs. diarios de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m^3	2820.15	2807.45	3370.5	2239.5	2391.75	274.5	2677.65	7522.45	6648.85	4803.9	2447.25	2683.3
Gasto necesario $\text{m}^3 / \text{seg.}$	1.31	1.30	1.57	1.04	1.11	0.13	1.24	3.50	3.10	2.22	1.13	1.13
Numero de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	2	2	2	2	1	2	4	4	3	2	2
Bombas sin operar	2	2	2	2	2	3	2	0	0	1	2	2
Gasto suministrado por las bombas en operacion	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	0.875	1.75	3.50	3.50	2.625	1.75	1.75
Horas maquina diarias, necesarias por bomba	14.97	14.86	17.91	11.89	12.69	2.97	14.17	20.00	17.71	16.91	12.91	12.91
Horas maquina diarias, Totales	29.94	29.72	35.82	23.78	25.38	2.97	28.34	80.00	70.84	50.73	25.82	25.82

Horas - Máquina anual máxima = $30 \times 20 \times 12 \times 1 = 28,800 \text{ hrs.}$

Horas - Máquina anual necesarias = $29.22 \times 30 = 12,876.6 \text{ hrs.}$

% Utilización del equipo = $\frac{12,876.6}{28,800} = 44.71 \%$

001 4

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa No. 3 5 Unidades. $q = 0.700 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

$Q_{\text{máx.}} = 3.5 \text{ m}^3 / \text{seg.}$ Considerando 30 días y 20 hrs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agf.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m^3	2'820.15	2'801.45	3'394.5	2'279.5	2'391.75	274.5	2'677.65	7'522.45	6'648.85	4'645.9	2'447.79	2'442.3
Gasto necesario $\text{m}^3 / \text{seg.}$	1.31	1.30	1.57	1.04	1.11	0.13	1.24	3.50	3.10	2.22	1.13	1.13
Numero de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	2	3	2	2	1	2	5	5	4	2	2
Bombas sin operar	3	3	2	3	3	4	3	0	0	1	3	3
Gasto suministrado por las bombas en operacion	1.40	1.40	2.10	1.40	1.40	0.70	1.40	3.5	3.5	2.80	1.40	1.40
Horas maquina diarias, necesarias por bomba	18.71	18.57	14.95	14.86	15.26	2.71	17.71	20	17.71	15.26	16.14	16.14
Horas maquina diarias, Totales	37.42	37.14	44.85	29.72	31.72	3.71	35.42	180	88.55	63.44	32.28	32.28

Horas - Máquina anual, máxima = $30 \times 20 \times 12 \times 5 = 36,000 \text{ hrs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias = $536.53 \times 30 = 16,095.9 \text{ hrs.}$

% Utilización del Equipo = $\frac{16,095.9}{36,000} = 44.71 \%$

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa No. 4 6 Unidades.- $q = 0.583 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 3.50 \text{ m}^3 / \text{seg.}$ Considerando 30 días y 20 hrg. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m^3	2820.15	2807.45	3290.5	2229.5	2391.75	774.5	2677.65	1522.45	6668.05	4863.7	2447.75	2442.5
Gasto necesario $\text{m}^3 / \text{seg.}$	1.31	1.30	1.57	1.02	1.11	0.13	1.26	3.50	3.10	2.22	1.13	1.13
Numero de bombas para satisfacer el gasto necesario	3	3	3	2	2	1	3	6	6	4	2	2
Bombas sin operar	3	3	3	4	4	5	3	0	0	2	4	4
Gasto suministrado por las bombas en operacion	1.75	1.75	1.35	1.17	1.17	0.123	1.75	3.5	3.5	2.33	1.17	1.17
Horas maquina diarias, necesarias por bomba	14.98	14.87	17.55	17.84	19.02	4.46	14.18	20	17.72	19.04	19.34	19.52
Horas maquina diarias, Totales	44.74	44.61	53.85	35.68	38.08	4.46	22.54	120	106.32	76.16	38.76	38.76

Horas - Máquina - anual máxima = $3.0 \times 20 \times 12 \times 6 = 43,200.00 \text{ hrs.}$

Horas - Máquina anual necesarias = $44.16 \times 30 = 19,324.8 \text{ hrs.}$

% Utilización del Equipo = $\frac{19,324.8}{43,200} = 44.73\%$

Planta de Bumbo.

Datos:

Gasto de Diseño Planta de Bumbo.

$$Q = 3.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Alternativa con 4 unidades.

$$q = 0.875 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (875 \text{ lts}/\text{seg.}) \quad (13 \text{ seg.} \cdot 29 \text{ lts.})$$

Condiciones de operación:

$$\text{Nivel del agua en la Descarga} = 30.29 \text{ m.}$$

$$\text{Nivel del agua en la succión} = \frac{12.05 \text{ m.}}{1}$$

$$(\text{hcc}) = 17.43 \text{ m.}$$

Cálculo de la Carga Dinámica Total:

$$(\text{hcc}) = 17.43 \text{ m.}$$

Carga de fricción en la descarga:

a) tubería de Descarga:

$$q = 0.875 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$d = 2" = (0.61 \text{ mps.}).$$

$$a = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (0.61)^2}{4} = 0.29 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{q}{a} = \frac{0.875}{0.29} = 3.02 \text{ m}/\text{seg.}$$

$$n = 0.013 \quad (\text{tubería de hierro}).$$

$$r = \frac{d}{4} = \frac{0.61}{4} = 0.15$$

$$r^{2/3} = 0.282$$

$$L = 10.00 \text{ mts.}$$

$$h_f = \left(\frac{V n}{r^{2/3}} \right)^2 L = \left(\frac{3.02 \cdot 0.013}{0.282} \right)^2 \cdot 10$$

$$h_f = 0.30 \text{ mts.}$$

d) Jockey de Conducción:

$$q = 2.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\phi = 40^\circ \quad (1.22 \text{ m}).$$

$$\bar{a} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (1.22)^2}{4} = 1.17 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{q}{\bar{a}} = \frac{2.50}{1.17} = 2.14 \text{ m/seg.}$$

$$n = 0.03 \quad (\text{Jockey en canal}).$$

$$r = \frac{d}{2} = \frac{1.22}{2} = 0.31$$

$$r^{7/2} = 0.458$$

$$L = 247 \text{ m.}$$

$$h_f = \left(\frac{vC}{r^{7/2}} \right)^2 L = \left(\frac{2.14 \times 0.03}{0.458} \right)^2 247$$

$$h_f = 2.47 \text{ mps.}$$

Siempre por esta fórmula:

$$h_f = \frac{2.47}{4} = 0.62 \text{ mps.}$$

$$\therefore h_f = 0.62 \text{ mps.}$$

Para este caso:

$$H = 15.25 + h_f = 15.25 + 0.20 = 15.45$$

$$H = 15.25 \text{ m.} \quad (50.17')$$

$$\eta = 0.80 \quad \text{mínimo.}$$

$$P = \frac{QH}{76 \eta}$$

$$P = \frac{205 \times 15.25}{76 \times 0.80}$$

$$P = 264.08 \text{ HP.}$$

De acuerdo con la potencia y la velocidad de rotación se conoce la flecha conveniente:

Diámetro de la flecha $2\frac{1}{16}$ para 875 rpm. y considerando una columna de $24'' \times 2\frac{1}{16}$ (Diámetro exterior y flecha).

La pérdida por fricción en función de la longitud de columna vale (pág. 102) (4.7)

La longitud de la columna:

$$= 10.50 \text{ m.}$$

$$\eta_f = \frac{4.7}{100} \times 10.50 = 0.49 \text{ m}$$

(1.30) Carga de velocidad en la descarga:

$$h_{vd} = \frac{v^2}{2g}$$

$$= \frac{3.99^2}{19.62}$$

$$= 0.80 \text{ m.}$$

1. Pérdida por curva curva:

$$\eta_f = \frac{0.65}{1}$$

$$h_f = 0.12 \text{ m.}$$

Suma de las Cargas Parciales:

$$\text{Carga estática total} = 17.92 \text{ m.}$$

$$\text{Carga de fricción en la succión} = 0.49 \text{ m.}$$

$$\text{Carga de fricción en la descarga} = 0.50 \text{ m.}$$

$$\text{Carga de velocidad en la descarga} = 0.80 \text{ m.}$$

$$\text{Carga Manométrica total} = 19.71 \text{ m.}$$

$$(22.17)$$

Potencia:

$$P = \frac{\gamma H}{76 \eta} \quad \eta = 0.80$$

$$P = \frac{875 \times 19.71}{76 \times 0.80}$$

$$P = 272.54 \text{ HP.}$$

Figuras: $\eta_{\text{mec}} = 0.95$

Longitud aproximada de la flecha = $10.57 \text{ m} = 34.65'$

En la pág. 125 se observa que para una velocidad de 875 rpm. una flecha con $\phi = 2\frac{1}{2}''$ es adecuada hasta una potencia de 273 HP. La potencia real es de 1.14%

De acuerdo con lo anterior los correspondientes de la columna:

$$\beta_{\text{exterior}} = 26'$$

$$\beta_{\text{camisa}} = 3'$$

$$\phi_{\text{flecha}} = 2\frac{1}{2}''$$

La rpm salida:

$$rpm = \frac{1.14}{100} \times 875$$

$$rpm = 0.99 \text{ HP}$$

$$\begin{aligned} \text{Potencia total} &= 273.82 + 0.99 \\ &= 273.73 \text{ HP} \end{aligned}$$

$$P = 273.73 \text{ HP}$$

Velocidad específica:

$$N_s = \frac{N G^{1/2}}{D^{3/4}}$$

$$N_s = \frac{875 \times \sqrt{12,420.89}}{(62.19)^{3/4}} = \frac{875 \times 111.91}{22.146}$$

$$N_s = 4,426.21$$

El valor de esta velocidad específica, queda comprendido entre los correspondientes a bombas de flujo mixto. También la carga de 62.19' queda comprendida dentro

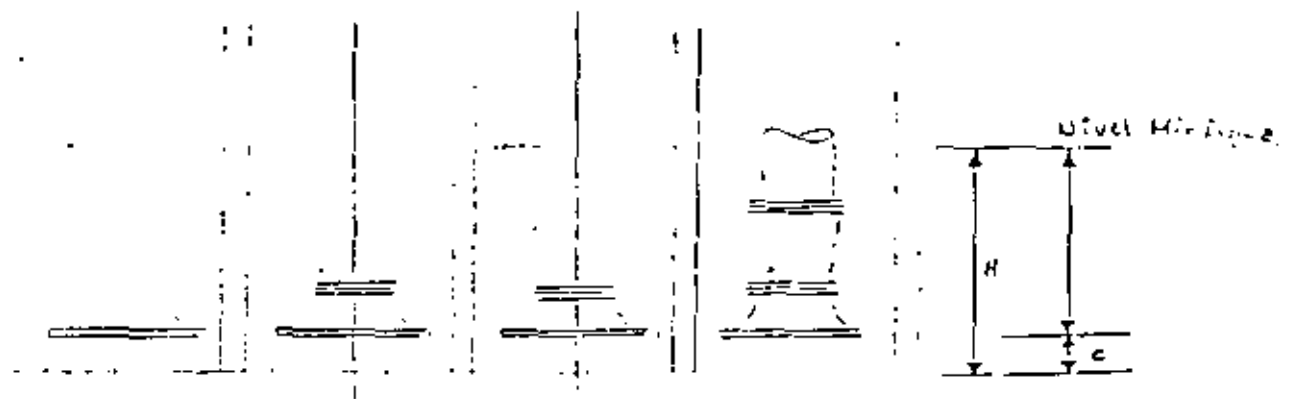
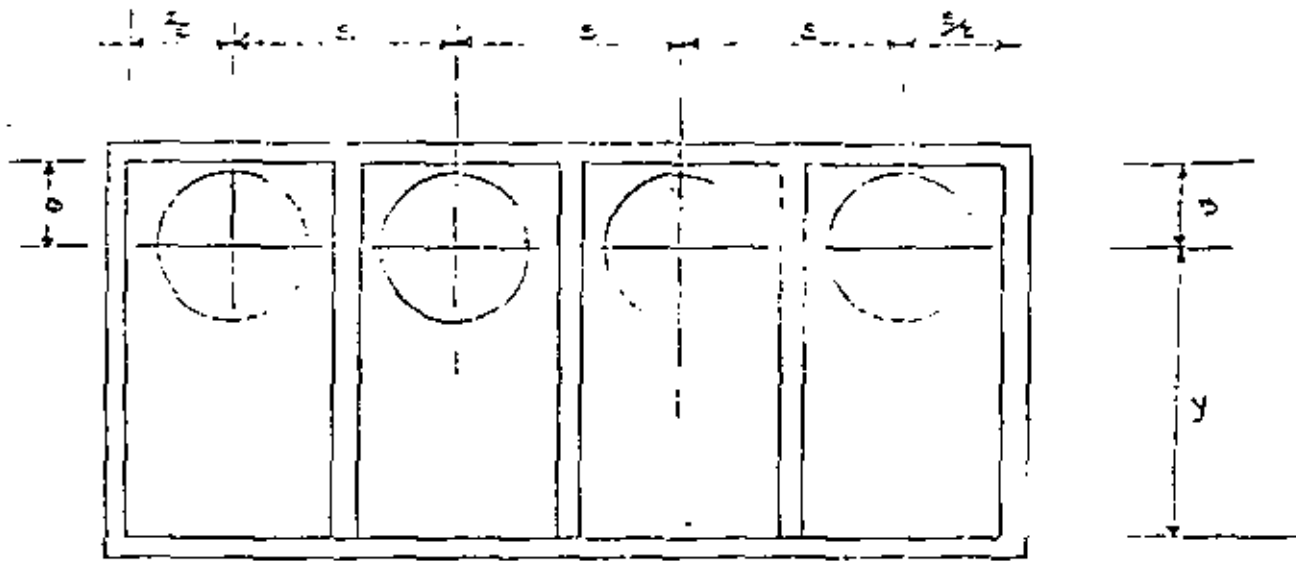
DIMENSIONES DEL CARGANO DE CENIZAS.
 con relación al flujo.

Empleando el ábaco del ESTANDAR DEL INS-
 TITUTO DE HIDRULICA

Caudales por m ² de for. bomba.	DIMENSIONES RECOMENDADAS											
	C		D		S		H		Y		A	
	Pulg.	CM.	Pulg.	CM.	Pulg.	CM.	Pulg.	CM.	Pulg.	CM.	Pulg.	CM.
2,588.89 GPM. (0.875 M ³ /s). x 1.25	10.5"	2420	50"	76.2	70"	177.8	100"	254	110"	2792	185"	4699
		3275		9525		2225		3125		3495		3775
	DIMENSIONES ADAPTADAS.											
2,588.89 GPM.		50		100		240		280		400		

Mínima Sumergida 2.6'

Modelo 2420 -- 2.6' = 1.09 m/s.



PROYECTO CANAL DE CULMINACIÓN.

Datos Hidráulicos:-

$$Q = 3.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 1.5:1$$

$$n = 0.014$$

$$b = 1.05 \text{ m.} \quad d = 1.05 \text{ m.}$$

$$A = bd + td^2 = (1.05)(1.05) + 1.5(1.05)^2$$

$$A = 2.7562 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1+t^2} = (1.05) + 2(1.05) \sqrt{1+1.5^2}$$

$$P = 4.6384$$

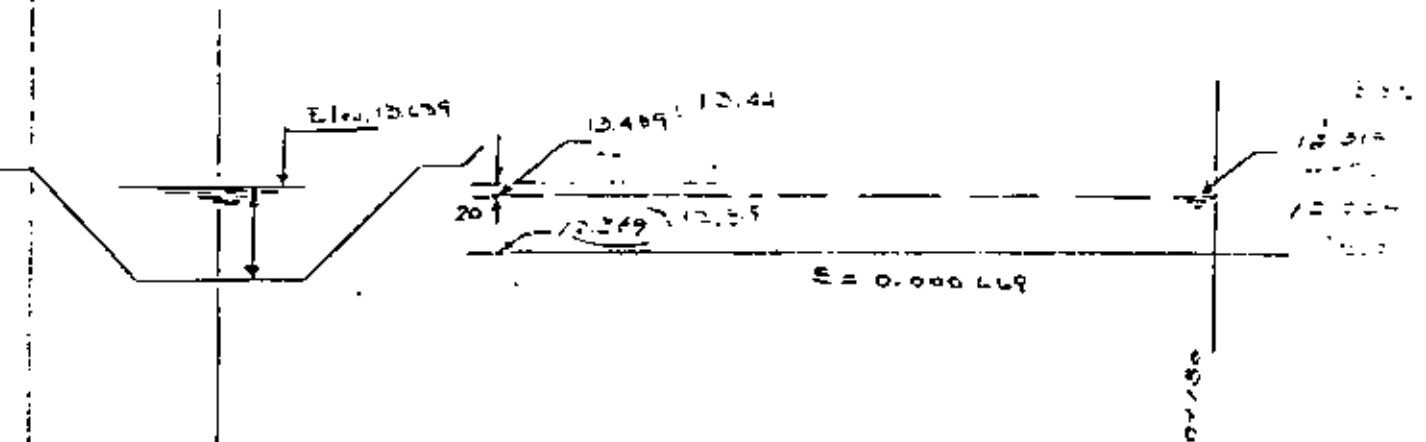
$$r = \frac{A}{P} = \frac{2.7562}{4.6384} = 0.5946$$

$$r^{2/3} = 0.6871$$

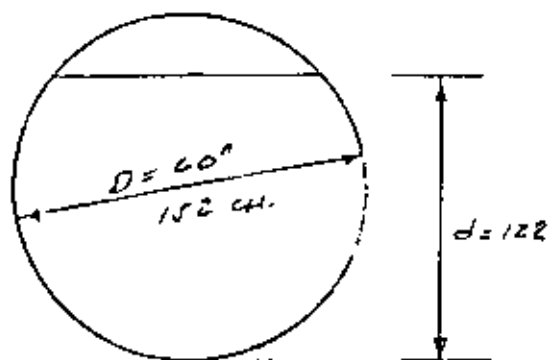
$$V = \frac{Q}{A} = \frac{3.5}{2.7562} = 1.2698$$

$$S = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.2698 \times 0.014}{0.6871} \right)^2$$

$$S = 0.000669$$



TUBERÍAS PARA CIMENTOS DE ALUMINIO.



$$\frac{d}{D} = \frac{122}{152} = 0.80$$

$$\frac{A}{D^2} = 0.4736 \quad A = 1.56 \text{ m}^2$$

$$\frac{P}{D} = 2.2143 \quad P = 5.37 \text{ m}$$

$$\frac{r}{D} = 0.3042 \quad r = 0.46$$

$$r^{2/3} = 0.596$$

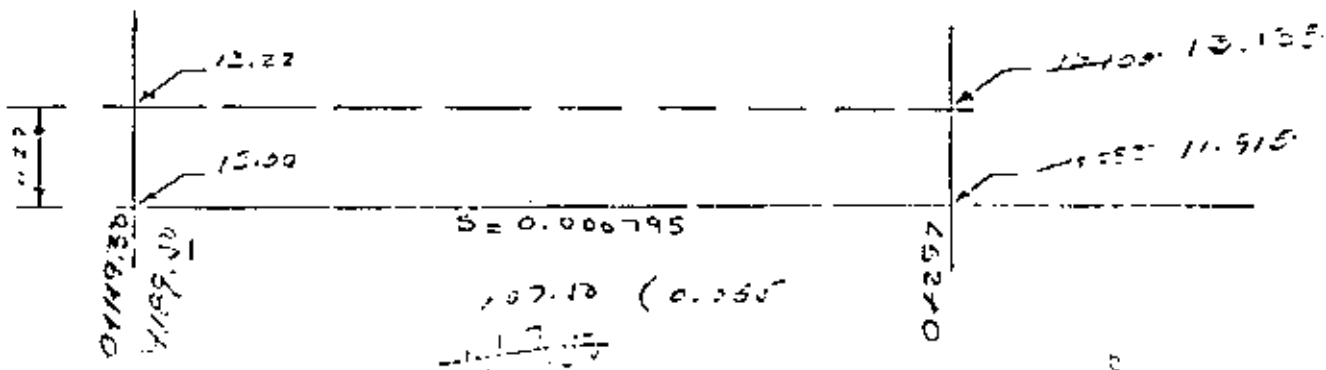
$$Q = VA$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1.75}{1.56} = 1.12 \text{ m/seg}$$

$$V = 1.12 \text{ m/seg}$$

$$S = \left(\frac{Vr}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.12 \times 0.46}{0.596} \right)^2$$

$$S = 0.000795$$



2.25
13
11.915
12.457
12.22

12.22
13.00
11.915
12.457
12.22

12.22
13.00
11.915
12.457
12.22

ALTERNATIVAS - Canal de Llanada de 2021 proyectado con 01 2 líneas de Juntas de 150 cm.

CONCEPTO UNIDAD CANTIDAD P.U. IMPORTE
Clasif. Descripción

A. PLANTA DE BOMBEO.

a. Obra Civil

A.2.1	Exc. cualg. mat. en terr. Nat. para los Tajos.	m ³	19,500	28.50	556,800.00
A.2.2	Exc. cubeta en cualg. mat. en el Terr. Nat.	m ³	600	49.92	29,952.00
A.2.3	Exc. cualg. mat. para abajar las Estructuras	m ³	9,500	75.00	712,500.00
A.2.4	Relleno Compactado de cualg. mat. exc. roca, proveniente de excavaciones previas	m ³	7,500	41.30	309,750.00
A.2.5	Relleno sin compactar	m ³	3,500	30.20	105,700.00
A.2.6	fab. y col. de concreto para revestir canal	m ³	100	1,346.40	134,640.00
A.2.7	Sum. y col. tubería de concreto de 1.52 p (2 líneas)	m.	290	2,459.40	725,427.00
A.2.8	Fab. y col. de concreto para Estructuras.	m ³	550	2,025.40	1,114,070.00
A.2.9	Sum. y col. de fe. de Refuerzo	kg.	25,750	17.00	437,750.00

CONCEPTO.	UNIDAD.	CANTIDAD	T.U.	Importe
Clasif. Descripción				
A. 2. 10	Sum. y col. fc.			
	Estructural	Kg.	4,500	95.00
				502,500.00
			TOTAL:	502,500.00

C O N C E P T O . UNIDAD CANTIDAD P.V. IMPORTE.
 Clasif. Descripción

A. - Equipo de Bombeo.

A.c.1	SUM. C. Inst. Conjunto motor bomba	Pza.	4	1'500,000	6'000,000
A.b.2	Tubería de Conduc- ción de 48" p y 3/8" es- pesor	m. l.	270	20,270.31	5'539,000
A.c.3	Válvulas de retención, (check), válvulas de compuerta de válvula fija, válvulas alisado- ras de presión.	Pza.			2'500,000
	SUBTOTAL				<u>14'039,000</u>

Alternativa con canal revestido en concreto.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE.
Descripción				
Obras Civiles.				
2.1 Excavación en terr. nat. para alojar los fijos	m ²	5,000	28.60	143,000.00
2.2 Excavación cubeta en cualg. mat. en el terr. nat.	m ²	1,950	49.97	97,441.50
2.3 Excavación cualg. mat. para alojar los Est.	m ²	4,500	75.00	337,500.00
4 Relleno compactada de cualg. mat. excepto roca, p.m. de cu. frías	m ³	4,700	41.33	194,251.00
5 Manpos. ^{en co.} Bafados con Horko.	m ²	300	428.00	128,400.00
6 Fab. y col. del Concreto para el revest. del canal.	m ²	300	1,346.00	269,292.00
7 Fab. y col. de concreto en la est. de bombas	m ³	350.0	2,025.40	708,910.00
8 Colocación de la Prof.	kg.	26,500.0	17.25	457,812.50
9 Inm. y col. de los (Fujillas)	kg.	3,000.0	30.00	90,000.00
10 Inm. y col. de los (Velas)	kg.	3,000.0	37.50	112,500.00

Alternativa con tuberías.

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	U. P.	Importe.
Clasif. Descripción				
A. Planta de Bombeo.				
a. Obra Civil				
A.a.1 Excavación, cualg. nat. en terreno nat. para los tajos.	m ³	21,096.30	28.50	
A.a.2 Excavación, cualg. nat. para elajar los costos.	m ³	5,521.00	7.50	
A.a.3 Repleno compactado de cualg. nat. excepto roca, grav. de excavación	m ³	5,050.00	41.33	
A.a.4 Relleno sin compactar	m ³	9,000.00	30.22	
A.a.5 Suministro y col. tubería de concreto de 1.50 m. de ø	m.	600.00	3152.17	
A.a.6 Fabricación y col. de concreto en la Est. de Bombeo.	m ³	252.00	2,025.48	
A.a.7 Colocación de Ref.	kg.	25,725.00	17.25	
A.a.8 Sum. y col. fe Est. (hojillas)	kg.	9,000.00	45.00	
A.a.9 Sum. y col. fe. Est. - Hierros y Comp.	kg.	2,100.00	45.00	

	CONJUNTERIA DE 60° (1.51m)	Con Costo de Hornos Resist.
1) OBRAS CIVILES	5'200,000.00	3'500,000.00
2) Sum. Conjunto Motor Bomba	6'000,000.00	6'000,000.00
3) Tuberia de Conduccion		
a) 40" y 3/8" espesor	5'500,000.00	5'500,000.00
b) Valvulas (check), conjuntos y div. piezas	2'500,000.00	2'500,000.00
TOTAL:	19'200,000.00	17'500,000.00

CONCEPTO UNIDAD CANTIDAD P.U. IMPORTE.
 Clasif. Descripción

A.- PLANTA DE BOMBEO
 B.- OBRA CIVIL.

A.2.1	Excavación walg. mat. en terr. nat. para los Tajos.	M ³	20,750.00	28.60	592,434.00
A.2.2	Excavación cubeta en walg. mat. en terr. Nat.	M ³	750	39.92	29,971.50
A.2.3	Excavación walg. mat. para alojar las Ests.	M ³	8,750	15.10	132,125.00
A.2.4	Relleno Compactado de walg. mat. excepto roca, grav. de casc. frescos	M ³	2500	41.23	103,075.00
A.2.5	Relleno sin Compactar	M ³	3000	30.27	90,810.00
A.2.6	Fab. y col. de concreto para el revest. del canal	M ³	125	1,326.48	165,810.00
A.2.7	Sum y col. Tuberia de con- creto de 1.52 p.	M.	215	2,459.16	528,719.00
A.2.8	Fab. y col. de concreto en estructuras (travesier- ones y Est. de flambos).	M ³	550	2,025.48	1,114,014.00

CONCEPTO. Clasif. Descripción	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	Importe
A.2.9 Suro y col. de fe. de Represa	Kg.	35,700	17. ²⁵	614,687. ⁵⁰
A.2.10 Suro y col. fe. Est.	Kg.	4,000	45. ⁰⁰	202,500. ⁰⁰
				4'276,860. ⁰⁰

Canal Trapezoidal Revestida de Concreto.

Excavación cubeta, - Est. 0+000 - E17.0 +100

$V = 2.9 \times 180$

$V_1 = 702 \text{ m}^3$

750

Excavación Tajo, -

Estación	Area	A ₁ + A ₂	D/2	Volume
0+000	0			
20	15.60	15.60	10	
40	27.90	43.50		
60	30.90	58.80		
80	44.10	75.00		
0+100	59.50	103.60		
120	70.60	130.10		
140	91.50	162.10		
160	83.50	175.00		
180	75.00	158.50		
		<u>922.20</u>		10

9,222.00 m³

7500

Revestimiento de Concreto, -

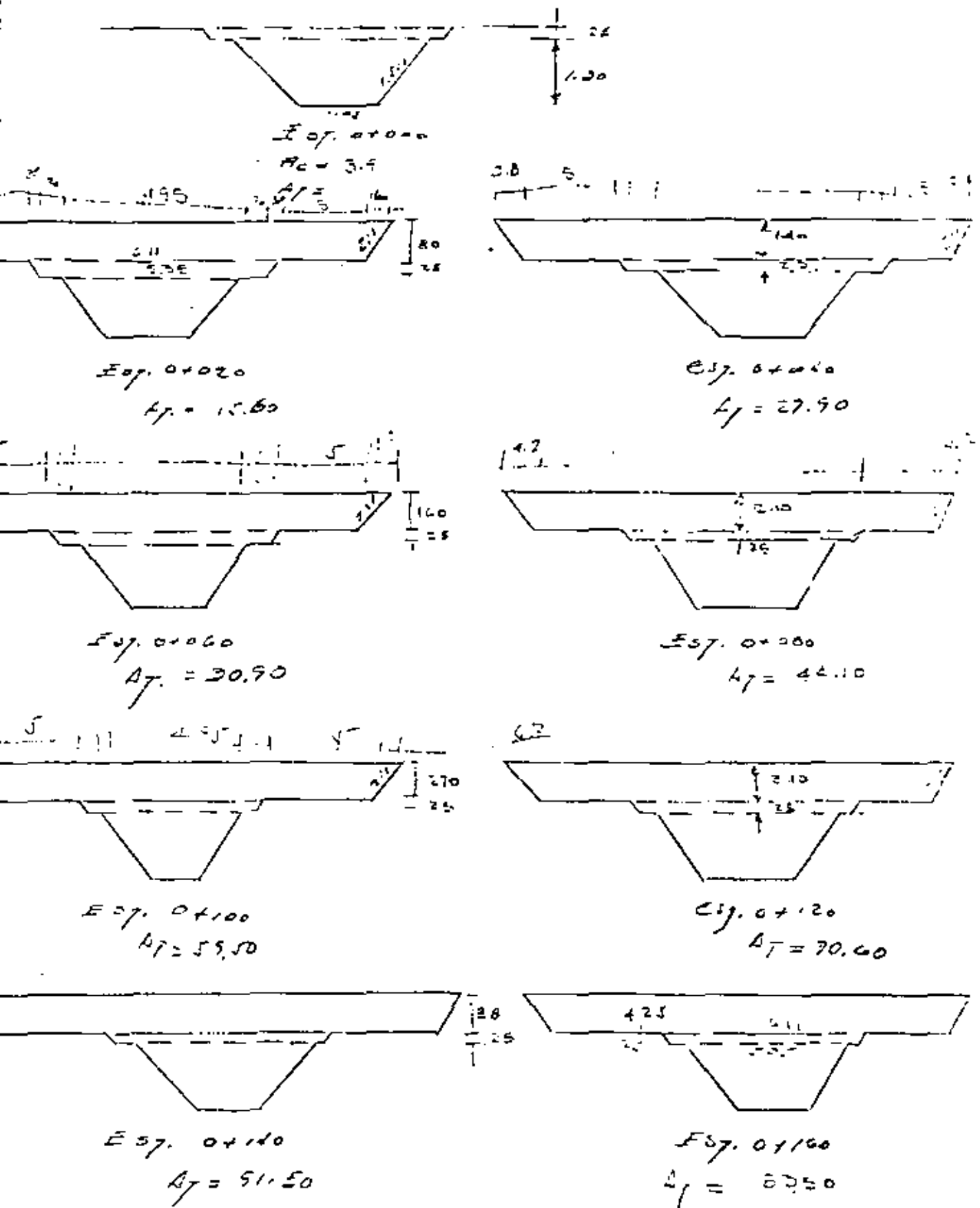


$A = 6.13 \times 0.10 = 0.61$

$V = 0.61 \times 180$

V = 109.80 m³

Execução em fôrço.



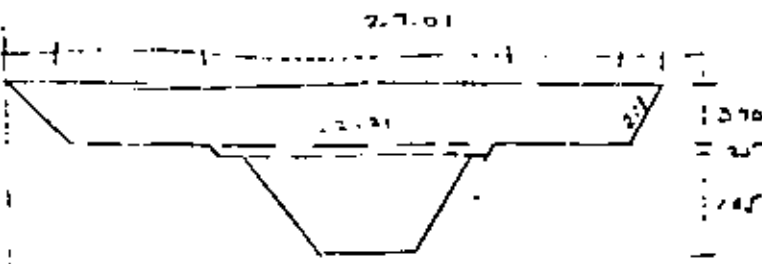


$$\bar{x} = 7.0100$$

$$k_x = 2.9$$

$$k_y = 75.01$$

Excavación Estructuras.

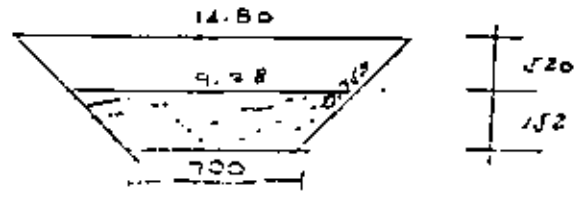


Est. 0+180
 $\Delta_c = 2.9$
 $A_T = 75.00$

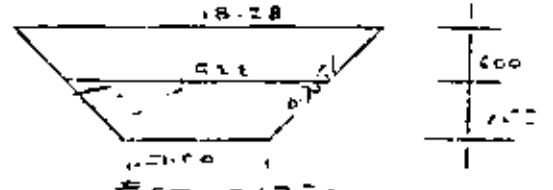


Est. 0+189.70
 $A_E = 36.10$
 $A_T = 25.70$

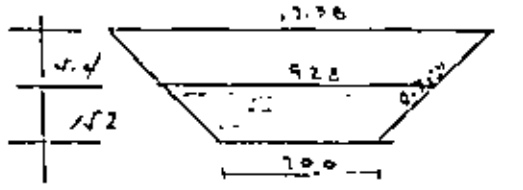
Cond con 2 líneas de tubos de 152 / 4/1.



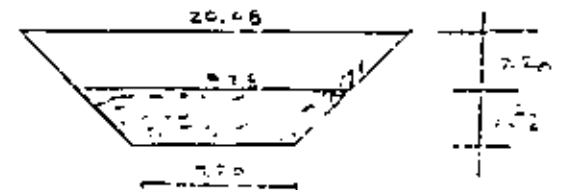
0+200
 $A_E = 12.40$
 $A_T = 62.60$



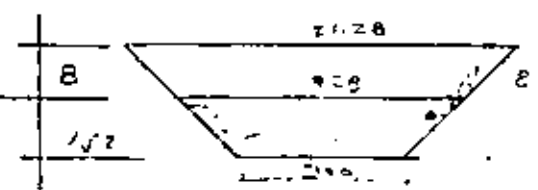
Est. 0+270
 $A_E = 12.40$
 $A_T = 82.70$



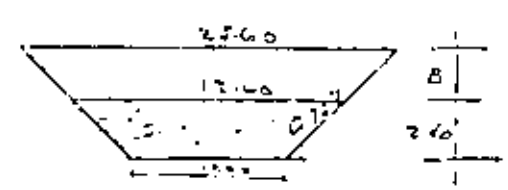
Est. 0+240
 $A_E = 12.40$
 $A_T = 72.00$



Est. 0+200
 $A_E = 12.40$
 $A_T = 108.70$

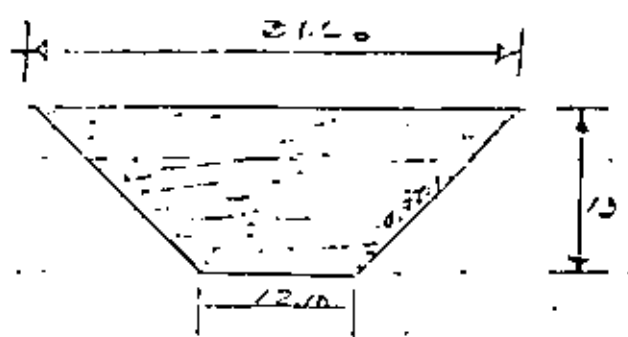


0+230
 $A_E = 12.40$
 $A_T = 122.20$

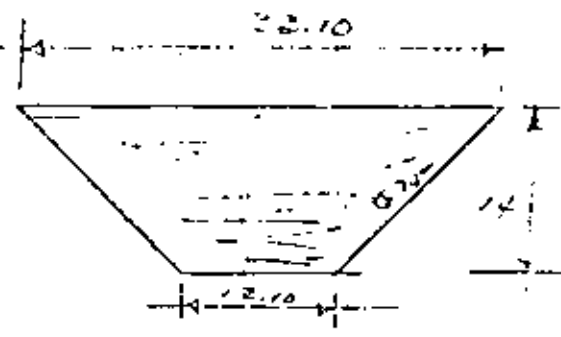


0+300
 $A_E = 28.30$
 $A_T = 152.60$

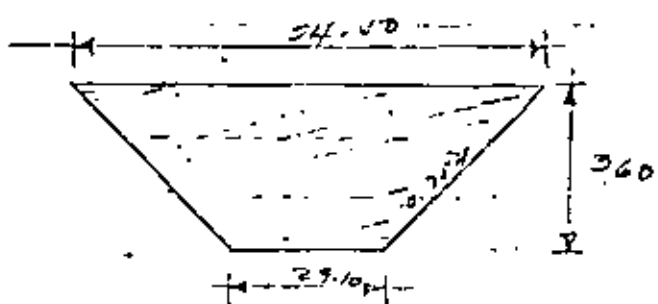
2.4
 1.7
 1.0



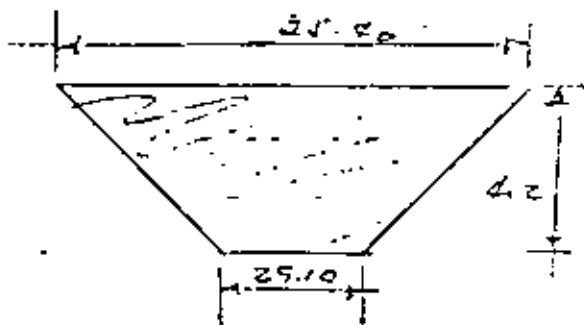
Est. 0+303
 $A_E = 284.00$



Est. 0+311
 $A_E = 316.40$



Est. 0+319
 $A_E = 114.00$



Est. 0+335
 $A_E = 125.00$

Est. 0+341.24
 $A_E = 0$

Elevación Estructura

Estación	Area	$A_1 + A_2$	$D/2$	Volumen
0+180	3.9	.	.	.
0+185.50	26.10	40.00	4.75	190
0+200	12.40	48.70	5.25	254.63
220	12.40	26.80	10	248.00
240	12.40			124.00
260	12.40			124.00
280	12.40	24.80		248.00
0+300	22.20	40.70	10	407.00
303	284.00	317.30	1.5	462.45
311	316.40	606.40	4	2401.60
319	112.50	430.90	4	1723.60
325	125.00	270.00	8	2000.00
0+341.50	0	175.50	2.15	426.83

 8416.11 m³

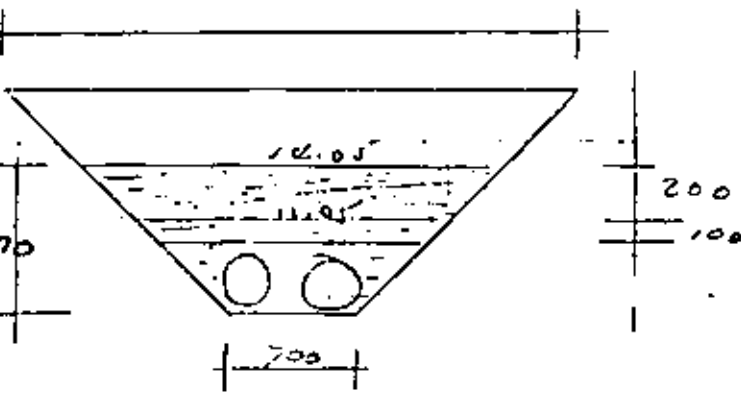
 2750

Elevación Tapa

Estación	Area	$A_1 + A_2$	$D/2$	Volumen
0+180	75.00			
0+185.50	25.70	100.70	4.75	478.23
0+200	62.60	88.30	5.25	463.58
220	82.70	145.30	10	1453.00
240	72.00	154.70	10	1547.00
260	102.70	177.70	10	1777.00
280	122.20	227.90	10	2279.00
0+300	142.80	279.00	10	2790.00
303	0	156.80	1.5	235.20

 11,023.11 m³

 11,257.27



Rellevo Simple.-

Fst. 01189.50 - 01202.5

$$A_r = \left(\frac{14.05 + 7.00}{2} \right) \times 113.00 = 25.10$$

$$V = 25.10 \times 113.00$$

$$V = 2836.30 \text{ M}^3$$

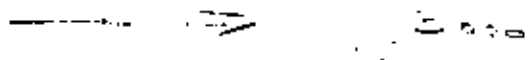


Rellevo Compactado.-

$$A_r = \left(\frac{11.05 + 7.00}{2} \right) \times 113.00 = 24.3$$

$$V = 24.3 \times 113$$

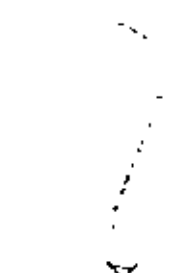
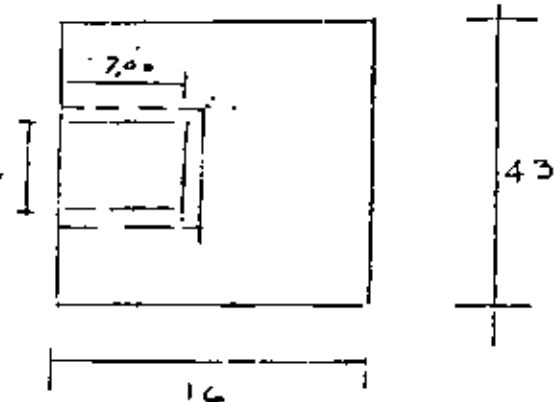
$$V = 2745.90 \text{ M}^3$$



Rellevo Compactado.-

$$V = \left(\frac{6.11 + 13.00}{2} \right) \times 10.00$$

$$V = 3276 \text{ M}^3$$



$$V = 2500$$

030

LISTA DE MATERIALES.
TUBERÍA DE DESCARGA.

PART.	PED.	CANT.	MAT.	DESCRIPCION.
1	1	12	Acero	Cople Dresser, estilo N°38, 0.6096m (24") ϕ , para 10.6 Kg/cm ² . (150 lb/pulg ²).
	2	4	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura, de 0.6096m (24") ϕ , por 3.05m de longitud, 0.95cm (3/8") de espesor con brida en un extremo y maquinado en el otro.
	6	4	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura, de 0.6096m (24") ϕ , por 0.75m. de longitud, 0.95cm (3/8") de espesor, con brida en un extremo y maquinado en el otro.
	8	1	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura, de 0.6096m (24") ϕ , por 2.15m de longitud, 0.95cm (3/8") de espesor con brida en un extremo y maquinado en el otro.
	10	4	Acero	Codo de 90°, 0.36m (14") ϕ , 0.95cm (3/8") de espesor, radio corto, con brida de acero tipo Welding Neck en cada extremo.

PART.	QTY.	CONF.	MAT.	DESCRIPCION.
10	4	Acero	Tramo de tubo de acero, Sin costura, de 0.26 m (14") ϕ , por 4.9 m. de longitud y 0.95 cm ($\frac{3}{8}$ ") de espesor, con brida en un extremo y codo en el otro.	
3	4	Hierro fundido y bronce.	Válvula de compuerta, de vástago fijo, de 0.20 m (8") ϕ para 14.1 Kg/cm ² . (200 lb/pulg ²), marca Stockham, figura 612 o similar.	
4	4	Semi-acero y acero inox.	Válvula de admisión y expulsión de aire, de 0.20 m (8"), para 10.6 Kg/cm ² . (150 lb/pulg ²), marca APCO, modelo 1008/154, boletín 613 o similar.	
5	4	Semi-acero, bronce y acero inox.	Válvula de retención (check), silenciosa, de 0.6096 m (24"), para 10.6 Kg/cm ² (150 lb/pulg ²) marca APCO, modelo 624, boletín 600, o similar.	
7	4	Hierro fundido y bronce.	Válvula de compuerta de vástago fijo, de 0.6096 m (24"), para 10.6 Kg/cm ² (150 lb/pulg ²), bridas.	
11	4	Hierro fundido y bronce.	Válvula de compuerta de vástago fijo, de 0.26 m (14"), para 10.6 Kg/cm ² . (150 lb/pulg ²) marca Stockham, fig 6-612 o similar.	

PART.	PZA.	CANT.	MAT.	DESCRIPCION.
12	4	Semi- Acero y bronce	Válvula aliviadora de presión, automática, de operación hidráulica y eléctrica, de 0.38 m (1 1/2"), para una presión de 10.6 Kg/cm ² (150 lb/pulg ²) marca Ross, Mod. 50RWR-E Fig 37-13, boletín 103-2 ó similar.	
14	4	Caja de acero y acero In- oxidable	Manómetro con tubo Bourdon, incluyendo todos los accesorios que se muestran en el dibujo, o con carátula de 15.2 cm (6") ϕ , escala de 0-7 Kg/cm ² (0-100 lb/pulg ²) y tubo de conexión inferior de 12.7 mm. (1/2"), marca Metrón, tipo Sij. ó similar.	
14A	4	"	Idéntico a la Pza. 14, sólo que con Esc. 0-21 Kg/cm ² .	
8A	4	Acero	Tee fabricada semejante a la pieza N ^o 8 con un tramo de tubo sin costura, de 60.96 cm (24") ϕ por 160 cm de longitud, 0.75 cm (3/8") de espesor, con tubo de inserción sin costura de 0.36 m (14") ϕ por 0.25 m de longitud 0.95 cm (3/8") de espesor, bridadas en sus extremos.	

PLANTA DE POLVO " EL SUCUILLLO "

HOJA DE DATOS TÉCNICOS

BOMBAS

CONCEPTO	SOLICITADO POR SARE	PROPUESTO
Tipo de Bomba	Vertical Flujo Mixto	
Número de Unidades	4	
Velocidad de operación	880 RPM	
Gasto	975 LPS	
CARGA Dinámica Total	18.7 Mts.	
Eficiencia Mínima en el punto de operación	80%	
Empuje Axial en Kgs.		
Potencia en el punto de operación MENOR Potencia Mínima requerida por la bomba en HP	272.25 HP	
Materiales:		
Cuerpos de succión	Fo. Vo. Clase 30	
Tarzon	Fo. Vo. Clase 30	
Impulsores	Bronce	
Placa del Cuerpo de Tarzon	Acero Inoxidable AISI-410	
Placa de Columna	AISI-C-1040 Julida y Rectificada	
Chupadores	Bronce	
Estabilizador	Eule á Facta.	

Diámetro de la Columna 61 cm. (24")

Tornillería Galvanizada

Diámetro de la Flecha

Diámetro de la Campana de
Succión. Peso de la bomba
en Kgs.

Sumergencia Mínima

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

HOJA DE DATOS TECNICOS

MOTORES

C O N C E P T O	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
Tipo de Motor	Inducción Jaula de Ardilla	
Número de unidades	4	
Aislamiento	Clase F Tropicalizado	
Detectores de Temperatura	Devanados y Chumaceras	
Potencia en HP	300	
Velocidad de Operación	880 RPM	
No. de Polos	8	
Voltaje	440 Volts. \pm 10%	
Frecuencia	60 Hz \pm 5%	
Eficiencias :		
100% de carga		
75% de carga		
50% de carga		
Curva de Pares	incluir	
Corriente :		
A plena carga		
A rotor bloqueado		
Elevación de Temperatura		
Enfriamiento de devanados	Aire con ventilador integral	

macera de Carga :

Tipo

Lubricación

Enfriamiento

macera Guía :

Tipo

Lubricación

Enfriamiento

istencia al empuje -
al máximo en Kgs.

o de Flecha

o en Kgs.

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

HOJA DE DATOS TECNICOS

VALVULAS CHECK PRINCIPAL

C O N C E P T O	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
Tipo	Cierre controlado tipo APCO 6 Similar	
Número de Piezas	4	
Diámetro	61 cm. (24")	
Controlador	Hidráulico	
Clase	ASA-125	
Materiales :		
Cuerpo	Fo.Vo. Clase 30	
Disco	Fo.Vo. Clase 30	
Flecha	Acero Inoxidable	
Asiento	Neopreno	
Bujes	Bronce	
Presión máxima de trabajo Kgs/cm ²	7 Kgs/cm ²	
Presión de Prueba	10.5 Kgs./cm ²	
Extremos	Bridas ASA-125	
Peso en Kgs.		

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

HOJA DE DATOS TECNICOS

VALVULAS DE ALIVIO

CONCEPTO	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
	APCO 50 WRE 6 Similar	
Número de Piezas	4	
Diámetro	36 cm (14")	
Controlador	Hidráulico y Eléctrico	
Clase	ASA-125	
Materiales :		
Cuerpo	Fo.Vo. Clase 30	
	Bronce	
Asiento	Bronce	
Presión máxima de trabajo en Kgs./cm ²	7 Kgs./cm ²	
Presión de Prueba	10.5 Kgs./cm ²	
Remos	Bridas ASA-125	
Clase en Kgs.		

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

HOJA DE DATOS TECNICOS

VALVULAS DE ADMISION Y EXPULSION DE
AIRE

CONCEPTO	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
Tipo	Ross ó Similar	
Número de Piezas	4	
Operación	Automática	
Clase	ASA-125	
Diámetro	20 cm. (8")	
Materiales :		
Cuerpo	Fo.Vo. Clase 30	
Disco	Bronce	
Ástago	Acero Inoxidable	
Asiento	Bronce	
Gujes	Bronce	
Presión de trabajo	7 Kgs./cm ²	
Presión de Prueba	10.5 Kgs./cm ²	
Extremos	Brida ASA-125	
Peso en Kgs.		

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

HOJA DE DATOS TECNICOS

VALVULAS DE SERVICIO PRINCIPAL

CONCEPTO	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
----------	--------------------	-----------

	Compuerta	
--	-----------	--

Número de Piezas	4	
------------------	---	--

Diámetro	61 cm. (24")	
----------	--------------	--

Tipo de Operador	Manual	
------------------	--------	--

Material	ASA 125	
----------	---------	--

Materiales :		
--------------	--	--

Tipo de Operador	Fo.Vo. Clase 30	
------------------	-----------------	--

Tipo de Compuerta	Fo.Vo. Clase 30	
-------------------	-----------------	--

Material	Bronce	
----------	--------	--

Material	Bronce	
----------	--------	--

Presión máxima de trabajo Kgs/cm ²	7 Kgs./cm ²	
--	------------------------	--

Presión de prueba Kgs/cm ²	10.5 Kgs./cm ²	
--	---------------------------	--

Materiales en Kgs.	Bridas AJA 125	
-----------------------	----------------	--

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

HOJA DE DATOS TÉCNICOS

VALVULAS DE SERVICIO DEL SISTEMA DE ALMAC

CONCEPTO	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
Modelo	Compuenta	
Número de Piezas	4	
Diámetro	36 cm. (14 pulg.)	
Operador	Manual	
Clase	ASA 125	
Materiales :		
Cuerpo	Fo. Vo. Clase 30	
Compuenta	Fo. Vo. Clase 30	
Asiento	Bronce	
Resortes	Bronce	
Presión máxima de trabajo Kgs/cm ²	7 Kgs. /cm ²	
Presión de prueba Kgs./cm ²	10.5 Kgs./cm ²	
Normas aplicadas en Kgs.	Eridas ASA 125	

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

HOJA DE DATOS TECNICOS

VALVULAS DE SERVICIO DEL SISTEMA DE ADMISION Y EXPULSION
DE AIRE

CONCEPTO	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
tipo	Compuerta	
Número de Piezas	4	
diámetro	20 cm. (8")	
operador	Manual	
clase	ASA 125	
Materiales :		
Cuerpo	Fo.Vo. Clase 30	
Compuerta	Fo.Vo. Clase 30	
Asiento	Bronce	
Gujes	Bronce	
presión Máxima de trabajo Kgs/cm ²	7 Kgs/cm ²	
presión de prueba Kgs./cm ²	10.5 Kgs./cm ²	
Extremos Codo en Kgs.	Bridas ASA 125	

PLANTA DE BOMBEO.

" EL JABONCILLO "

TUBERIAS DE LASCARGA.

LISTA DE MATERIALES .

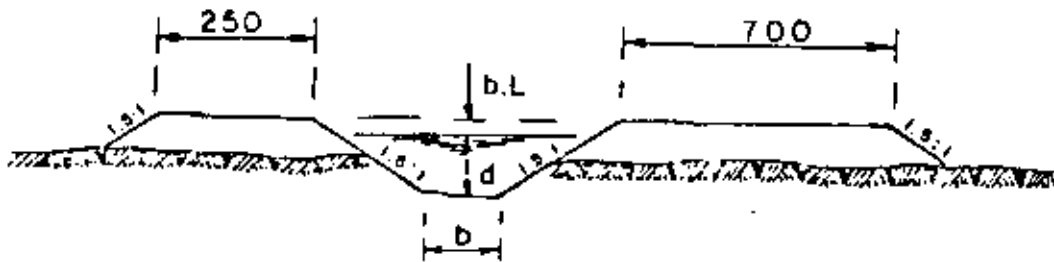
PZA.	CANT.	MATERIAL	DESCRIPCION .
1	12	Acero	Cople Dresser, estilo No. 38 - 0.6096 m. (24") ϕ , para 10.6 kg/cm ² . (150 lb/pulg. ²).
2	4	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura - de 0.6096 m. (24") ϕ , por 3.05 m. de longitud, 0.95 cm. (3/8") de espesor con brida en un extremo y maquinado en el otro.
6	4	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura - de 0.6096 m. (24") ϕ , por 0.75 m. de long. , 0.95 cm. (3/8") de espesor, con brida en un extremo y maquinado en el otro.
8	1	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura - de 0.6096 m. (24") ϕ por 2.15 m. de long. , 0.95 cm. (3/8") de espesor - con brida en un extremo y maquinado en el otro.
10	4	Acero	Codo de 90°, 0.36 m. (14") ϕ , 0.95- cm. (3/8") de espesor radio corto, con brida de acero tipo Welding - Neck en cada extremo.
13	4	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura de 0.36 m. (14") ϕ por 4.9 m. de longitud y 0.95 m. (3/8") de espe- sor, con brida en un extremo y codo en el otro.
3	4	Fierro	Válvula de compuerta, de vástago - fijó, de 0.20 m. (8") ϕ , para una presión máxima de trabajo de 7 - - Kg. s/cm ² y una presión de prueba de 10.5 Kg/cm ² ., marco Stockhas, - figura 612 o similar.
4	4	Semi-acero y acero in- oxidable	Válvula de admisión y expulsión - de aire, de 0.20 m. (8") ϕ , para una

PIZA.	CANT.	MATERIAL	DESCRIPCION:
			Presión máxima de trabajo de 7 Kgs/Cm ² . y una presión de prueba de 10.5 Kgs/Cm ² , tipo Ross o similar de operación automática, Clase ISA-125.
5	4	Semi-Acero, bronce y acero inoxidable.	Válvula de retención (Check) bilobocónica, de 0.6096 m. (24") para una presión máxima de trabajo de 7 Kgs/Cm ² y una presión de prueba de 10.5 Kgs/Cm ² . Tipo cierre controlado tipo APCC o similar.
7	4	Hierro-fundido y bronce.	Válvula de compuerta de vástago fijo, de 0.6096 m. (24") para una presión máxima de trabajo de 7 Kgs/Cm ² y una presión de prueba de 10.5 Kgs/Cm ² brinde.
11	4	Hierro-fundido y bronce	Válvula de compuerta de vástago fijo, de 0.36 m. (14") para una presión máxima de trabajo de 7 Kgs/Cm ² . y una presión de prueba de 10.5 Kgs/Cm ² . — marca Stoddard, Fig. C-612 o similar.
12	4	Semi-acero y bronce	Válvula limitadora de presión, automática, de operación hidráulica y eléctrica, de 0.36 m. (14"), para una presión máxima de trabajo de 7Kgs/Cm ² . y una presión de prueba de 10.5 Kgs/cm ² tipo APCC modelo 50 WRE o similar.
14	4	Caja de acero y acero inor.	Manómetro con tubo Bourdon, incluyendo TORN los accesorios que se muestran en el dibujo, o con carátula de 15.2 Cm. (6") ϕ , escala de 0-7 Kg/Cm ² . — (0-100 Lb/pulg. ²) y tubo de conexión inferior de 12.7 mm. (1/2"), marca Metrón, tipo Sup. o similar.
14 A	4	"	Idéntico a la pza. 14, sólo que con Esc. 0-21 Kg/Cm ² .
P A	4	Acero	Tee fabricada semejante a la pieza No. 8 con un trazo de tubo sin costura, de 60.96 Cm. (24") ϕ por 1.60 m. de longitud 0.95 Cm. (3/8) de espesor, con tubo de inserción sin costura de 0.36 m. (14") ϕ por 0.25 m. de longitud 0.95 Cm. (3/8") de espesor, brida en sus extremos.

PCA.	CANTIDAD	MATERIAL	DESCRIPCION:
9-2	1	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura, de 0.6096 M. (24") ϕ por 3.25 M. de longitud y 0.95 Cm. (3/8") de espesor, con brida en un extremo y maquinado en el otro.
9-3	1	Acero	Tramo de tubo sin costura, de 0.6096 M. (24") ϕ , por 5.95 M. de longitud y 0.95 Cm. (3/8") de espesor, con brida en un extremo y maquinado en el otro.
9-4	1	Acero	Tramo de tubo sin costura, de 0.6096 M. (24") ϕ , por 6.15 M. de longitud, 0.95 Cm. (3/8") de espesor, con brida en un extremo y biselado para soldadura en el otro.
9-4A	1	Acero	Tramo de tubo sin costura, de 0.6096 M. (24") ϕ , por 7.50 M. de longitud y 0.95 Cm. (3/8") de espesor, maquinado en un extremo y biselado para soldadura en el otro.

IZQUIERDA EN SU KM. 33+540.00

Km. 33 + 540.00.- Elev. 111.89 (en el sitio).



SECCION TIPO DEL CANAL

Fig. 1

SECCION TIPO DEL CANAL.

$$Q = 4.615 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 9.844 \text{ m}^2$$

$$b = 3.000 \text{ m.}$$

$$d = 1.750 \text{ m.}$$

$$v = 0.469 \text{ m/seg.}$$

$$p = 9.310 \text{ m.}$$

$$r = 1.057 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.038$$

$$n = 0.035$$

$$S = 0.00025$$

Talud 1.5:1

$$\text{Bordo Libre} = 0.60 \text{ m.}$$

$$h_v = 0.0112 \text{ m.}$$

2.2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL DE LLAMADA.

$$Q = 3.504 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 3.379 \text{ m}^2$$

$$b = 1.200 \text{ m.}$$

$$d = 1.033 \text{ m.}$$

$$V = 1.037 \text{ m/seg.}$$

$$p = 5.824 \text{ m.}$$

$$r = 0.580 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.696$$

$$n = 0.030$$

$$S = 0.0020$$

Talud 2:1

$$\text{Bordo Libre} = 0.27 \text{ m.}$$

$$h_v = 0.0548 \text{ m.}$$

2.3. CAPTACION.-

Para obtener el gasto de $3.504 \text{ m}^3/\text{seg.}$ del C.P.M.I., proponemos una toma aforadora tipo, misma que se muestra en la hoja siguiente.

2.4. LONGITUD MINIMA DE LA TRANSICION EN LA ZONA DE LAS COMPUERTAS.

$$L_{\min} = \frac{T - t}{2} \cot. 22.5^\circ$$

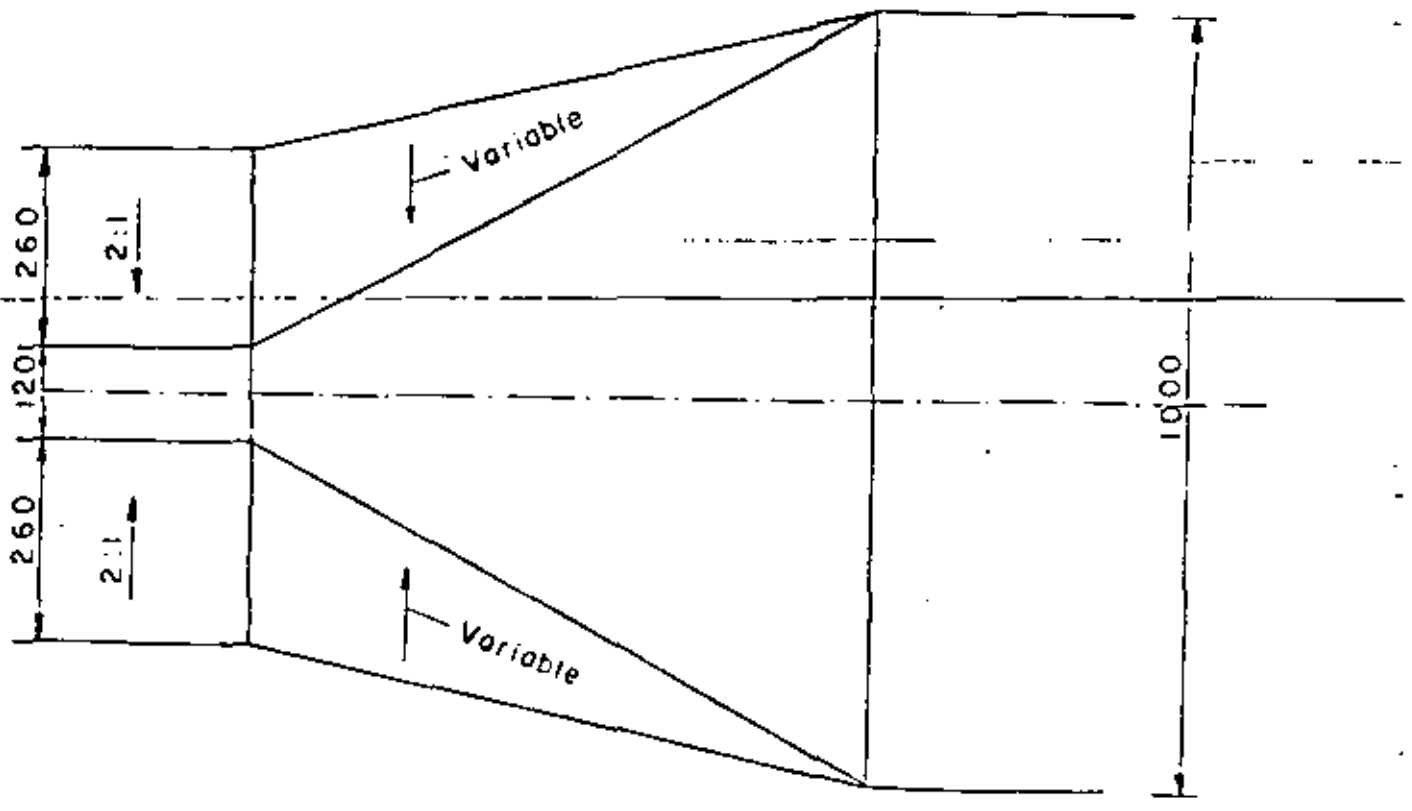


Fig. 2

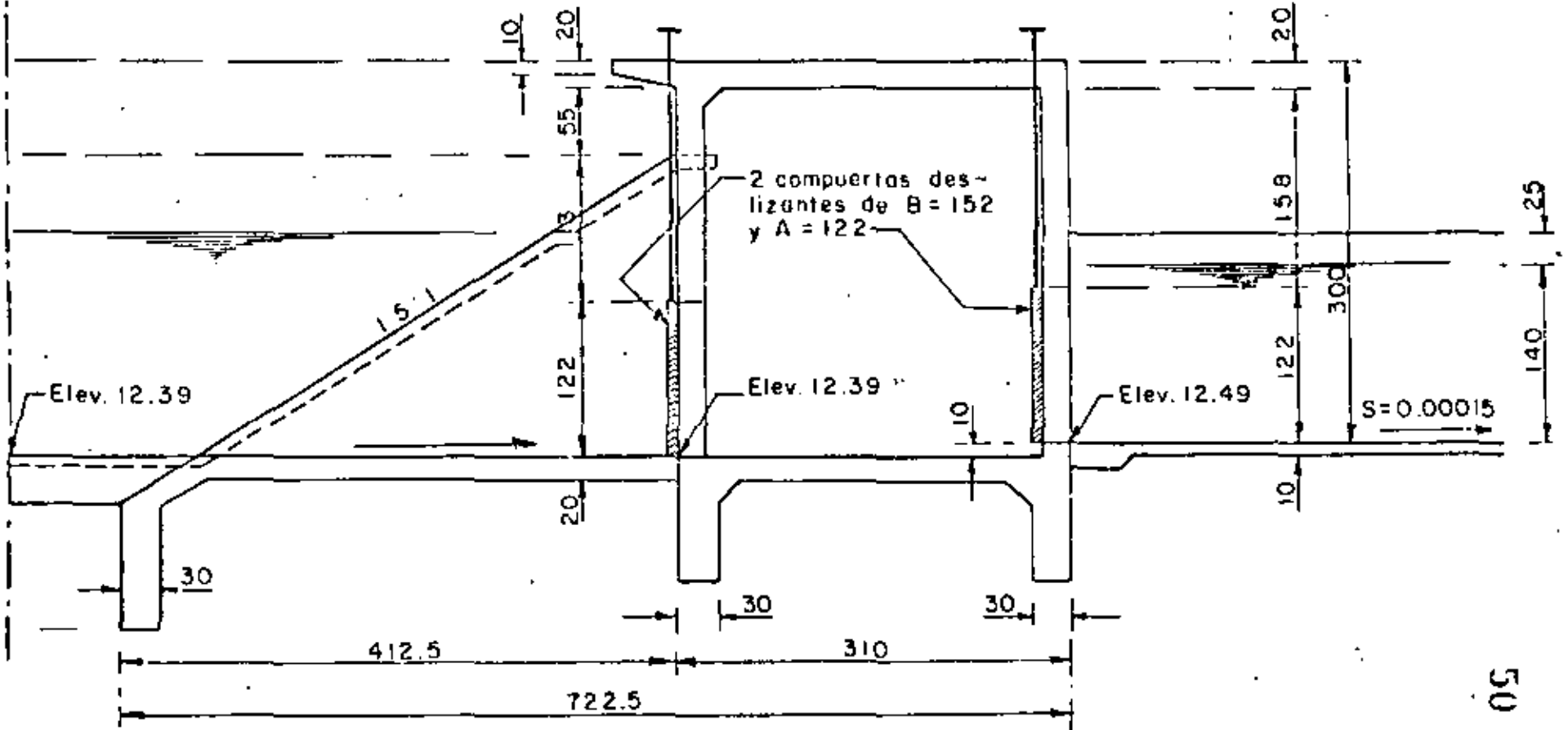
$$T = 2.20 \times 4 + 0.40 \times 3 = 10.00 \text{ m.}$$

$$t = 1.20 + 4 \times 1.034 = 5.336 \text{ m.}$$

$$\cot. 22.5^\circ = 2.4142$$

$$L_{\min} = \frac{10.00 - 5.336}{2} \times 2.4142 = 5.63 \text{ m}$$

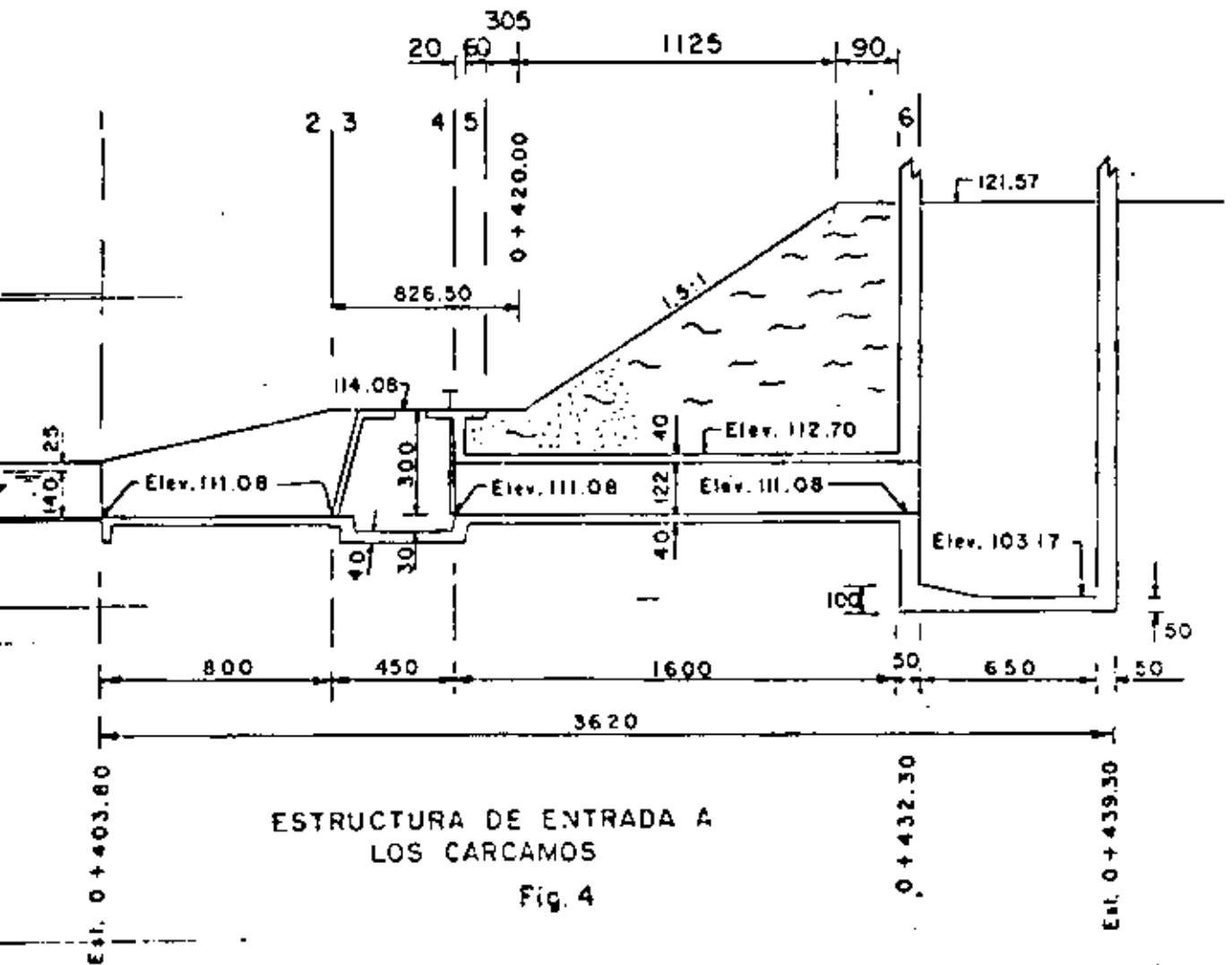
Se adopta: $L = 8.00 \text{ m}$



TOMA AFORADORA PARA $Q = 3.50 \text{ m}^3/\text{seg}$

Fig. 3

2.5.- DETERMINACION DEL TIRANTE DE OPERACION EN EL CARCAMO.



Para determinar el tirante de operación que debiera tener el cargamo de bombeo, utilizaremos el método de Daniel Bernoulli, con el fin de valorar las pérdidas de carga.

2.5.1.- Entre 1 y 2

$$d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + h_{f1-2}$$

$$h_{f1-2} = 0.20 (h_{v1} - h_{v2})$$

$$\text{Entonces: } d_1 + 0.80 h_{v1} = d_2 + 0.80 h_{v2}$$

$$\text{Pero: } d_1 + 0.80 h_{v1} = 1.0335 + 0.80 \times 0.0548 = 1.0788 \text{ m}$$

$$\text{Por lo tanto: } d_2 + 0.80 h_{v2} = 1.0788 \text{ m.}$$

$$\text{Suponiendo } d_2 = 1.0745 \text{ m}$$

$$A_2 = 1.0745 \times 10.00 = 10.7450 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{3.500}{10.745} = 0.3257 \text{ m/seg.}$$

$$v_2^2 = 0.1061$$

$$h_{v2} = \frac{0.1061}{19.62} = 0.0054 \text{ m}$$

$$0.80 h_{v2} = 0.0043 \text{ m.}$$

$$d_2 + h_{v2} = 1.0745 + 0.0043 = 1.0788 \text{ m O.K.}$$

∴ hf₁₋₂ = 0.20 (0.0548 - 0.0054) = 0.0099 m.

2.5.2.- ENTRE 2 y 3.-

d₂ + hv₂ = d₃ + hv₃ + hf₂₋₃

hf₂₋₃ = Pérdida de carga por reducción de área.

hf₂₋₃ = 0.15 (hv₃ - hv₂)

Entonces: d₂ + 1.15 hv₂ = d₃ + 1.15 hv₃

Pero: d₂ + 1.15 hv₂ = 1.0745 + 1.15 x 0.0054 = 1.0807 m.

Por tanto: d₃ + 1.15 hv₃ = 1.0807 m

Suponiendo: d₃ = 1.0726 m

A₃ = 1.0726 x 8.80 = 9.4389 m²

v₃ = $\frac{3.500}{9.4389}$ = 0.3708 m/seg.

v₃² = 0.1375

hv₃ = $\frac{0.1375}{19.62}$ = 0.0070 m

1.15 hv₃ = 0.0081 m.

d₃ + 1.15 hv₃ = 1.0726 + 0.0081 = 1.0807 m O.K.

$$\therefore hf_{2-3} = 0.15 (0.0070 - 0.0054) = 0.0002 \text{ m}$$

2.5.3. - ENTRE 3 y 4

$$d_3 + hv_3 + z_3 = d_4 + hv_4 + hf_{3-4}$$

hf_{3-4} = Pérdida de carga por fricción

$$Ff_{3-4} = SL$$

$$\text{Donde } L = 4.50 \text{ m}$$

El valor de S procedemos a calcularlo.

$$A_3 = 9.4389 \text{ m}^2$$

$$P_3 = 4 \times 2.20 + 8 \times 1.0726 = 17.3808 \text{ m}$$

$$r = \frac{9.4389}{17.3808} = 0.5431 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.6656$$

$$S = \frac{0.3708 \times 0.015^2}{0.6656} = 0.0001$$

$$\therefore hf_{3-4} = 0.0001 \times 4.50 = 0.0003 \text{ m}$$

$$\text{Entonces } d_4 + hv_4 = d_3 + hv_3 + z_3 - hf_{3-4}$$

$$d_4 + hv_4 = 1.0726 + 0.0070 + 0.30 - 0.0003 = 1.3793 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_4 = 1.3750 \text{ m}$$

$$A_4 = 8.80 \times 1.3750 = 12.10 \text{ m}^2$$

$$v_4 = \frac{3.50}{12.10} = 0.2893 \text{ m/seg.}$$

$$v_4^2 = 0.0837$$

$$hv_4 = \frac{0.0837}{19.62} = 0.0043 \text{ m.}$$

$$d_4 + hv_4 = 1.3750 + 0.0043 = 1.3793 \text{ m O.K.}$$

2.5.4.- ENTRE 4 y 5

$$d_4 + hv_4 = z_5 + d_5 + hv_5 + hf_{4-5}$$

$$hf_{4-5} = \text{Pérdida de carga por reducción de área}$$

$$hf_{4-5} = 0.15 (hv_5 - hv_4)$$

$$\text{Entonces: } d_4 + 1.15 hv_4 = z_5 + d_5 + 1.15 hv_5$$

$$d_5 + 1.15 hv_5 = d_4 + 1.15 hv_4 - z_5$$

$$\text{Pero: } d_4 + 1.15 hv_4 - z_5 = 1.3750 + 0.0043 - 0.30 = 1.0793 \text{ m.}$$

$$r \text{ lo tanto } d_5 + 1.15 \text{ hv}_5 = 1.0793 \text{ m}$$

$$\text{poniendo } d_5 = 1.0521 \text{ m}$$

$$= 1.0521 \times 4.88 = 5.1342 \text{ m}^2$$

$$= \frac{3.500}{5.1342} = 0.6817 \text{ m/seg}$$

$$^2 = 0.4647$$

$$5 = \frac{0.4647}{19.62} = 0.0237 \text{ m}$$

$$15 \text{ hv}_5 = 0.0272 \text{ m}$$

$$+ 1.15 \text{ hv}_5 = 1.0521 + 0.0272 = 1.0793 \text{ m O.K.}$$

$$hf_{4-5} = 0.15 (0.0237 - 0.0043) = 0.0029 \text{ m.}$$

5.5.- Entre 5 y 5'

$$5 + \text{hv}_5 = d_{5'} + \text{hv}_{5'} + hf_{5-5'}$$

$hf_{5-5'}$ = Pérdida de carga por ampliación de área.

$$hf_{5-5'} = 0.30 (\text{hv}_5 - \text{hv}_{5'})$$

$$\text{entonces : } d_5 + 0.70 \text{ hv}_5 = d_{5'} + 0.70 \text{ hv}_{5'}$$

$$\text{pero: } d_5 + 0.70 \text{ hv}_5 = 1.0521 + 0.70 \times 0.0237 = 1.0687 \text{ m}$$

57

$$\text{Por lo tanto: } d5' + 0.70 hv5' = 1.0687 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d5' = 1.0633 \text{ m}$$

$$A5' = 1.0633 \times 8.80 - 0.320 = 9.0372 \text{ m}^2$$

$$v5' = \frac{3.500}{9.0372} = 0.3873 \text{ m/seg}$$

$$v5'^2 = 0.1500$$

$$hv5' = \frac{0.1500}{19.62} = 0.0076 \text{ m}$$

$$0.70 hv5' = 0.0054 \text{ m.}$$

$$d5' + 0.70 hv5' = 1.0633 + 0.0054 = 1.0687 \text{ m O.K.}$$

$$\therefore hf_{5-5'} = 0.30 (0.0237 - 0.0076) = 0.0048 \text{ m}$$

2.5.6.- ENTRE 5' y 6.-

$$d5' + hv5' = d6 + hv6 + hf_{5'-6}$$

$$hf_{5'-6} = \text{Pérdida de carga por fricción} = SL$$

$$L = 15.60 \text{ m}$$

$$A5' = 9.0372 \text{ m}^2$$

$$P5' = 1.80 \times 4 + 0.8633 \times 8 + 8 \times 0.2828 = 16.3691 \text{ m}$$

$$r5' = \frac{9.0372}{16.3691} = 0.5518 \text{ m.}$$

$$r_{5'}^{2/3} = 0.6727$$

$$s = \left(\frac{0.3873 \times 0.015}{0.6727} \right) = 0.0001$$

$$\therefore hf_{5'-6} = 0.0001 \times 15.60 = 0.0012 \text{ m}$$

$$\text{Entonces: } d_6 + hv_6 = d_{5'} + hv_{5'} - hf_{5'-6}$$

$$\text{Pero: } d_{5'} + hv_{5'} + hf_{5'-6} = 1.0633 + 0.0076 - 0.0012 = 1.0697 \text{ m}$$

$$\text{Por lo tanto: } d_6 + hv_6 = 1.0697 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_6 = 1.0620 \text{ m}$$

$$A_6 = 1.0620 \times 8.80 - 0.320 = 9.0256 \text{ m}^2$$

$$v_6 = \frac{3.500}{9.0256} = 0.3878 \text{ m/seg}$$

$$v_6^2 = 0.1504$$

$$hv_6 = \frac{0.1504}{19.62} = 0.0077$$

$$d_6 + hv_6 = 1.0620 + 0.0077 = 1.0697 \text{ m O.K.}$$

2.5.7. - RESUMEN DE PERDIDAS. -

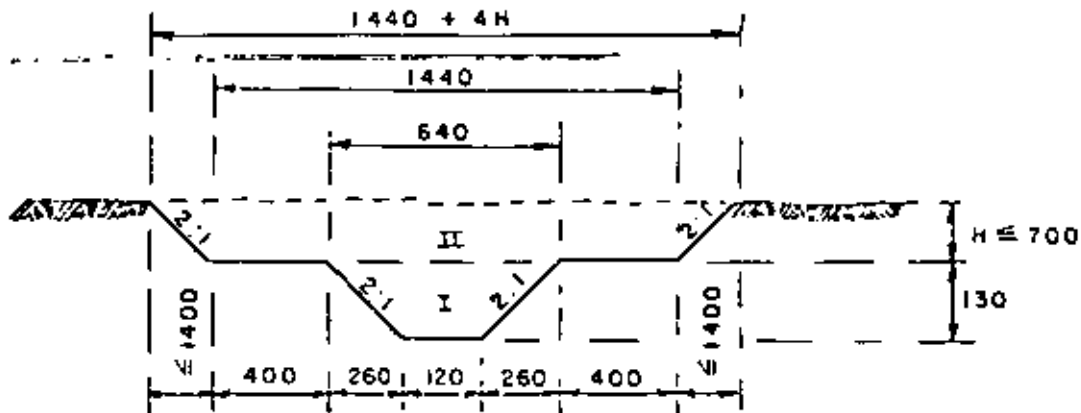
Por transición 0.0099 m

Por reducción de áreas 0.0031 m

Por fricción 0.0015 m

Por ampliación de áreas 0.0048 m

$\Sigma hf = 0.0193 \text{ m}$



SECCION DE LA EST. 0 + 000 A LA EST 0 + 240

Fig. 5

SECCION DE LA EST. 0 + 000 A LA EST. 0+240

$$A_1 = (1.20 + 2 \times 1.30) 1.30 = 4.940 \text{ m}^2$$

3.1.1.- Est. 0+000 T.N. 13.60

$$H = 1.71 - 1.30 = 0.41 \text{ m.}$$

$$\text{Ras. } \frac{11.89}{1.71} \text{ m}$$

$$A_1 = 4.94 + (14.40 + 16.04) 0.5 \times 0.41 = 11.18 \text{ m}^2$$

3.1.2.- Est. 0+020 T.N. = 14.04

$$H = 2.19 - 1.30 = 0.89 \text{ m.}$$

$$\text{Ras. } = \frac{11.85}{2.19} \text{ m}$$

$$A_2 = 4.94 + (14.40 + 17.96) 0.50 \times 0.89 = 19.34 \text{ m}^2$$

$$3.1.3.- \text{ Est. } 0 + 040 \quad \text{T.N.} = 14.72$$

$$H = 2.91 - 1.30 = 1.61 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.81}{2.91}$$

$$A_3 = 4.94 + (14.40 + 20.84) 0.5 \times 1.61 = 33.34 \text{ m}^2$$

$$3.1.4.- \text{ Est. } 0 + 060 \quad \text{T.N.} = 15.32$$

$$H = 3.55 - 1.30 = 2.25 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.77}{3.55 \text{ m}}$$

$$A_4 = 4.94 + (14.40 + 23.40) 0.5 \times 2.25 = 47.47 \text{ m}^2$$

$$3.1.5.- \text{ Est. } 0+080 \quad \text{T.N.} = 15.77$$

$$H = 4.04 - 1.30 = 2.74 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.73}{4.04 \text{ m}}$$

$$A_5 = 4.94 + (14.40 + 25.36) 0.5 \times 2.74 = 59.41 \text{ m}^2$$

$$3.1.6.- \text{ Est. } 0 + 100 \quad \text{T.N.} = 16.16$$

$$H = 4.47 - 1.30 = 3.17 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.69}{4.47 \text{ m}}$$

$$A_6 = 4.94 + (14.40 + 27.08) 0.5 \times 3.17 = 70.69 \text{ m}^2$$

$$3.1.7.- \text{ Est. } 0 + 120 \quad \text{T.N.} = 16.62$$

$$H = 4.97 - 1.30 = 3.67 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.65}{4.97 \text{ m}}$$

$$A_7 = 4.94 + (14.40 + 29.08) 0.5 \times 3.67 = 84.73 \text{ m}^2$$

$$3.1.8.- \text{ Est. } 0 + 140 \text{ T.N.} = 17.15$$

$$H = 5.54 - 1.30 = 4.24 \text{ m.}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.61}{5.54}$$

$$A_8 = 4.94 + (14.40 + 31.36) 0.5 \times 4.24 = 101.95 \text{ m}^2$$

$$3.1.9.- \text{ Est. } 0 + 160 \text{ T.N.} = 17.61$$

$$H = 6.04 - 1.30 = 4.74 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.57}{6.04 \text{ m}}$$

$$A_9 = 4.94 + (14.40 + 33.64) 0.5 \times 4.74 = 118.79 \text{ m}^2$$

$$3.1.10.- \text{ Est. } 0 + 180 \text{ T.N.} = 18.26$$

$$H = 6.73 - 1.30 = 5.43 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.53}{6.73 \text{ m}}$$

$$A_{10} = 4.94 + (14.40 + 36.12) 0.5 \times 5.43 = 142.10 \text{ m}^2$$

$$3.1.11.- \text{ Est. } 0 + 200 \text{ T.N.} = 18.57$$

$$H = 7.08 - 1.30 = 5.78 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.49}{7.08 \text{ m}}$$

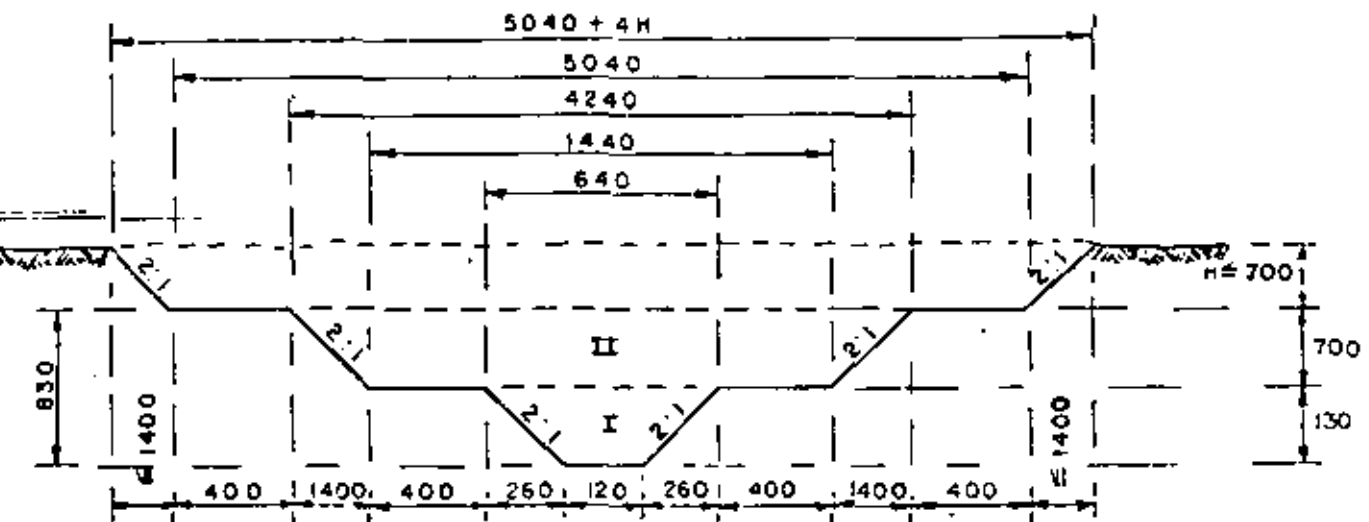
$$A_{11} = 4.94 + (14.40 + 37.52) 0.5 \times 5.78 = 154.99 \text{ m}^2$$

$$3.1.12.- \text{ Est. } 0 + 220 \text{ T.N.} = 19.31$$

$$H = 7.86 - 1.30 = 6.56 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.45}{7.86 \text{ m}}$$

$$A_{II} = 4.94 + (14.40 + 40.64) 0.50 \times 6.56 = 185.47 \text{ m}^2$$



SECCION DE LA EST. 0 + 240 A LA EST. 0 + 403.80

Fig. 6

SECCION DE LA EST. 0+240 A LA EST. 0+403.80

$$A_I = (1.20 + 2 \times 1.30) 1.30 = 4.940 \text{ m}^2$$

$$A_{II} = (14.40 + 2 \times 7.00) 7.00 = \frac{198.800}{28} \text{ m}^2$$

$$AT = 203.74 \text{ m}^2$$

$$3.1.13.- \text{ Est. } 0 + 240 \quad \text{T.N.} = 19.75 \quad H = 8.34 - 8.30 = 0.04 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.41}{8.34} \text{ m}$$

$$A_{13} = 203.74 + (50.40 + 50.56) 0.5 \times 0.04 = 205.76 \text{ m}^2$$

$$3.1.14.- \text{ Est. } 0 + 260 \quad \text{T.N.} = 20.49 \quad H = 9.12 - 8.30 = 0.82 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.37}{9.12} \text{ m}$$

$$A_{14} = 203.74 + (50.40 + 53.68) 0.5 \times 0.82 = 246.41 \text{ m}^2$$

$$3.1.15.- \text{ Est. } 0 + 280 \quad \text{T.N.} = 21.21 \quad H = 9.88 - 8.30 = 1.58 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.33}{9.88} \text{ m}$$

$$A_{15} = 203.74 + (50.40 + 56.72) 0.5 \times 1.58 = 288.36 \text{ m}^2$$

$$3.1.16.- \text{ Est. } 0 + 300 \quad \text{T.N.} = 21.92 \quad H = 10.53 - 8.30 = 2.23 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.29}{10.53}$$

$$A_{16} = 203.74 + (50.40 + 59.32) 0.5 \times 2.23 = 326.08 \text{ m}^2$$

$$3.1.17.- \text{ Est. } 0 + 320 \quad \text{T.N.} = 22.42 \quad H = 11.17 - 8.30 = 2.87 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.25}{11.17} \text{ m}$$

$$A_{17} = 203.74 + (50.40 + 61.88) 0.5 \times 2.87 = 364.86 \text{ m}^2$$

$$3.1.18.- \text{ Est. } 0 + 340 \quad \text{T.N.} = 23.07$$

$$H = 11.86 - 8.30 = 3.56 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.21}{11.86} \text{ m}$$

$$A_{18} = 203.74 + (50.40 + 64.64) 0.5 \times 3.56 = 408.51 \text{ m}^2$$

$$3.1.19.- \text{ Est. } 0 + 360 \quad \text{T.N.} = 23.64$$

$$H = 12.47 - 8.30 = 4.17 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.17}{12.47} \text{ m}$$

$$A_{19} = 203.74 + (50.40 + 67.08) 0.5 \times 4.17 = 448.69 \text{ m}^2$$

$$3.1.20.- \text{ Est. } 0 + 380 \quad \text{T.N.} = 23.78$$

$$H = 12.65 - 8.30 = 4.35$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.13}{12.65} \text{ m}$$

$$A_{20} = 203.74 + (50.40 + 67.80) 0.5 \times 4.35 = 460.82 \text{ m}^2$$

$$3.1.21.- \text{ Est. } 0 + 400 \quad \text{T.N.} = 24.63$$

$$H = 13.54 - 8.30 = 5.24 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.09}{13.54}$$

$$A_{21} = 203.74 + (50.40 + 71.36) 0.5 \times 5.24 = 522.75 \text{ m}^2$$

$$3.1.22.- \text{ Est. } 0 + 403.80 \quad \text{T.N.} = 24.79$$

$$H = 13.71 - 8.30 = 5.41 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.08}{13.71}$$

$$A_{22} = 203.74 + (50.40 + 72.04) 0.5 \times 5.41 = 534.94 \text{ m}^2$$

3.1.23.- VOLUMENES.-

$$V_{1-2} = (11.18 + 19.34 + \sqrt{11.18 \times 19.34}) 6.67 = 301.50 \text{ m}^3$$

$$V_{2-3} = (19.34 + 33.31 + \sqrt{19.34 \times 33.31}) 6.67 = 520.21 \text{ m}^3$$

$$V_{3-4} = (33.31 + 47.47 + \sqrt{33.31 \times 47.47}) 6.67 = 803.63 \text{ m}^3$$

$$V_{4-5} = (47.47 + 59.41 + \sqrt{47.47 \times 59.41}) 6.67 = 1\ 066.57 \text{ m}^3$$

$$V_{5-6} = (59.41 + 70.69 + \sqrt{59.41 \times 70.69}) 6.67 = 1\ 299.37 \text{ m}^3$$

$$V_{6-7} = (70.69 + 84.73 + \sqrt{70.69 \times 84.73}) 6.67 = 1\ 552.09 \text{ m}^3$$

$$V_{7-8} = (84.73 + 101.95 + \sqrt{84.73 \times 101.95}) 6.67 = 1\ 864.15 \text{ m}^3$$

$$V_{8-9} = (101.95 + 118.79 + \sqrt{101.95 \times 118.79}) 6.67 = 2\ 205.26 \text{ m}^3$$

$$V_{9-10} = (118.79 + 142.10 + \sqrt{118.79 \times 142.10}) 6.67 = 2\ 605.42 \text{ m}^3$$

$$V_{10-11} = (142.10 + 154.99 + \sqrt{142.10 \times 154.99}) 6.67 = 2\ 969.97 \text{ m}^3$$

$$V_{11-12} = (154.99 + 185.47 + \sqrt{154.99 \times 185.47}) 6.67 = 3\ 400.04 \text{ m}^3$$

$$V_{12-13} = (185.47 + 205.76 + \sqrt{185.47 \times 205.76}) 6.67 = 3\ 910.55 \text{ m}^3$$

$$V_{13-14} = (205.76 + 246.41 + \sqrt{205.76 \times 246.41}) 6.67 = 4\ 515.59 \text{ m}^3$$

$$V_{14-15} = (246.41 + 288.36 + \sqrt{246.41 \times 288.36}) 6.67 = 5\ 342.21 \text{ m}^3$$

$$V_{15-16} = (288.36 + 326.08 + \sqrt{288.36 \times 326.08}) 6.67 = 6\ 140.54 \text{ m}^3$$

$$V_{16-17} = (326.08 + 364.86 + \sqrt{326.08 \times 364.86}) \cdot 6.67 = 6\,905.77 \text{ m}^3$$

$$V_{17-18} = (364.86 + 408.51 + \sqrt{364.86 \times 408.51}) \cdot 6.67 = 7\,729.59 \text{ m}^3$$

~~$$V_{18-19} = (408.51 + 448.69 + \sqrt{408.51 \times 448.69}) \cdot 6.67 = 8\,568.86 \text{ m}^3$$~~

$$V_{19-20} = (448.69 + 460.82 + \sqrt{448.69 \times 460.82}) \cdot 6.67 = 9\,094.83 \text{ m}^3$$

$$V_{20-21} = (460.82 + 522.75 + \sqrt{460.82 \times 522.75}) \cdot 6.67 = 9\,829.19 \text{ m}^3$$

$$V_{21-22} = (522.75 + 534.94 + \sqrt{522.75 \times 534.94}) \cdot \frac{3.80}{3} = 2\,009.57 \text{ m}^3$$

$$= 82\,634.89 \text{ m}^3$$

3.1.24.- Excavación total en cubeta.

$$V_1 = 4.94 \times 403.80 = 1994.77 \text{ m}^3$$

$$\text{Costo: } 1994.77 \times 49.97 = \$ 99,678.66$$

3.1.25.- Excavación total en tajo

$$V_2 = 82634.89 - 1994.77 = 80\,639.62 \text{ m}^3$$

$$\text{Costo: } 80\,639.62 \times 28.60 = \$ 2'306\,293.13$$

3.1.26.- Costo total de excavación en el canal.-

$$\$ = 99678.66 + 2'306\,293.13 = \$ 2'405,971.79$$

=====

3.1.27.- Tubería de 48" ø

Longitud de tubo de 48" ϕ hasta el sitio de descarga:

$$L = 118 \text{ m}$$

$$\text{Costo Total} = 118.00 \times 20\ 370.37 = \$ \underline{\underline{2\ 403\ 703.66}}$$

De acuerdo con los costos calculados vemos que los valores - tanto de la excavación del canal como del tubo para descarga, son similares por lo cual decimos que la ubicación de la estructura de bombas es aceptable.

4.- CALCULOS ESTRUCTURALES.-

4.1.- CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.30$$

$$j = 0.90$$

$$K = 13.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.270$$

$$\sqrt{p_{perm}} = 0.292 \sqrt{f'c} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{36.37}{D} = \text{kg/cm}^2$$

4.2.- CONSIDERACIONES

Sobrecarga por carga viva: $k_1 = 0.61 \pi$

Peso volumétrico de la tierra: $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$

Angulo de reposo del material: $\beta = 33^\circ 41' 24''$

Para muro vertical: $\alpha = 0^\circ$; $k_0 = 0.286$

Para muro inclinado: $k_0 = \frac{\cos^2(\beta + \alpha)}{\cos^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \beta}{\cos \alpha}\right)}$

Por recomendaciones: $k_0 \gamma = 480 \text{ kg/m}^3$

$$k_0 \gamma = 0.286 \times 1600 = 458 \text{ kg/m}^3$$

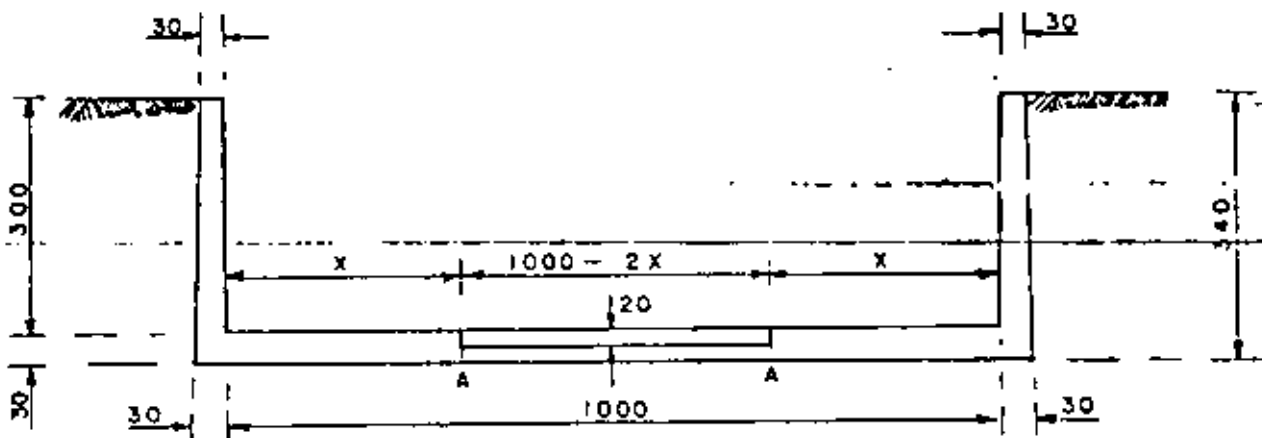
Se adopta: $k_0 \gamma = 480 \text{ kg/m}^3$

4.2.- CALCULO ESTRUCTURAL DE LA TRANSICION.-

Como podrá observarse, según la figura núm. 7, se analizarán dos secciones.- La primera (SECCION "A") será considerada inmediata a la estructura de las compuertas.- La segunda será la -

sección a la mitad exacta de la longitud de la transición.-
 Con estas dos secciones armaremos toda la estructura.- La -
 sobrecarga por carga viva será considerada de 0.61 m según-
 recomendaciones al respecto.

4.3.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCION "A"



SECCION "A"

Fig. 7

$$\text{Empuje : } E = 0.5 k_0 \gamma h (h + 2h_1)$$

$$E = 0.5 \times 480 \times h (h + 1.22)$$

$$E = 240 h (h + 1.22)$$

$$E = 240 \times 3.30 (3.30 + 1.22) = 3579.84 \text{ Kg.}$$

$$Y = \frac{3.30^2 + 3 \times 3.30 \times 0.61}{3 (3.30 + 1.22)} = 1.2485 \text{ m}$$

$$M = 3579.84 \times 1.2485 = 4469.26 \text{ Kg} - \text{m}$$

Si comparamos este momento con el momento estático, podemos encontrar el valor de "X".

Tomando momentos respecto al punto "A", tenemos:

$$P_1 = (0.30 + 0.30) 0.5 \times 3.30 \times 2400 = 2376 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo } 1 = X + 0.15$$

$$M_1 = 2376 (X + 0.150)$$

$$P_2 = 0.30 X \times 2400 = 720 X \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo } 2 = 0.5 X$$

$$M_2 = 360 X^2$$

$$\therefore M = M_1 + M_2 = 2376 (X + 0.150) + 360 X^2$$

$$360 x^2 + 2376 x + 356.40 = 4469.26$$

$$360 x^2 + 2376 x - 4112.86 = 0$$

$$x^2 + 6.600 x - 11.4246 = 0$$

$$x = \frac{-6.600 + \sqrt{6.600^2 + 4 \times 11.4246}}{2} = 1.424 \text{ m}$$

Comprobación:

$$M_1 = 2376 (1.424 + 0.15) = 3739.43 \text{ , Kg-m}$$

$$M_2 = 360 \times 1.424^2 = \frac{729.83}{4469.26} \text{ Kg-m}$$

Adoptamos $X = 2.00 \text{ m}$ en la sección vertical y terminamos con $X = 0.50 \text{ m}$ en el principio de la transición, es decir, cuando tiene talud 2:1

$$\text{Peralte por momento: } d_m = \sqrt{\frac{446927}{13.69 \times 100}} = 18.07 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte por cortante: } d_v = \frac{3579.84}{4.62 \times 100} = 7.75 \text{ cm}$$

Se adopta : $d = 25 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $e = 30 \text{ cm}$.

Acero Principal.-

$$A_s = \frac{446927}{2000 \times 0.90 \times 25} = 9.93 \text{ cm}^2$$

Se colocarán vars. 4c a 13 cm. ($A_s = 9.77 \text{ cm}^2$)

Acero por temperatura.-

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Varillas 4 C a 28 cm. ($A_{st} = 4.54 \text{ cm}^2$)

Revisión por adherencia.-

$$\xi_o = \frac{4 \times 9.77}{1.27} = 30.77 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc.}} = \frac{v}{\xi_o j d} = \frac{3579.84}{30.77 \times 0.90 \times 25} = 5.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.17 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

Revisión por cortante.-

$$v_{\text{calc}} = \frac{v}{b_j d} = \frac{3579.84}{100 \times 0.90 \times 25} = 1.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.59 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

NOTA: La losa intermedia será de 20 cm de espesor y se reforzará con varillas 4 c a cada 30 cm en dos direcciones y al centro.

Distancia a la cual puede cortarse la mitad del acero principal de refuerzo.

se. = 2.531 m (medida de la parte superior del muro hacia abajo).

$$E = 240 \times 2.531 (2.531 + 1.22) = 2278.51 \text{ Kg.}$$

$$Y = \frac{2.531^2}{3(2.531 + 1.22)} + 3 \times 2.531 \times 0.61 = 0.9809 \text{ m}$$

$$M = 2278.51 \times 0.9809 = 2234.91 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{223491}{2000 \times 0.90 \times 25} = 4.97 \text{ cm}^2$$

Varillas 4 c a cada 26 cm.

Cortaremos las varillas del acero principal de refuerzo a 1.00 arriba de la plantilla de la estructura.

REFUERZO

REFUERZO

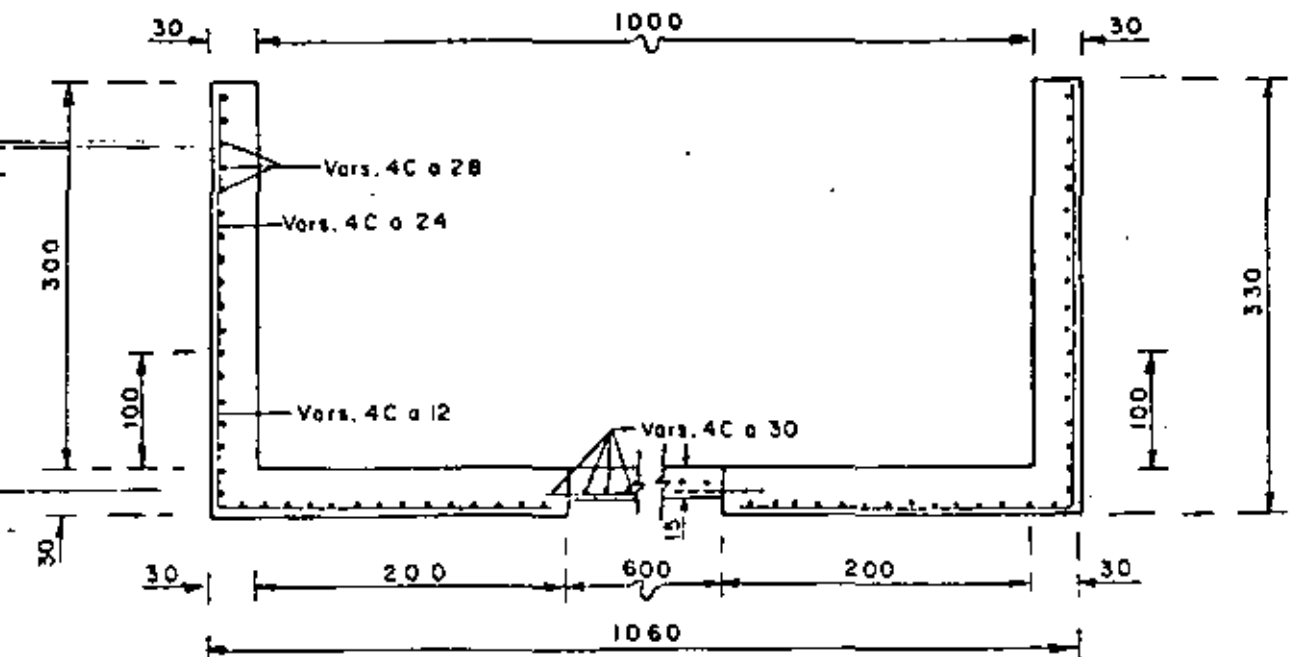


Fig. B

4.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCION "B"

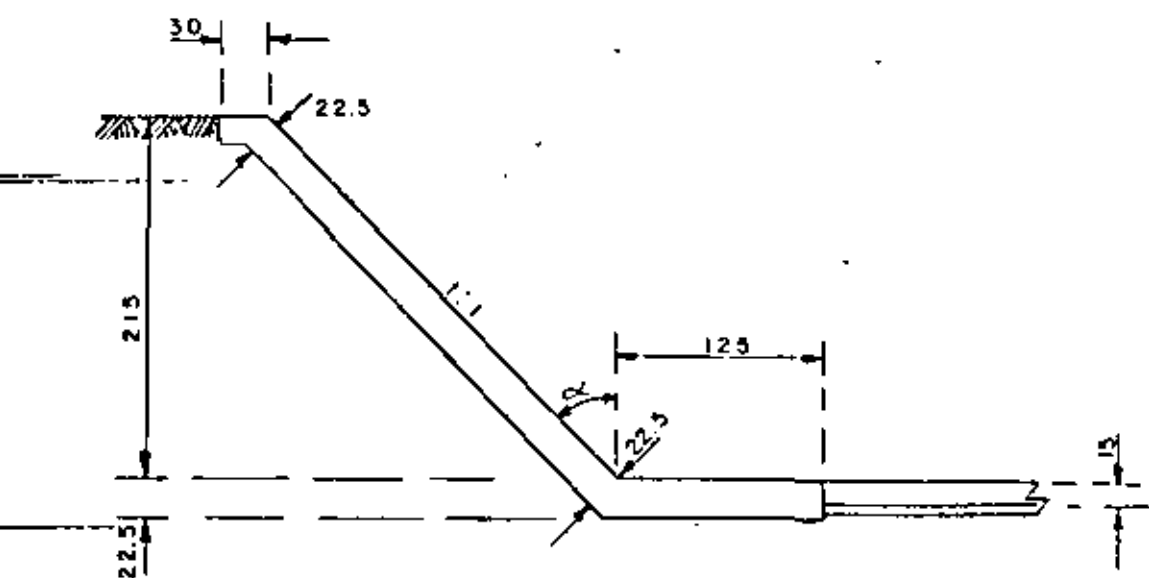


Fig. 9

$$k_D = \frac{\cos^2 (33.6901^\circ + 45.00)}{\cos^3 45^\circ + \left(\frac{\text{Sen } 33.6901^\circ}{\cos 45^\circ} \right)^2} = \frac{0.0385}{1.1258} \approx 0.0342$$

$$E = 0.5 \times 0.0342 \times 1600 \times 2.375 (2.375+1.220) = 233.60 \text{ Kg.}$$

$$Y = \frac{2.375^2 + 3 \times 2.375 \times 0.610}{3(2.375+1.220)} = 0.93 \text{ m}$$

$$M = 233.60 \times 0.93 = 217.25 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{21725}{13.69 \times 100}} = 3.98 \text{ cm.}$$

Adoptamos: $d = 17.5 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $e = 22.5 \text{ cm}$

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.0015 \times 22.5 \times 100 = 3.375 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 28 cm ($A_{st} = 4.54 \text{ cm}^2$)

Acero Principal:

$$A_s = \frac{21725}{2000 \times 0.9 \times 17.5} = 0.69 \text{ cm}^2$$

Domina el refuerzo por temperatura, por lo tanto colocaremos varillas 4C a cada 28 cm. y a partir de esta sección ya no -

.....cortaremos las varillas.

CUARTO CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"
CHICAYAN, VER.

ING. FILIBERTO CAMPOS NIÑEZ
NOVIEMBRE DE 1991



REFUERZO

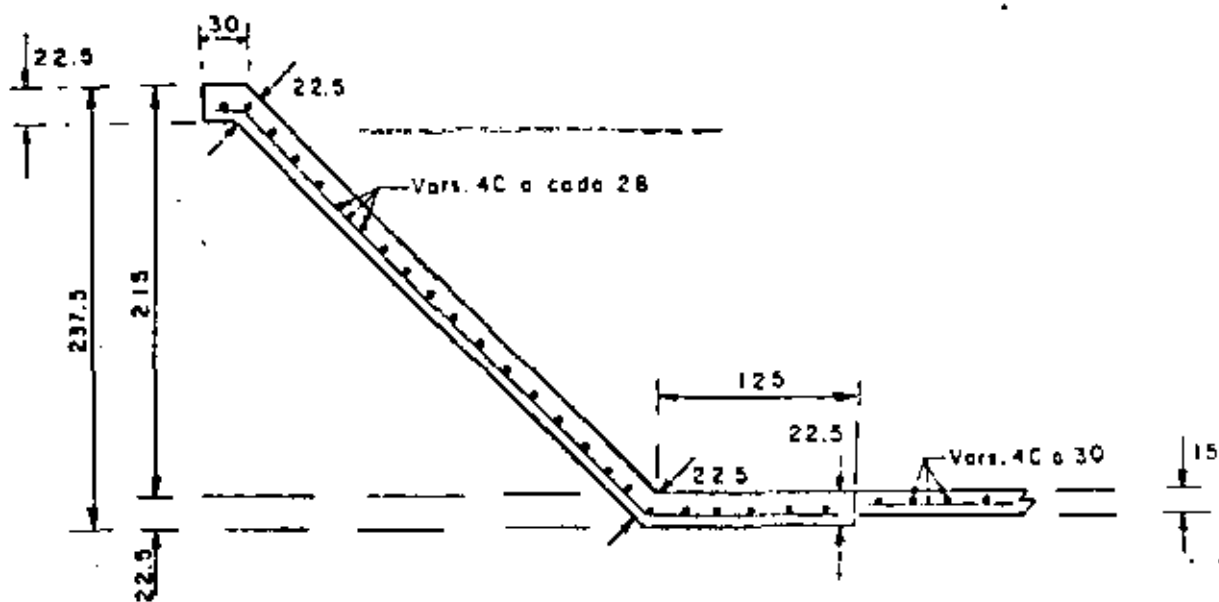


Fig. 10

4.5.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZONA DE COMPUERTAS.

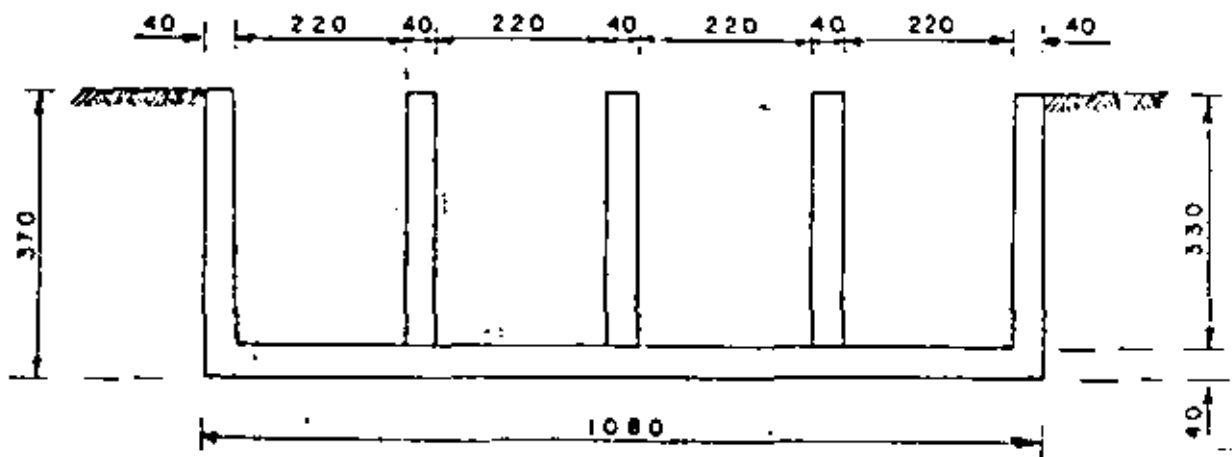


Fig. 11

Analizaremos la estructura sin carga de agua, es decir, --
actuando solamente los empujes de tierra sobre los muros --
laterales exteriores.-

Tomaremos distancias a los ejes de la estructura:

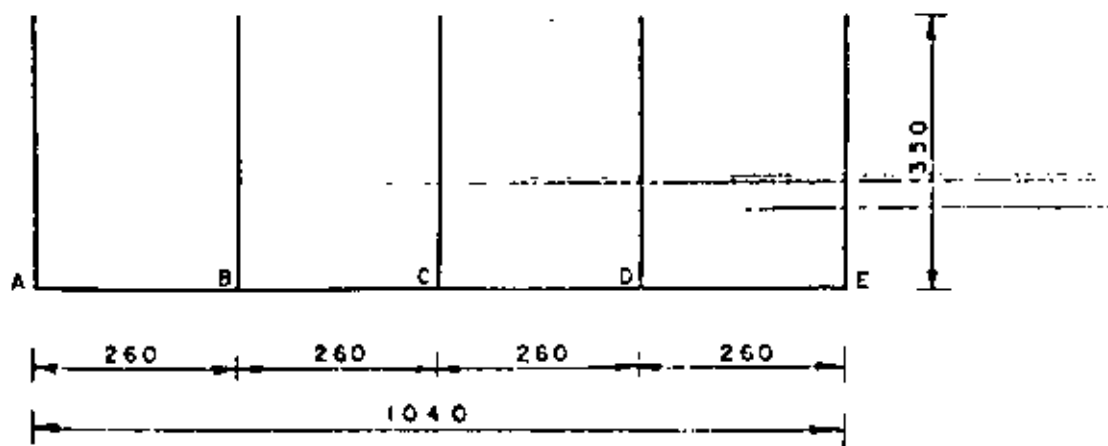


Fig.12

4.5.1.- Momentos

$$F = 240 \times 3.50 \times (3.50 + 1.22) = 3965 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{3.50^2 + 3 \times 3.50 \times 0.61}{3 (3.50 + 1.22)} = 1.32 \text{ m}$$

$$M_1 = EY = 3965 \times 1.32 = 5234 \text{ Kg. m}$$

3

$$\text{Carga sobre la losa: } w = \frac{(3.30 \times 0.40 \times 2400) \text{ S}}{10.40} = 1523 \text{ Kg/m}$$

$$M_{BA} = M_{DE} = \frac{1523 \times 2.60^2}{12} = 858 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = M_{CB} = M_{CD} = M_{DC} = \frac{1523 \times 2.60^2}{12} = 858 \text{ Kg-m}$$

4.5.2.- Factores de distribución.-

Nudo A = Nudo E.-

$$F_{AB} = F_{ED} = 1.000$$

Nudo B = Nudo D.-

$$r_{BA} = \frac{3 EI}{2.60} = 1.1538$$

$$F_{BA} = \frac{1.1538}{2.6923} = 0.429$$

$$r_{BC} = \frac{4 EI}{2.60} = \frac{1.5385}{2.6923}$$

$$F_{BC} = \frac{1.5385}{2.6923} = 0.571$$

Nudo C.- $F_{CB} = F_{CD} = 0.500$

4

4.5.3.-- Momentos Finales.

METODO DE CROSS

NUDO	A		B		C		D		E	
	AO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EO
F.D	0	1.000	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	0
M E	-5234	+ 858	-858	+858	-858	+858	-858	+ 858	-858	+5234
θ	+ 0	+4376	0	0	0	0	0	0	-4376	0
T	0	0	+2188	0	0	0	0	-2188	0	0
θ	0	0	-1094	-1094	0	0	+1094	+1094	0	0
T	0	-547	0	0	-547	+547	0	0	+547	0
θ	0	+547	0	0	0	0	0	0	-547	0
T	0	0	+274	0	0	0	0	-274	0	0
θ	0	0	-137	-137	0	0	+137	+137	0	0
T	0	-69	0	0	-69	+69	0	0	+ 69	0
θ	0	+69	0	0	0	0	0	0	- 69	0
T	0	0	+ 35	0	0	0	0	- 35	0	0
θ	0	0	- 18	- 18	0	0	+18	+ 18	0	0
T	0	-9	0	0	-9	+ 9	0	0	+ 9	0
θ	0	+9	0	0	0	0	0	0	- 9	0
T	0	0	+5	0	0	0	0	- 5	0	0
θ	0	0	-3	-3	0	0	+ 3	+ 3	0	0
Σ	-5234	+ 5234	+ 393	- 393	-1483	+1483	+ 393	- 393	-5234	+5234

TABLA I

4.5.4.- Cortantes y momentos flexionantes.-

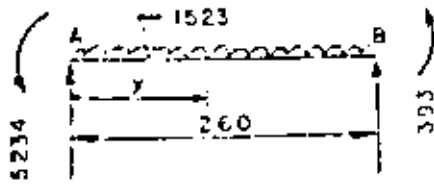


Fig.13

$$V_{\text{isost}} = \frac{1523 \times 2.60}{2} = 1979.90 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{5234 + 393}{2.60} = 2164.23 \text{ Kg.}$$

$$V_{AB} = 1979.90 + 2164.23 = 4144.13 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 1979.90 - 2164.23 = -184.33 \text{ Kg.}$$

$$x = \frac{4144.13}{1523} = 2.721 \text{ m}$$

2.721 m > 2.60 m No hay momento flexionante en esta barra.

Lugar donde el momento cambia de signo

$$M = 0 = \frac{1523 \times x^2}{2} - 4144.13 x + 5234$$

$$x^2 - 5.4421 x + 6.8733 = 0$$

$$x = \frac{5.4421 \pm \sqrt{5.4421^2 - 4 \times 6.8733}}{2} =$$

$$x = 1.925 \text{ m (a la derecha del punto "A")}$$

BARRA BC = Barra DC

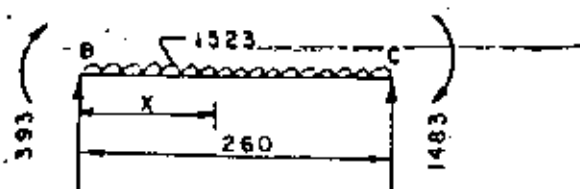


Fig. 14

$$V_{\text{isost}} = 1979.90 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{393+1523}{2.60} = 736.92 \text{ Kg.}$$

$$V_{BC} = 1979.90 - 736.92 = 1242.98 \text{ Kg.}$$

$$V_{CB} = 1979.90 + 736.92 = 2716.82 \text{ Kg.}$$

$$X = \frac{1242.98}{1523} = 0.816 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 1242.98 \times 0.816 - \frac{1523 \times 0.816^2}{2} + 393$$

$$M_{(+)} = 900.22 \text{ Kg.}$$

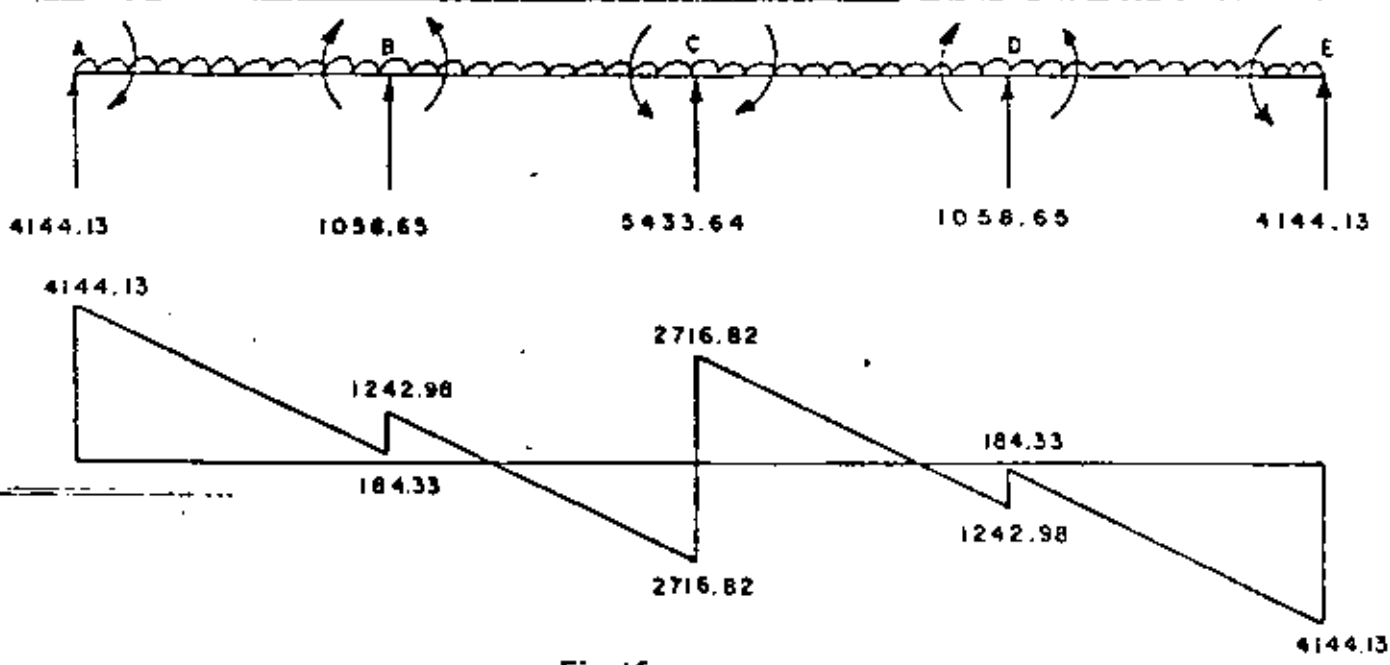


Fig. 15

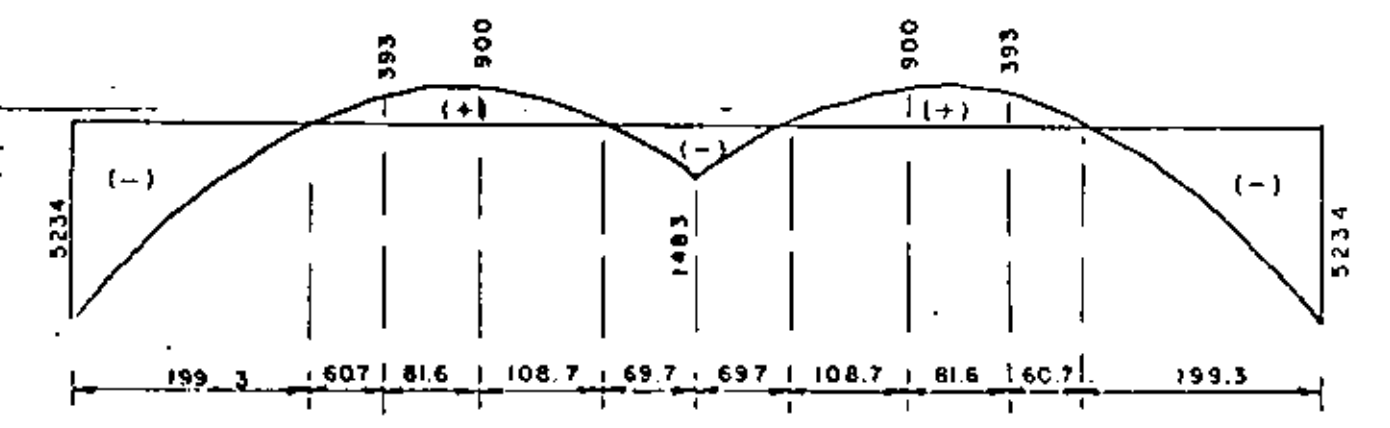


Fig. 16

8

4.5.5.- DISEÑO DE LOS MUROS EXTREMOS.

$$M_{\text{máx}} = 5234 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 3965 \text{ Kg.}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{523400}{13.69 \times 100}} = 19.55 \text{ cm}$$

$$d_v = \frac{3965}{4.62 \times 100} = 8.58 \text{ cm.}$$

Se adapta: $d = 35 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $r = 40 \text{ cm}$.

Acero de refuerzo principal.-

$$A_s = \frac{523400}{2000 \times 0.90 \times 35} = 8.31 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 15 cm ($A_s = 8.47 \text{ cm}^2$)

Acero por temperatura.-

$$A_{s_t} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 21 cm en el paramento seco.

En el paramento mojado se colocarán varillas 4C a cada 21 cm en dos direcciones.

Distancia a la cual puede cortarse la mitad del acero principal de refuerzo.

Este concepto ya fué considerado al calcular la transición, -

por lo tanto, cortaremos la citad del acero principal de refuerzo a 1.30 m arriba de la plantilla de la estructura.

Revisión por cortante.-

$$V_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{calc} = \frac{3955}{100 \times 0.90 \times 35} = 1.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.26 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{BIEN.}$$

Revisión por adherencia.-

$$f_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z_0 = \frac{4 \times 8.47}{1.27} = 26.68 \text{ cm.}$$

$$f_{calc} = \frac{3955}{26.68 \times 0.90 \times 35} = 4.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN.}$$

4.5.6.- DISEÑO DE LOS MUROS EXTERIORES.-

Estos muros se refuerzan por temperatura, por lo tanto en cada uno se colocarán varillas 4C a cada 21 cm, en dos direcciones y en ambas caras.

4.5.7.- DISEÑO DE LA LOSA.-

$$M_{\text{máx}} = 52.34 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{máx}} = 4144 \text{ Kg.}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{523400}{13.69 \times 100}} = 19.55 \text{ cm.}$$

$$d_v = \frac{4414}{4.62 \times 100} = 9.55 \text{ cm.}$$

Se adopta: $d = 35 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $e = 40 \text{ cm}$.

Acero de refuerzo principal.- (-)

$$A_s(-) = \frac{523\,400}{2000 \times 0.90 \times 35} = 8.31 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 15 cm ($A_s = 8.47 \text{ cm}^2$)

$$A_s(+) = \frac{900\,00}{2000 \times 0.90 \times 35} = 1.42 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 21 cm.

Acero por temperatura.-

$$A_{s_t} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 21 cm. tanto en el lecho superior como en el lecho inferior.

Revisión por cortante.-

$$\sqrt{\text{perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{\text{calc.}} = \frac{4414}{100 \times 0.90 \times 35} = 1.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.40 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN.}$$

Revisión por adherencia.-

$$\gamma_{\text{perm}} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_0 = 26.68 \text{ cm}$$

$$\gamma_{\text{calc}} = \frac{4414}{26.68 \times 0.90 \times 35} = 5.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.25 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN}$$

4.5.8.- CROQUIS DEL REFUERZO.-

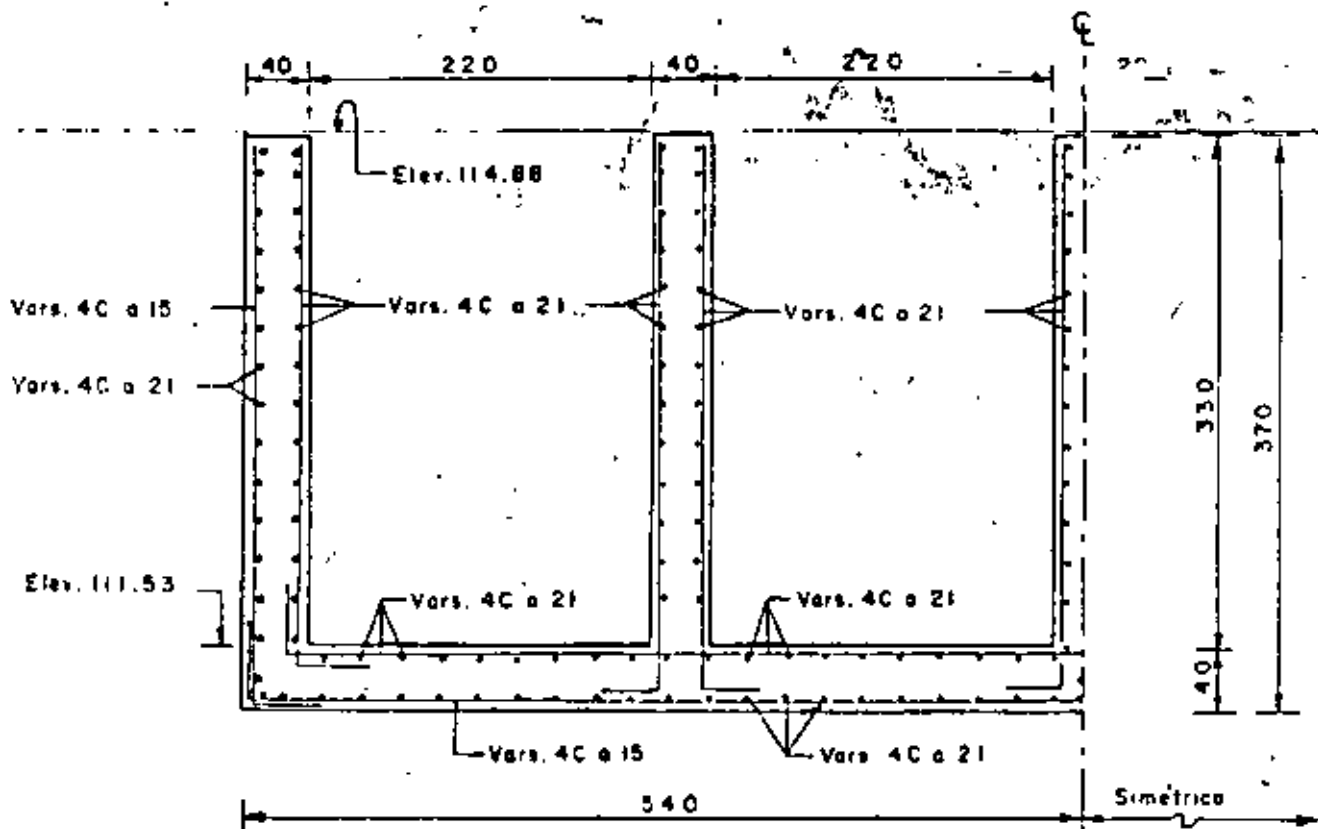


Fig. 17

4.6.- DISEÑO DE LOS CONDUCTOS CERRADOS.-

Analizaremos únicamente la sección más crítica, es decir, -
donde corresponde la altura de mayor relleno.

Se supondrá un espesor de muros y losas de 40 cm con carteles
 de 20 x 20.

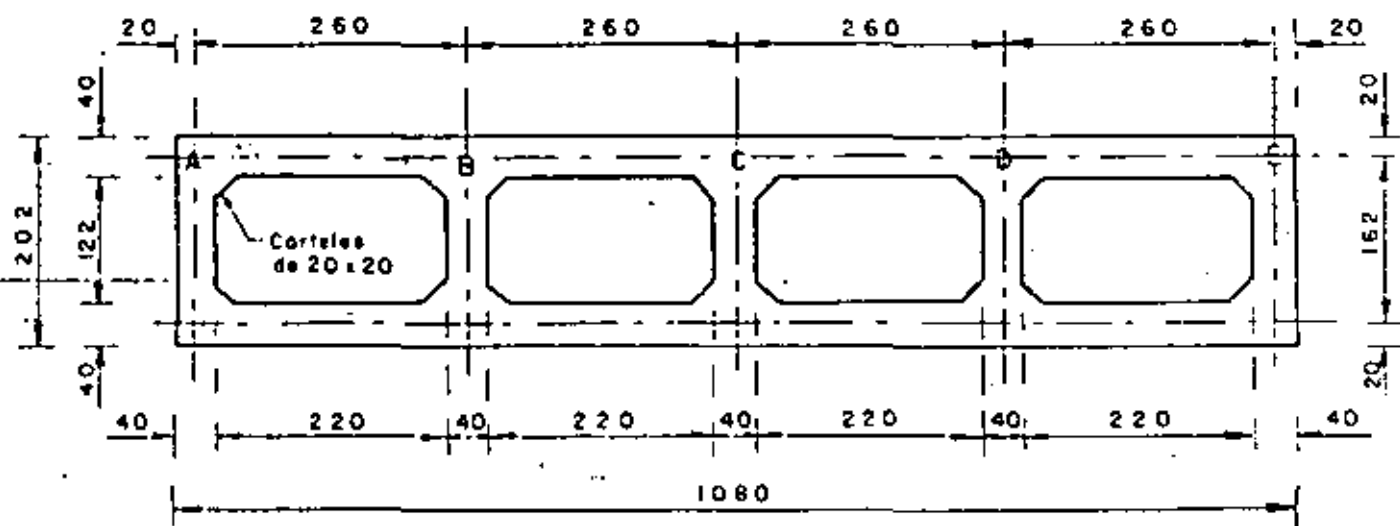


Fig 18

4.6.3.- ANALISIS DE CARGAS.-

a).- Carga sobre la losa superior (W1)

$$\gamma_t = 8.87 \times 1600 = 14\ 192 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP = 0.40 \times 2400 = \frac{960 \text{ Kg/m}^2}{}$$

$$\therefore W_1 = 15\ 152 \text{ Kg/m}^2$$

b).- Carga sobre la losa inferior. (W2)

Peso del conducto.-

$$P = \frac{2 \times 960 + (1.22 \times 0.40 \times 5) 2400 + (0.20^2 \times 0.5 \times 16) 2400}{10.80}$$

$$P_1 = 2533 \text{ Kg.}$$

Peso de la tierra

$$P_2 = 8.87 \times 1600 = 14\ 192 \text{ Kg/m}^2$$

Reacción del terreno.-

$$R_t = P_1 + P_2 = 2533 + 14\ 192 = 16\ 725 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore W_2 = R_t - PP_{Li} = 15\ 765$$

c).- Carga sobre los muros exteriores.-

Se consideran las presiones aplicadas en los ejes de la losa.-

$$h_1 = 122.32 - 113.25 = 9.07 \text{ m}$$

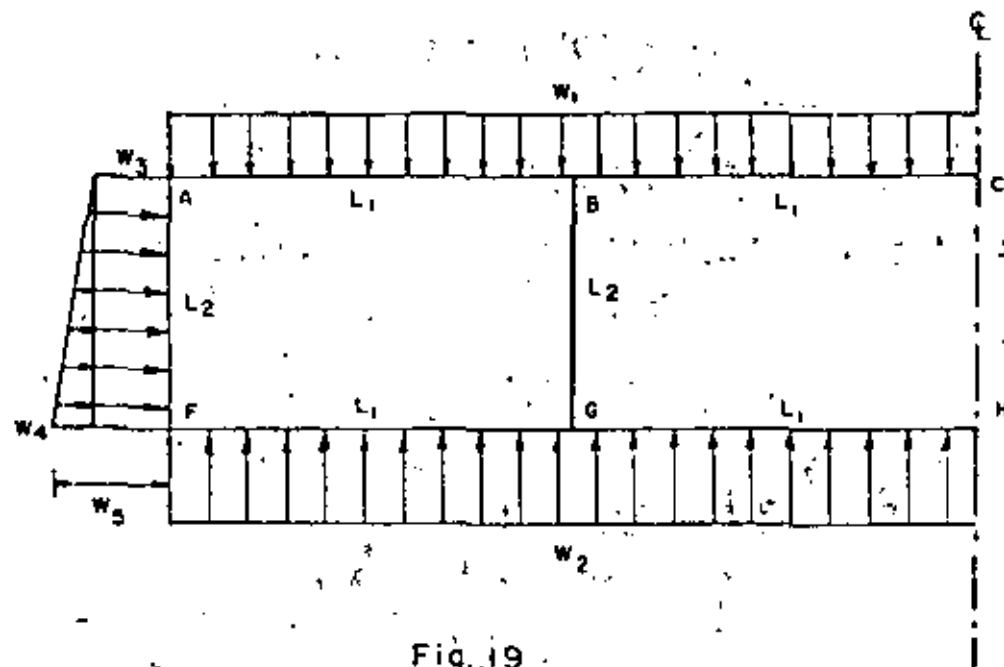
$$h_2 = 9.07 + 1.62 = 10.69 \text{ m}$$

$$W_3 = 0.286 \times 1600 \times 9.07 = 4150 \text{ Kg.}$$

$$W_5 = 0.286 \times 1600 \times 10.69 = 4892 \text{ Kg.}$$

$$r. W_4 = W_5 - W_3 = 742 \text{ Kg.}$$

d).- Croquis de las cargas.-



15

$$W_1 = 15152 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 15765 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 4150 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 742 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 4892 \text{ Kg/m}^2$$

$$L_1 = 2.60 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.62 \text{ m}$$

$$e = 0.40 \text{ m}$$

4.6.4.- RIGIDECES Y FACTORES DE DISTRIBUCION.-

NUDOS A, E, F y J.-

$$r_{AB} = \frac{4EI}{2.60} = 1.5385$$

$$F_{AB} = \frac{1.5385}{4.0076} = 0.3839$$

$$r_{AF} = \frac{4EI}{1.62} = \frac{2.4691}{4.0076}$$

$$F_{AF} = \frac{2.4691}{4.0076} = \frac{0.6151}{1.0000}$$

NUDOS B, C, D, G, H e I.

$$r_{BA} = 1.5385$$

16

$$F_{BA} = 0.2774$$

$$r_{BC} = 1.5385$$

$$F_{BC} = 0.2774$$

$$r_{BG} = \underline{2.4691}$$

$$F_{BG} = \underline{0.4452}$$

$$5.5461$$

$$1.0000$$

4.6.5.- MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.

Momentos AB, BA, Bc, CB, CD, DC, y DE

$$M = \frac{w_1 L_1^2}{12} = \frac{15152 \times 2.60^2}{12} = 8536 \text{ Kg-m}$$

Momentos FG, GF, GH, HG, HI, IH, IJ, y JI

$$M = \frac{w_2 L_1^2}{12} = \frac{15765 \times 2.60^2}{12} = 8881 \text{ Kg-m}$$

Momentos AF y EJ

$$M = \frac{w_3 L_2^2}{12} + \frac{w_4 L_2^2}{30} = \frac{4150 \times 1.62^2}{12} + \frac{742 \times 1.62^2}{30}$$

$$M = 908 + 65 = 973 \text{ Kg-m}$$

Momentos FA y JE

$$M = \frac{w_3 L_2^2}{12} + \frac{w_4 L_2^2}{20} = \frac{4150 \times 1.62^2}{12} + \frac{742 \times 1.62^2}{20}$$

$$M = 908 + 97 = 1005 \text{ Kg-m}$$

4.6.6.- MOMENTOS FINALES

Resolveremos el marco rígido por el Método de Cross.

NUDO	A		B			C			F		G			H		
	AB	AF	BA	BG	BC	CB	CH	CD	FG	FA	GF	GB	GH	HG	HC	HI
FD	0.384	0.616	0.277	0.446	0.277	0.277	0.446	0.277	0.384	0.616	0.277	0.446	0.277	0.277	0.446	0.277
ME	+8536	-973	-8536	0	+8536	-8536	0	+8536	8881	+1005	+8881	0	-8881	+8881	0	-8881
00	-2904	4659	0	0	0	0	0	0	+3024	+4852	0	0	0	0	0	0
T0	0	+2426	-1452	0	0	0	0	0	0	-2330	+1512	0	0	0	0	0
01	-932	-1494	+402	+648	+402	0	0	0	+895	+1435	-419	-674	-419	0	0	0
T1	+201	+718	-466	-337	0	+201	0	-201	-210	-747	+448	+324	0	-210	0	+210
02	-353	-566	+222	+359	+222	0	0	0	+367	+590	-214	-344	-214	0	0	0
T2	+111	+295	-177	-172	0	+111	0	-111	-107	-283	+184	+180	0	-107	0	+107
03	-156	-250	+97	+155	+97	0	0	0	+150	+240	-101	-162	-101	0	0	0
T3	+49	+120	-78	-181	0	+49	0	-49	-51	-125	+75	+78	0	-51	0	+51
04	-65	-104	+44	+71	+44	0	0	0	+68	+108	-42	-69	-42	0	0	0
T4	+22	+54	-33	-35	0	+22	0	-22	-21	-52	+34	+36	0	-21	0	+21
05	-29	-47	+19	+30	+19	0	0	0	+28	+45	-19	-32	-9	0	0	0
T5	+10	+23	-15	-16	0	+10	0	-10	-10	-24	+14	+15	0	-10	0	+10
06	-13	-20	+9	+13	+9	0	0	0	+13	+21	-8	-13	-8	0	0	0
T6	+5	+11	-7	-7	0	+5	0	-5	-4	-10	+7	+7	0	-4	0	+4
07	-6	-10	+4	+6	+4	0	0	0	+5	+9	-4	-6	-4	0	0	0
T7	+2	+5	-3	-3	0	+2	0	-2	-2	-5	+3	+3	0	-2	0	+2
08	-3	-4	+2	+2	+2	0	0	0	+3	+4	-2	-2	-2	0	0	0
	+4475	-4475	-9968	+633	+9335	-4136	0	+8136	-4733	+4733	10349	-659	-990	+8476	0	-8476

TABLA II

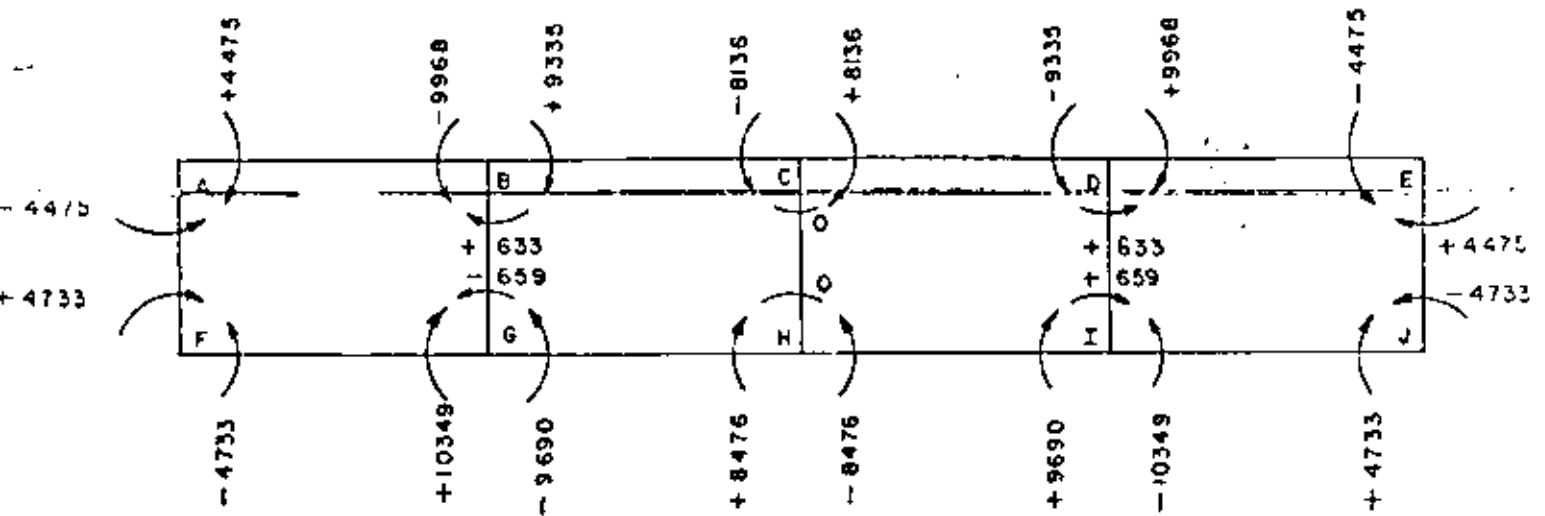


Fig. 20

4.6.7.- Cortantes y momentos positivos en cada barra.

(No se analizarán las barras BG, CH y DI por tener sollicitaciones nulas ó muy pequeñas).

a).- Barra AB

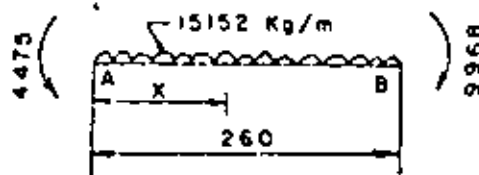


Fig. 21

$$V_{isost} = \frac{15152 \times 2.60}{2} = 19697.60 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{9968 - 4475}{2.60} = 2112.69 \text{ Kg.}$$

$$V_{AB} = 19697.60 - 2112.69 = 17584.91 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 19697.60 + 2112.69 = 21810.29 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$X = \frac{17584.91}{15152} = 1.1606 \text{ m}$$

$$M(+)\text{ máx} = 17584.91 \times 1.1606 - \frac{15152 \times 1.1606^2}{2} = 4473$$

$$M(+)\text{ máx} = 5729.23 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.-

$$X = \frac{\frac{2V}{W} - \sqrt{\frac{2V^2}{W} - \frac{8M}{W}}}{2}$$

$$\text{a la izquierda: } X = \frac{2 \times 17584.91}{15152} - \sqrt{\frac{(2 \times 17584.91)^2}{15152} - \frac{8 \times 4473}{15152}}$$

$$X = 0.2909 \text{ m}$$

$$\text{a la derecha: } X = \frac{2 \times 21810.29}{15152} - \sqrt{\frac{(2 \times 21810.29)^2}{15152} - \frac{8 \times 9956}{15152}}$$

$$X = 0.5698 \text{ m}$$

b).- BARRA BC.-

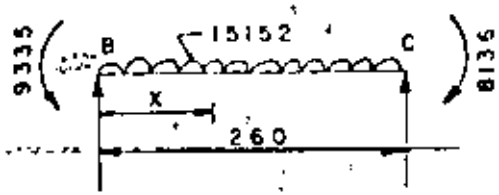


Fig. 22

Visost = 19697.60 Kg.

Vhiper = $\frac{9335 - 8136}{2.60} = 461.15$ Kg.

$V_{BC} = 19697.60 + 461.15 = 20\ 158.75$ Kg.

$V_{CB} = 19697.60 - 461.15 = 19236.45$ Kg.

Para momento máximo positivo:

$x = \frac{20158.75}{15152} = 1.3304$ m

$M_{(+)} \text{ máx} = 20158.75 \times 1.3304 - \frac{15152 \times 1.3304^2}{2} - 9335$

$M_{(+)} \text{ máx} = 4074.95$ Kg-m

Para momento nulo:

$x_{129.} = \frac{2 \times 20158.75}{15152} - \sqrt{\frac{(2 \times 20158.75)^2}{15152^2} - \frac{8 \times 9335}{15152}}$

$x_{izq.} = 0.5970 \text{ m}$

$$x_{der} = \frac{2 \times 19236.45}{15152} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 19236.45}{15152}\right)^2 - \frac{0 \times 8136}{15152}}}{2}$$

$x_{der} = 0.5362 \text{ m}$

c).- BARRA FG.-

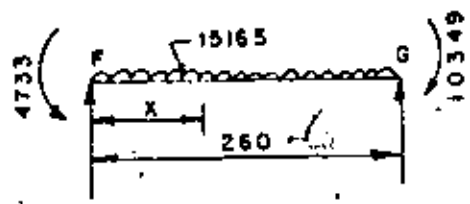


Fig. 23

$$V_{isost} = \frac{15765 \times 2.60}{2} = 20494.50$$

$$V_{hiper} = \frac{10349 - 4733}{2.60} = 2160 \text{ Kg}$$

$$V_{FG} = 20494.50 - 2160.00 = 18\ 334.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{GF} = 20494.50 + 2160.00 = 22\ 654.50 \text{ Kg.}$$

Cortante máximo positivo al cartel.-

$$V_{GFcartel} = \frac{22654.50 \times 1.04}{1.44} = 16\ 362 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$X = \frac{18\,334.50}{15\,765} = 1.163 \text{ m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 18334.50 \times 1.163 - \frac{15765 \times 1.163^2}{2} - 4733$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 5928.40 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.-

$$X_{129} = \frac{2 \times 18334.50}{15765} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 18334.50}{15765}\right)^2 - \frac{8 \times 4733}{15765}}}{2}$$

$$X_{129} = 0.2958 \text{ m}$$

$$X_{\text{der}} = \frac{2 \times 22654.50}{15765} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 22654.50}{15765}\right)^2 - \frac{8 \times 10349}{15765}}}{2}$$

$$X_{\text{der}} = 0.5365 \text{ m}$$

M₍₋₎ máximo al paño.-

$$X = 20 \text{ cm}$$

$$M_x = V_{GP}X - \frac{W_2 X^2}{2} - 10349$$

$$M_x = 22654.50 \times 0.20 - \frac{15765 \times 0.20^2}{2} - 10349 = 6133.40 \text{ Kg-m}$$

d).- BARRA GH.-

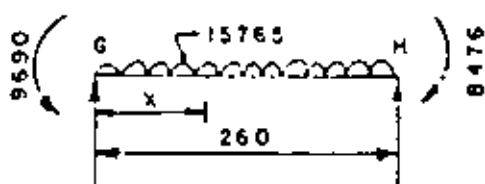


Fig. 24

$$V_{\text{isost}} = 20494.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{9690 - 8476}{2.60} = 466.92$$

$$V_{\text{GH}} = 20494.50 + 466.92 = 20961.42 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{HG}} = 20494.50 - 466.92 = 20027.58 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$X = \frac{20961.42}{15765} = 1.3296 \text{ m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 20961.42 \times 1.3296 - \frac{15765 \times 1.3296^2}{2} - 9690$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 4245.34 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo:

$$X_{12q} = \frac{2 \times 20961.42}{15765} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 20961.42}{15765} \right)^2 - \frac{8 \times 9690}{15765}}$$

$$X_{12q} = 0.5957 \text{ m}$$

$$X_{\text{der}} = \frac{2 \times 20027.58}{15765} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 20027.58}{15765} \right)^2 - \frac{8 \times 8476}{15765}}$$

$$X_{\text{der}} = 0.5365 \text{ m}$$

e).- BARRA AF.-

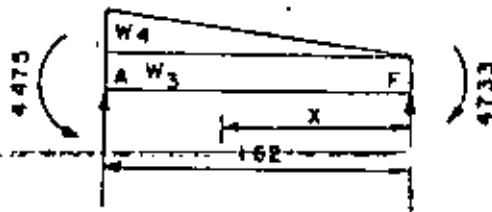


Fig. 25

$$V_{AFisost} = \frac{4150 \times 1.62}{2} + \frac{742 \times 1.62}{3}$$

$$V_{AFisost} = 3361.50 + 400.68$$

$$V_{AFisost} = 3762.18 \text{ Kg.}$$

$$V_{FAisost} = \frac{4150 \times 1.62}{2} + \frac{742 \times 1.62}{6} = 3361.50 + 200.34$$

$$V_{FAisost} = 3561.84 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{4733 - 4475}{1.62} = 159.26 \text{ Kg}$$

$$V_{AF} = 3762.18 - 159.26 = 3602.92 \text{ Kg.}$$

$$V_{FA} = 3561.84 + 159.26 = 3721.10 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo: (X a partir de F)

$$X = \frac{-4150 + \sqrt{4150^2 + \frac{4 \times 742 \times 3721.10}{1.62}}}{\frac{2 \times 742}{1.62}}$$

$$X = 0.8221 \text{ m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 3721.10 \times 0.82 - \frac{4150 \times 0.82^2}{2} - \frac{742 \times 0.82^3}{3 \times 1.62} - 4733$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 3058.99 - 1402.27 - 84.82 - 4733$$

$$M_{(+)\text{máx}} = -3161.10 \text{ Kg-m (No hay momento positivo)}$$

4.6.8.- Diagrama de cortantes

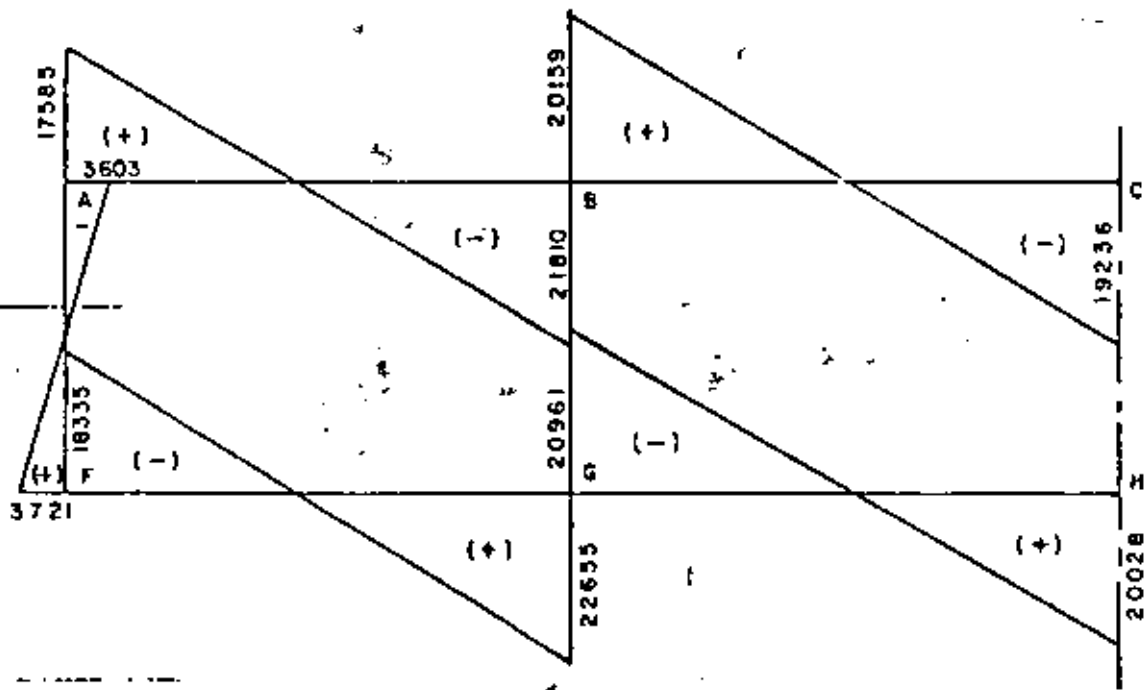


Fig. 26

4.6.9.- Diagrama de momentos.-

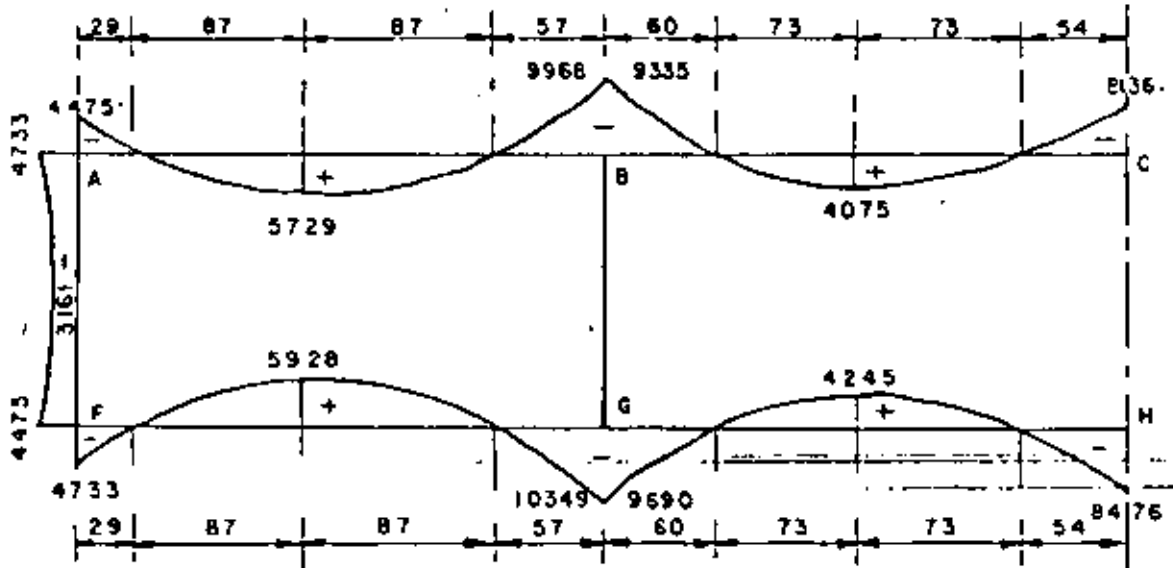


Fig. 27

4.6.10.- Diseño.

$M(-)_{\text{máx}} = 6133 \text{ K-m}$ (Momento máximo negativo al paño)

$M(+)_{\text{máx}} = 5928 \text{ Kg-m}$ (Momento máximo positivo)

$V_{\text{máx}} = 16362 \text{ Kg.}$ (Cortante máximo al cartel)

Peralte por momento.-

$$d_m = \sqrt{\frac{1034900}{13.69 \times 100}} = 27.49 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante.-

$$dv = \frac{16362}{4.62 \times 100} = 35.42$$

Se adopta: $d = 35$ cm; $r = 5$ cm; $e = 40$ cm.

Acero de refuerzo.-

$$A_s(-) = \frac{1034900}{2000 \times 0.90 \times 35} = 16.43 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 5C a cada 12 cm ($A_s = 16.50 \text{ cm}^2$)

$$A_s(+) = \frac{592800}{2000 \times 0.90 \times 35} = 9.41 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 13 cm ($A_s = 9.77 \text{ cm}^2$)

$$A_{st} = 0.0015 \times 40 \times 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

~~Se colocarán varillas 4C a cada 21 cm ($A_s = 6.05 \text{ cm}^2$)~~

Revisión por cortante.-

$$\sqrt{v}_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}_{calc} = \frac{16362}{40 \times 100} = 4.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$4.09 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$ bien

Revisión por adherencia.-

$$\sqrt{v}_{perm} = \frac{2.3 \times 250}{1.59} = 22.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s_0 = \frac{4 \times 16.43}{1.59} = 41.33 \text{ cm}$$

$$f_{calc} = \frac{16362}{41.33 \times 0.90 \times 35} = 12.57 \text{ Kg/cm}^2$$

12.57 Kg/cm² < 22.91 Kg/cm² ∴ BIEN

4.6.11.- Refuerzo de la sección.-

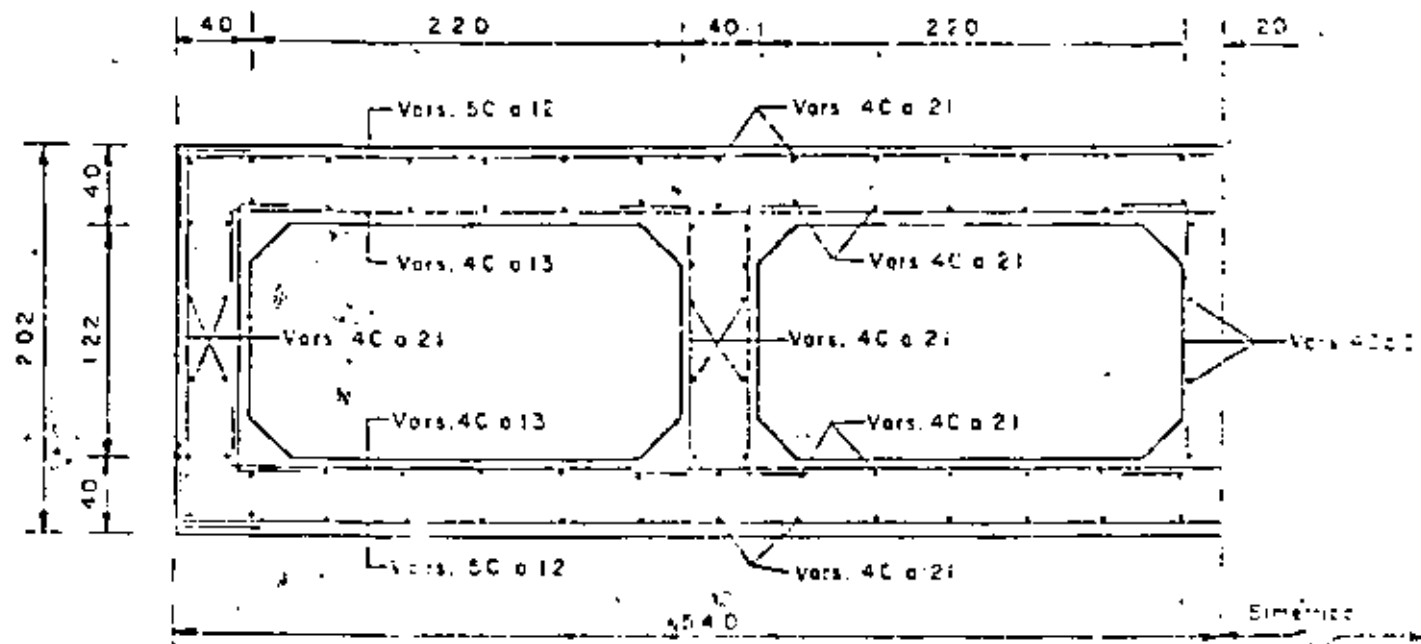


Fig. 28

4.7.- CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS CARCANOS.-

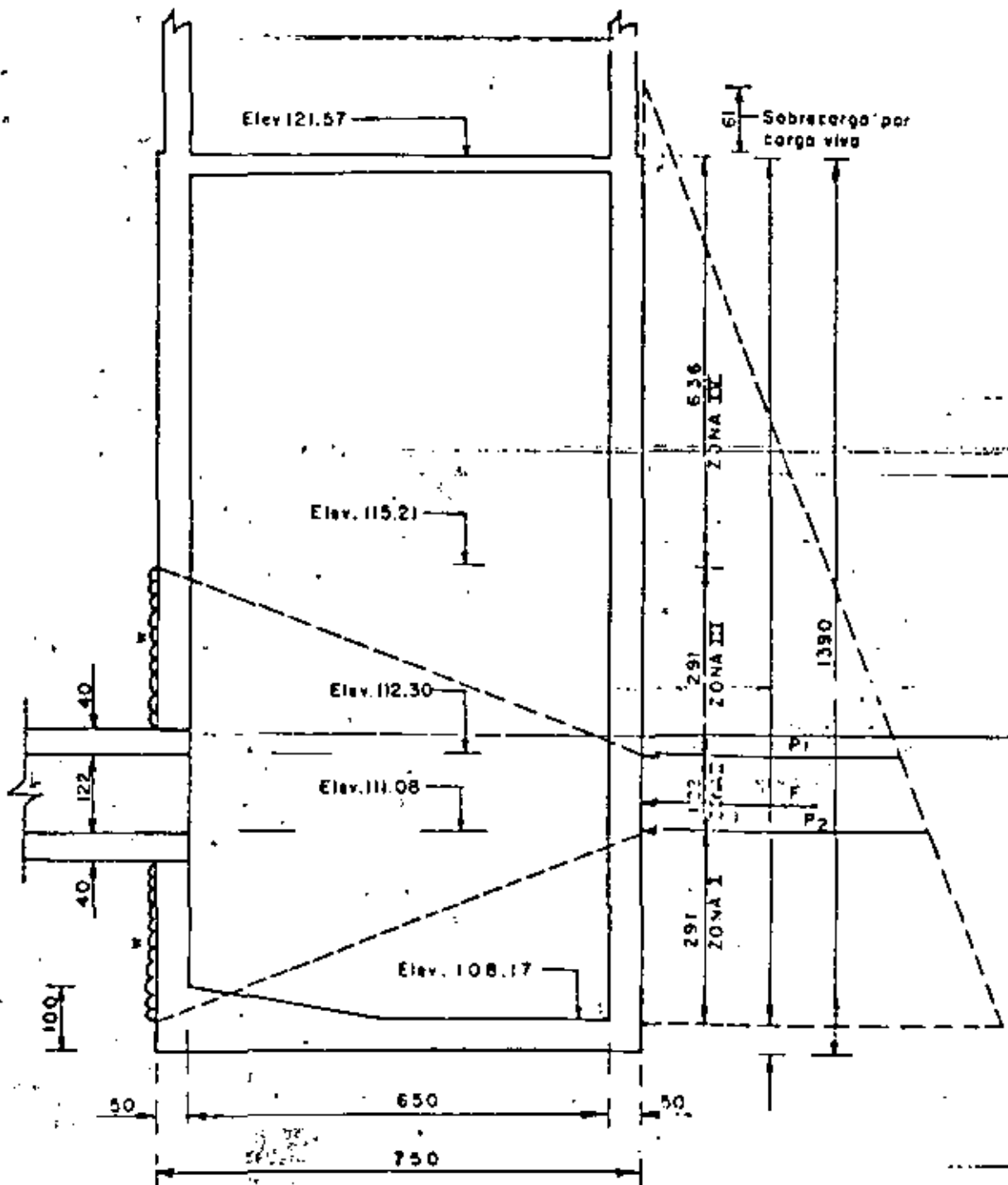


Fig. 29

4.7.2.- Planta.- Dimensiones generales.

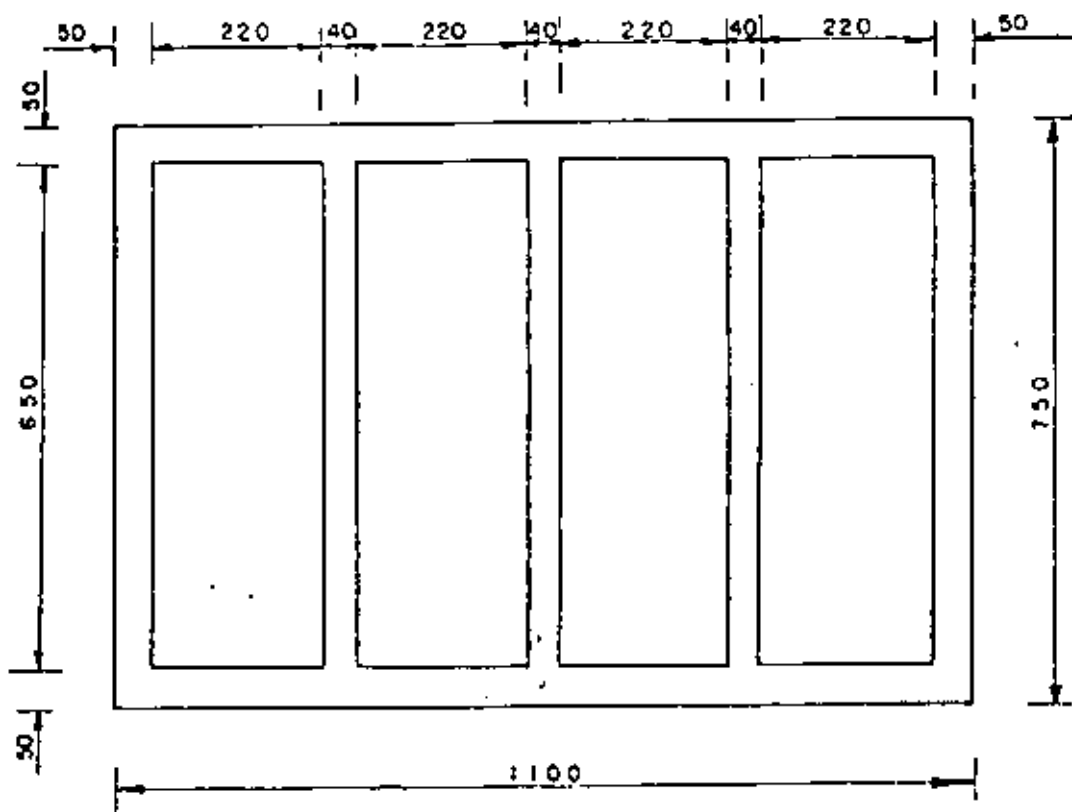


Fig. 30

4.7.3.- Planta.- Dimensiones a los ejes.-

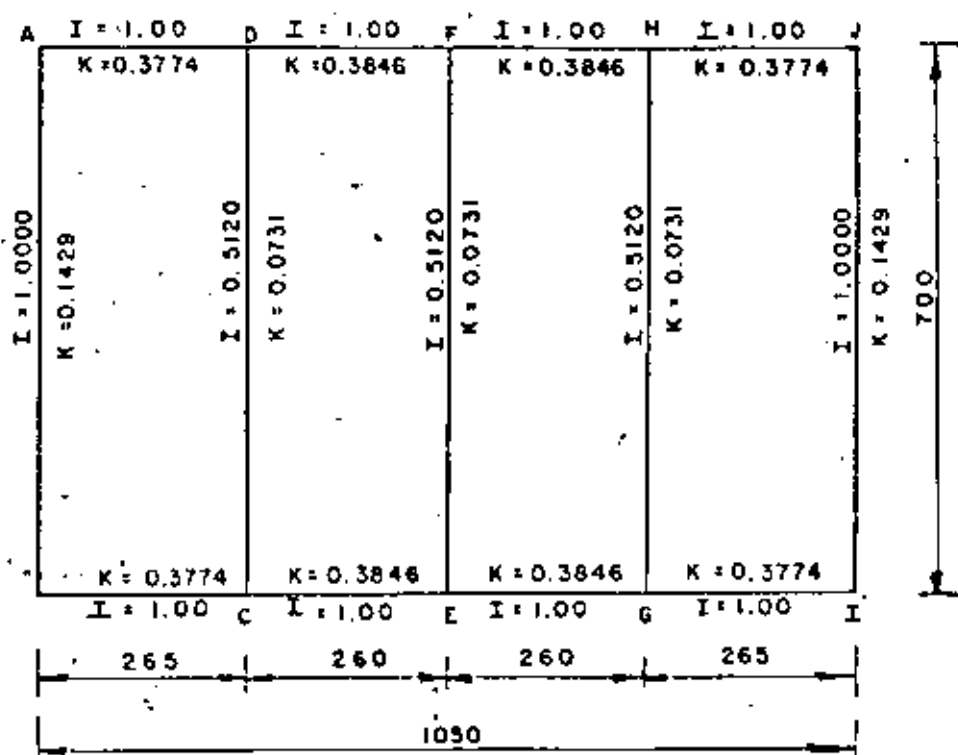


Fig. 31

$$I_1 = \frac{1.00 \times 0.50^3}{12} = 0.0104 = 100\% = 1.0000$$

$$I_2 = \frac{1.00 \times 0.40^3}{12} = 0.0053 = 51.20\% = 0.5120$$

$$K = \frac{I}{L}$$

4.7.4.- Factores de distribución.-

Nudos A, B, I y J.-

$K_{AB} = 0.1429$	$F_{AB} = \frac{0.1429}{0.5203} = 0.2746$
-------------------	---

$K_{AC} = \frac{0.3774}{\Sigma = 0.5203}$	$F_{AC} = \frac{0.3774}{0.5203} = \frac{0.7254}{1.0000}$
---	--

Nudos C, D, G y H

$K_{CA} = 0.3774$	$F_{CA} = 0.4723$
-------------------	-------------------

$K_{CD} = 0.0371$	$F_{CD} = 0.0464$
-------------------	-------------------

$K_{CE} = \frac{0.3846}{\Sigma = 0.7991}$	$F_{CE} = \frac{0.4813}{1.0000}$
---	----------------------------------

Nudos E y F

$K_{EC} = 0.3846$	$F_{EC} = 0.4566$
-------------------	-------------------

$K_{EF} = 0.0731$	$F_{EF} = 0.0868$
-------------------	-------------------

$K_{EG} = \frac{0.3846}{\Sigma = 0.8423}$	$F_{EG} = \frac{0.4566}{1.0000}$
---	----------------------------------

30

4.7.5.- Esfuerzos debidos al desequilibrio en la zona de los ductos.-

De acuerdo con la figura de la hoja num. , se considera -
que los muros paralelos al flujo son capaces de transmitir la
carga uniformemente repartida.

Entonces:

$$P_1 = k_0 \gamma (h+h_1) = 0.286 \times 1600 \times (9.27 + 0.61)$$

$$P_1 = 4521 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 \times (10.49 + 0.61) = 5079 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore F = \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{4521 + 5079}{2} = 4800 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \frac{F}{A} = \frac{4800}{2 \times 2.91} = 825 \text{ Kg/m}$$

4.7.6.- Análisis de la zona I.- (De la elevación 108.17 a-
la elev. 111.08.- 2.91 m)

$$P_1 = 0.286 \times 1600 (13.40 + 0.61) = 6411 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 (10.49 + 0.61) = 5079 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_1 = (6411 + 5079) 0.5 = 5745 \text{ Kg/m}$$

$$W_2 = W_1 + W = 5745 + 825 = 6570 \text{ Kg/m}$$

34

$$L_1 = 7.00 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.65 \text{ m}$$

$$L_3 = 2.60 \text{ m}$$

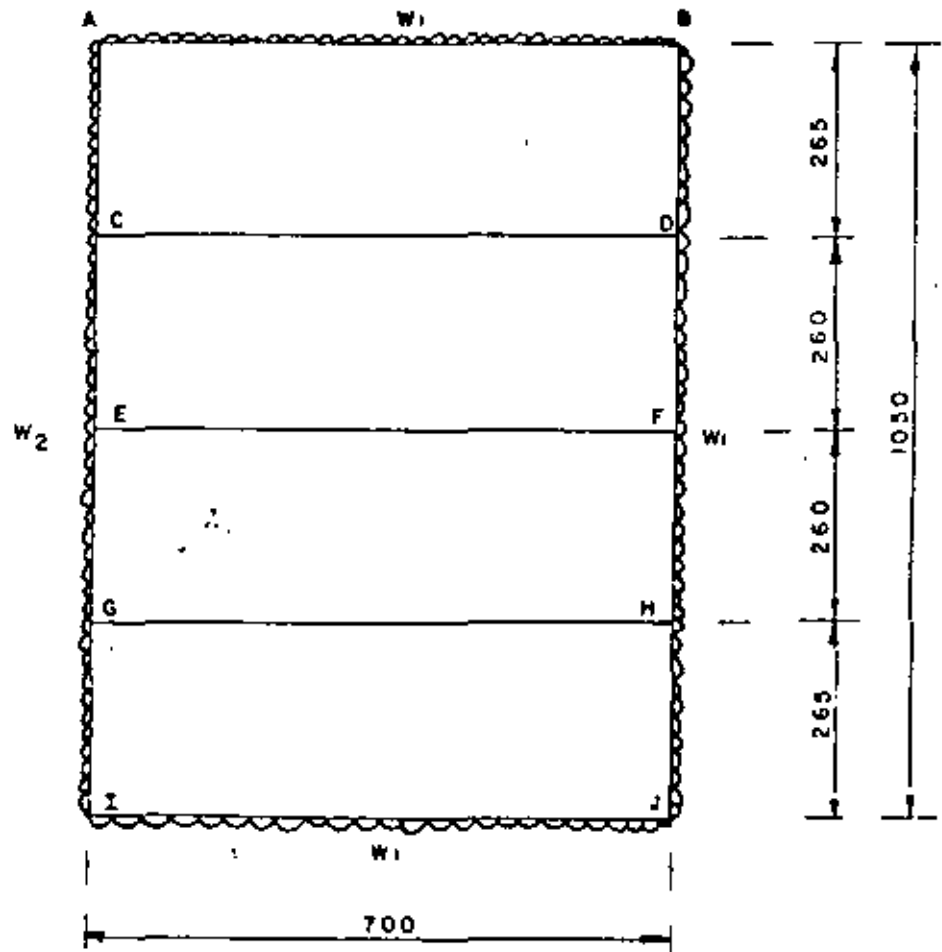


Fig. 32

4.7.7.- Momentos de empotramiento.-

a).- Momentos Ab, BA, IJ y JI

$$M_{AB} = \frac{w_1 L_1^2}{12} = \frac{5745 \times 7.00^2}{12} = 23459 \text{ Kg-m}$$

b).- Momentos Ac, Ca, GI e IG.-

$$M_{AC} = \frac{w_2 L_2^2}{12} = \frac{6570 \times 2.65^2}{12} = 3845 \text{ Kg-m}$$

c).- Momentos BD, DB, HJ y JH

$$M_{BD} = \frac{w_1 L_2^2}{12} = \frac{5745 \times 2.65^2}{12} = 3362 \text{ Kg-m}$$

d).- Momentos CE, EC, EG y GE.-

$$M_{CE} = \frac{w_2 L_3^2}{12} = \frac{6570 \times 2.60^2}{12} = 3701 \text{ Kg-m}$$

e).- Momentos DF, FD, FH y HF.-

$$M_{DF} = \frac{w_1 L_3^2}{12} = \frac{5745 \times 2.60^2}{12} = 3236 \text{ Kg-m}$$

f).- Momentos CD, DC, EF, FE, GH y HG.

$$M_{CD} = 0$$

4.7.8.- Momentos finales.-

Análisis por el Método de Cross.-

NUDO	A		B		C			F			G			H		
	AB	AC	BA	BD	CA	CD	CE	FD	FE	FN	GE	GH	GI	HF	HG	HJ
ME	+2345	-3845	-2345	+3362	+3845	0	-3701	-3236	0	+3236	+3701	0	-3845	-3236	0	+3362
FD	0.275	0.725	0.275	0.725	0.472	0.047	0.481	0.457	0.086	0.457	0.481	0.047	0.472	0.481	0.047	0.472
Ø1	-5394	+4220	+5527	+14570	-68	-7	-69	0	0	0	+69	+7	+68	-61	-6	-59
T1	+2764	-34	-2697	+30	-7110	+3	0	+31	0	-31	0	-3	+7110	0	+4	-7285
Ø2	-751	-1979	+733	+934	+3354	+334	+3419	0	0	0	-3419	-334	-3354	+3502	+342	+3436
T2	+367	+167	-376	-1718	-990	-171	0	-1751	0	+1751	0	+171	+990	0	-167	-967
Ø3	-562	-1482	+576	+1518	+548	+54	+559	0	0	0	-559	-54	-548	+546	+53	+535
T3	+288	+274	-281	-268	-741	-27	0	-273	0	+273	0	+27	+741	0	-27	-759
Ø4	-155	-407	+151	+398	+362	+36	+370	0	0	0	-370	-36	-362	+378	+37	+371
T4	+76	+181	-78	-186	-204	-19	0	+189	0	+189	0	+19	+204	0	-18	-199
Ø5	-71	-186	+73	+191	+105	+11	+107	0	0	0	-107	-11	-105	-104	+11	+102
T5	+37	+53	-36	-51	-93	-6	0	-52	0	+52	0	+6	+93	0	-6	-96
Ø6	-25	-65	+24	+63	+47	+4	+48	0	0	0	-48	-4	-47	+49	+5	+48
T6	+12	+24	-13	-24	-33	+3	0	-25	0	+25	0	+3	+33	0	-2	-32
Ø7	-10	-26	+10	+27	+17	-2	+17	0	0	0	-17	-2	-17	+16	+2	+16
T7	+5	+9	-5	-8	-13	+1	0	-8	0	+8	0	+1	+13	0	-1	-14
Ø8	-4	-11	+4	+9	+7	0	+7	0	0	0	-7	-0	-7	+7	+0	+7
T8	+2	+4	-2	-4	-6	0	0	-4	0	+4	0	0	+6	0	0	-5
Ø9	-2	-4	+2	+4	+3	0	+3	0	0	0	-3	0	-3	+3	+0	+2
Σ	+20036	-20036	-19847	+11847	-970	21	+760	-5507	0	+5507	-760	-210	+970	-1309	+228	-1537

TABLA III

4.7.9.- Cortantes y Momentos positivos.-

Barras AB e IJ.-

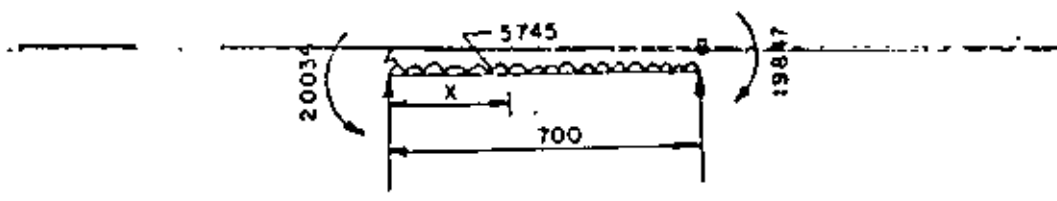


Fig.33

$$V_{isost} = \frac{5745 \times 7.00}{2} = 20\ 107.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{20036 - 19847}{7} = 27 \text{ Kg.}$$

$$V_{AB} = 20\ 107.50 + 27 = 20\ 134.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 20\ 107.50 - 27 = 20\ 080.50 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.-

$$x = \frac{20134.50}{5745} = 3.5047 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 20134.50 \times 3.5 - 5745 \times 3.5^2 \times 0.5 - 20036$$

$$M_{(+)} = 15\ 246.69 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.-

$$x_{12q} = \frac{2 \times 20134.50}{5745} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 20134.50}{5745}\right)^2 - \frac{8 \times 20036}{5745}}$$

$$x_{12q} = 1.2008 \text{ m}$$

$$x_{der} = \frac{\frac{2 \times 20080.50}{5745} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 20080.50}{5745}\right)^2 - \frac{8 \times 19847}{5745}}}{2}$$

$$x_{der} = 1.1914 \text{ m}$$

Barras Ac e IG.-

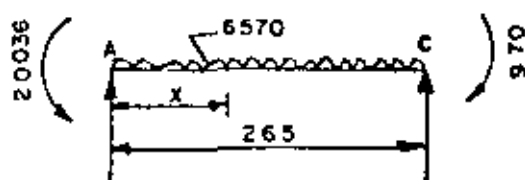


Fig. 34

$$V_{isost} = \frac{6570 \times 2.65}{2} = 8705.25 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{20036 - 970}{2.65} = 7194.72 \text{ Kg.}$$

$$V_{AC} = 8705.25 + 7194.72 = 15899.97 \text{ Kg.}$$

$$V_{CA} = 8705.25 - 7194.72 = 1510.53 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.-

$$x = \frac{15899.97}{6570} = 2.4201 \text{ m}$$

$$M(+)= 15899.97 \times 2.4201 - \frac{6570 \times 2.4201^2}{2} - 20036$$

$$M(+)= -796.35 \text{ Kg}\cdot\text{m} \text{ (No hay momento positivo)}$$

Barras Bd y JH.-

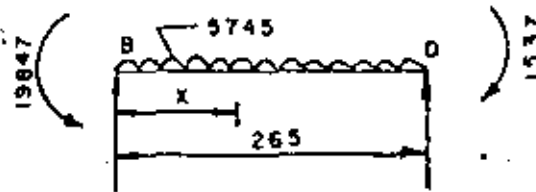


Fig. 35

$$V_{\text{isost}} = \frac{5745 \times 2.65}{2} = 7612.13 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{19847 - 1537}{2.65} = 6909.43 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{BD}} = 7612.13 + 6909.43 = 14521.56 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{DB}} = 7612.13 - 6909.43 = 702.70 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.

$$x = \frac{14521.56}{5745} = 2.5277 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 14521.56 \times 2.53 - \frac{5745 \times 2.53^2}{2} - 19847$$

$$M_{(+)} = -1494.02 \text{ Kg} - \text{m} \text{ (No hay momento positivo).}$$

Barras CE y GE

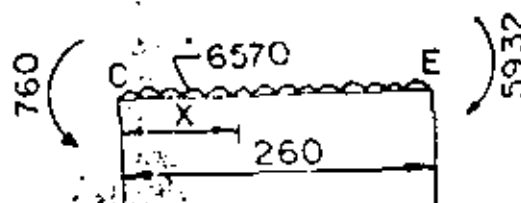


Fig. 36

$$V_{\text{isost}} = \frac{6570 \times 2.6}{2} = 8541 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{5932 - 760}{2.6} = 1989.23 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{CE}} = 8541.00 - 1989.23 = 6551.77 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{EC}} = 8541.00 + 1989.23 = 10530.23 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.-

$$x = \frac{6551.77}{6570} = 0.9972 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 6551.77 \times 0.9972 - \frac{6570 \times 0.9972^2}{2} - 760$$

$$M_{(+)} = 2506.80 \text{ Kg - m}$$

Para momento nulo.-

$$x_{12q} = \frac{2 \times 6551.77}{6570} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 6551.77}{6570}\right)^2 - \frac{8 \times 760}{6570}}}{2}$$

$$x_{12q} = 0.2431 \text{ m}$$

$$x_{\text{der}} = \frac{2 \times 10530.23}{6570} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 10530.23}{6570}\right)^2 - \frac{8 \times 5932}{6570}}}{2}$$

$$x_{\text{der}} = 0.7292 \text{ m}$$

Barras DF y HF

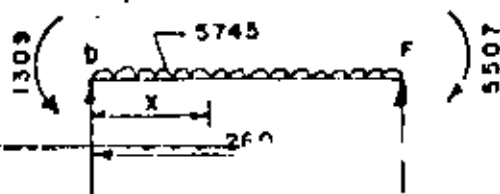


Fig. 37

$$V_{isost} = \frac{5745 \times 2.6}{2} = 7468.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{5507 - 1309}{2.60} = 1614.62 \text{ Kg.}$$

$$V_{DF} = 7468.50 - 1614.62 = 5853.88 \text{ Kg.}$$

$$V_{FD} = 7468.50 + 1614.62 = 9083.12 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.

$$x = \frac{5853.88}{5745} = 1.0190 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 5853.88 \times 1.019 - \frac{5745 \times 1.019^2}{2} - 1309$$

$$M_{(+)} = 1673.41 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.-

$$x_{izq} = \frac{2 \times 5853.88}{5745} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 5853.88}{5745}\right)^2 - \frac{8 \times 1309}{5745}}}{2}$$

$$x_{izq} = 0.2557 \text{ m.}$$

$$x_{der} = \frac{\frac{2 \times 9083.12}{5745} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 9083.12}{5745}\right)^2 - \frac{8 \times 5507}{5745}}}{2}$$

$$x_{der} = 0.8178 \text{ m}$$

4.7.10.- Diseño

4.7.10.1.- Barras exteriores de 7.00 m

$$M(-)_{\text{máx}} = 20\ 036 \text{ Kg-m}$$

$$M(+)_{\text{máx}} = 15\ 247 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{máx}} = 20\ 135 \text{ Kg.}$$

Peralte por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{20\ 036\ 00}{13.69 \times 100}} = 38.26 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante:

$$d_v = \frac{20135}{4.62 \times 100} = 43.58 \text{ cm.}$$

Se adopta: $d = 45 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $e = 50 \text{ cm}$.

NOTA.- En el caso de las pilas intermedias, éstas tienen muy pocas o nulas solicitaciones y por lo tanto tendrán un espesor de 40 cm. y serán reforzadas por temperatura.

$$A_{st} = 0.0015 \times 40 \times 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 21 cm en dos direcciones y en ambas caras.

Para los muros de 50 cm. de espesor.

$$A_{st} = 0.0015 \times 50 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 5C a cada 26 cm. normales al acero principal, tanto positivo como negativo, o bien, 4C a cada 17 cm. (As = 7.47 cm²).

Acero Principal.-

$$A_s(-) = \frac{2\,003\,600}{2000 \times 0.90 \times 45} = 24.74 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 8C a cada 20 cm. (As = 25.35 cm²)

$$A_s(+) = \frac{1\,524\,700}{2000 \times 0.90 \times 45} = 18.82 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 15 cm (As = 19.00 cm²) o bien varillas 8C a cada 27 cm. (As = 18.78 cm²).

Revisión por cortante.-

$$v_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{calc} = \frac{20135}{100 \times 45} = 4.47 \text{ Kg/cm}^2$$

4.47 Kg/cm² < 4.62 Kg/cm² ∴ bien

Revisión por adherencia.-

$$y_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ cm}$$

$$z_0 = \frac{4 \times 25.35}{2.54} = 39.92 \text{ cm}$$

$$y_{calc} = \frac{20135}{39.92 \times 0.90 \times 45} = 12.45 \text{ Kg/cm}^2$$

12.45 Kg/cm² < 14.32 Kg/cm² ∴ bien

4.7.10.2.- Barras exteriores de 2.65 y 2.60 m

$$M_{(-)max} = 20\ 036 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)max} = 2\ 507 \text{ Kg-m}$$

$$V_{max} = 15\ 900 \text{ Kg}$$

$$As_{(-)} = \frac{2\ 003\ 600}{2000 \times 0.90 \times 45} = 24.74 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas BC a cada 20 cm

$$As(+) = \frac{250 \cdot 700}{2000 \times 0.90 \times 45} = 3.10 \text{ cm}^2 \quad 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm

Revisión por adherencia.-

$$\mu_{perm} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_0 = 39.92 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{15900}{39.92 \times 0.9 \times 45} = 9.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$9.84 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión por cortante.-

$$\mu_{calc} = \frac{15900}{100 \times 45} = 3.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.53 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

4.7.10.3.- CROQUIS DEL REFUERZO.

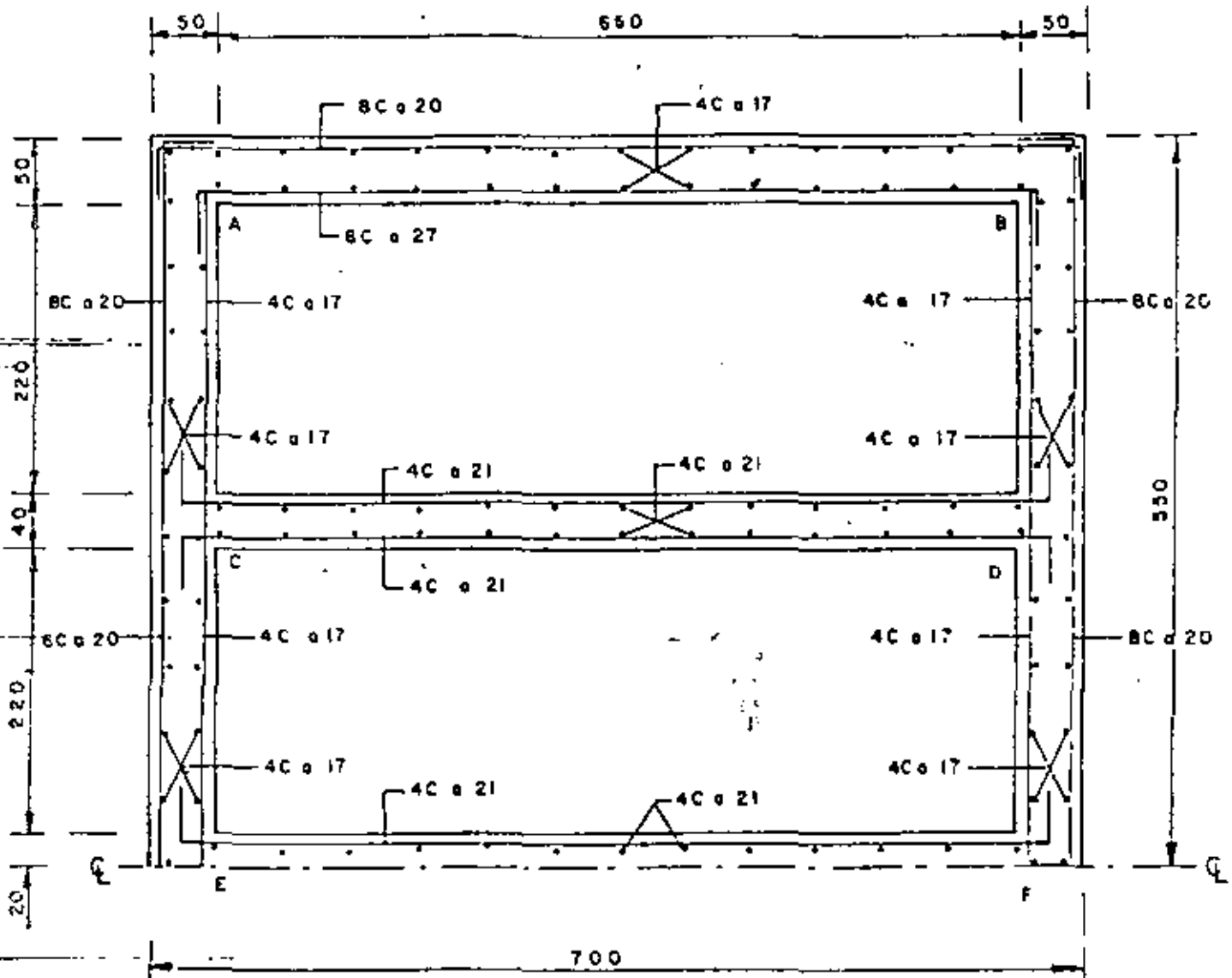


Fig. 38

4.8.- ANÁLISIS DE LA ZONA II

(De la elev. 111.08 a la elev. 112.30.- 1.22 m)

$$P_1 = 0.286 \times 1600 \times (9.27 + 0.61) = 4521 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 \times (10.49 + 0.61) = 5079 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \frac{4521 + 5079}{2} = 4800 \text{ Kg/m}^2$$

4.8.1.- Planta.- Dimensiones a los ejes.-

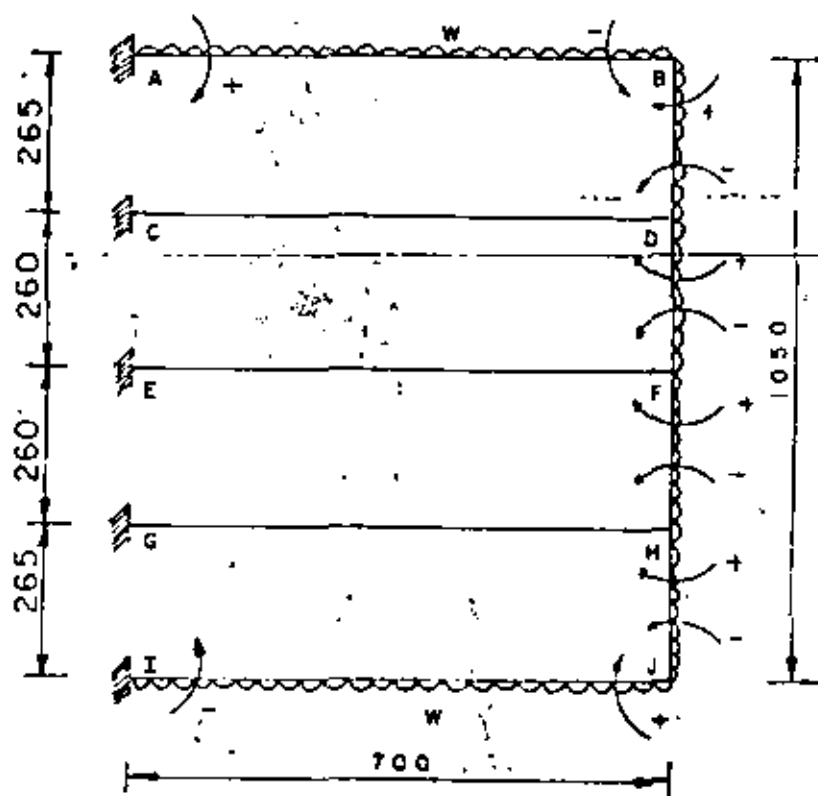


Fig. 39

4.8.2.- Momentos de empotramiento.-

Momentos AB, BA, IJ y JI.-

$$M_{AB} = \frac{4800 \times 7.00^2}{12} = 19600 \text{ Kg-m}$$

Momentos BD, DB, JH y HJ.-

$$M_{BD} = \frac{4800 \times 2.65^2}{12} = 2809 \text{ Kg-m}$$

Momentos DF, FD, HF y FH

$$M_{DF} = \frac{4800 \times 2.60^2}{12} = 2704 \text{ Kg-m}$$

Momentos CD, DC, EF, FE, GH y HG

$$M = 0$$

NUDO	A		B		C		F			G		H		
	AB	BA	BD	CD	FD	FE	FI	GI	HF	HG	HJ			
FD	0	0.275	0.725	0	0.457	0.086	0.457	0	0.481	0.047	0.472			
M.E.	+19600	-19600	+2809	0	-2704	0	+2704	0	-2704	0	+2809			
Ø1	0	+4618	+12173	0	0	0	0	0	-50	-5	-50			
T1	+3309	0	+25	+3	+25	0	-25	-3	0	0	-6087			
Ø2	0	-7	-18	0	0	0	0	0	+2928	+286	+2873			
T2	-4	0	-1437	-143	-1464	0	+1464	+143	0	0	+9			
Ø3	0	+395	+1042	0	0	0	0	0	-4	-1	-4			
T3	+198	0	+2	0	+2	0	-2	0	0	0	-521			
Ø4	0	-0	-2	0	0	0	0	0	+251	+24	+246			
T4	0	0	-123	-12	-126	0	+126	+12	0	0	+1			
Ø5	0	+34	+89	0	0	0	0	0	-1	-0	-0			
T5	+17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-45			
Ø6	0	0	0	0	0	0	0	0	+22	+2	+21			
T6	0	0	-11	-1	-11	0	+11	+1	0	0	0			
Ø7	0	+3	+8	0	0	0	0	0	0	0	0			
T7	+2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4			
Ø8	0	0	0	0	0	0	0	0	+2	+0	+2			
T8														
Ø9														
M	+22122	-14557	+14557	-153	-4278	0	+4278	+153	+444	+306	-750			

TABLA IV

4.8.4.- Cortantes y momentos positivos.

Barras AB e IJ

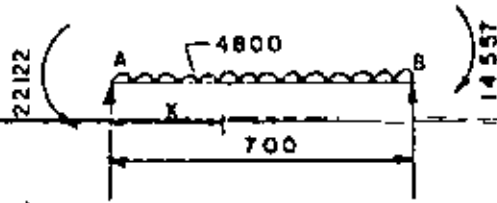


Fig. 40

$$V_{sost} = \frac{4800 \times 7.00}{2} = 16\,800 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{22122 - 14557}{7.00} = 1080.71 \text{ Kg}$$

$$V_{AB} = 16800 + 1080.71 = 17880.71 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 16800 - 1080.71 = 15719.29 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$X = \frac{17880.71}{4800} = 3.7251$$

$$M(+)= 17880.71 \times 3.7251 - \frac{4800 \times 3.7251^2}{2} - 22122 =$$

$$M(+)= 11\,182.14 \text{ Kg - m}$$

Para momento nulo:

$$X_{izq} = \frac{2 \times 17880.71}{4800} - \sqrt{\frac{(2 \times 17880.71)^2}{4800} - \frac{8 \times 22122}{4800}}$$

$$x_{1zq} = 1.5666 \text{ m}$$

$$x_{der} = \left[\frac{2 \times 15719.29}{4800} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 15719.29}{4800} \right)^2 - \frac{8 \times 14557}{4800}} \right] \times 0.5$$

$$x_{der} = 1.1163 \text{ m}$$

BARRAS BD y JN

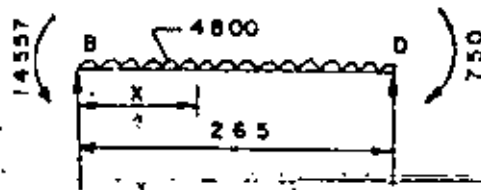


Fig. 41

$$Visost = \frac{4800 \times 2.65}{2} = 6360 \text{ Kg}$$

$$V_{hiper} = \frac{14557 - 750}{2.65} = 5210.19 \text{ Kg}$$

$$V_{BD} = 6360 + 5210.19 = 11570.19 \text{ Kg}$$

$$V_{DB} = 6360 - 5210.19 = 1149.81 \text{ Kg}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{11570.19}{4800} = 2.4105 \text{ m}$$

$$M(+)= 11570.19 \times 2.4105 - \frac{4800 \times 2.4105^2}{2} - 14557$$

$$M(+)= - 612.28 \text{ Kg-m} \quad (\text{No hay momento positivo})$$

BARRAS DF y HF.-

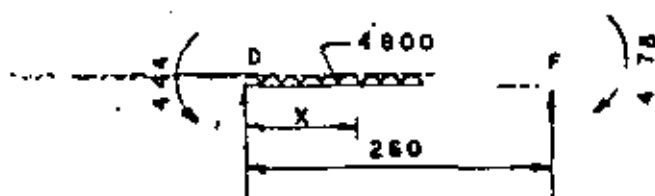


Fig. 42

$$V_{isost} = \frac{4800 \times 2.60}{2} = 6240 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{4278 - 444}{2.60} = 1474.62 \text{ Kg.}$$

$$V_{DF} = 6240 - 1474.62 = 4765.38 \text{ Kg.}$$

$$V_{FD} = 6240 + 1474.62 = 7714.62 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo

$$X = \frac{4765.38}{4800} = 0.9928 \text{ m}$$

$$M(+)= 4765.38 \times 0.99 - \frac{4800 \times 0.99^2}{2} - 444$$

$$M(+)= 1921.50 \text{ Kg - m}$$

Para momento nulo:

$$X_{izq} = \left[\frac{2 \times 4765.38}{4800} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 4765.38}{4800} \right)^2 - \frac{8 \times 444}{4800}} \right] 0.50$$

$$X_{izq} = 0.098 \text{ m}$$

$$x_{der} = \left[\frac{2 \times 7714.62}{4800} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 7714.62}{4800} \right)^2 - \frac{8 \times 4278}{4800}} \right] \times 0.5$$

$$x_{der} = 0.7124 \text{ m}$$

4.8.5.- DISEÑO

4.8.5.1.- Barras exteriores de 7.00 m

$$M(-) \text{ máx} = 22\ 122 \text{ Kg-m}$$

$$M(+)\ \text{máx} = 11\ 182 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 17\ 881 \text{ kg.}$$

Peralte por momento

$$d_m = \sqrt{\frac{2\ 212\ 200}{12.69 \times 100}} = 40.20 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante

$$d_v = \frac{17881}{4.62 \times 100} = 38.70 \text{ cm.}$$

Se adopta $d = 45 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $e = 50 \text{ cm}$.

Acero de refuerzo

$$A_s(-) = \frac{2\ 212\ 200}{2000 \times 0.90 \times 45} = 27.31 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 8c a cada 19 cm. ($A_s = 26.68 \text{ cm}^2$)

$$A_s(-) = \frac{1\ 118\ 200}{2000 \times 0.90 \times 45} = 13.80 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6c a cada 20 cm ($A_s = 14.25 \text{ cm}^2$)

Revisión por cortante.-

$$\sqrt{f} = \frac{17881}{100 \times 45} = 3.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.97 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien.}$$

Revisión por adherencia.-

$$\Sigma 0 = \frac{4 \times 26.68}{2.54} = 42.02 \text{ cm}$$

$$f_{\text{calc}} = \frac{17881}{42.02 \times 0.90 \times 45} = 10.51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$10.51 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

4.8.5.2.- Barras exteriores de 2.65 y 2.60 m

$$M(-) \text{ máx} = 14557 \text{ Kg-m}$$

$$M(+) \text{ máx} = 1922 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 11570 \text{ Kg.}$$

Peralte por momento

$$d_m = \sqrt{\frac{1\ 455\ 700}{13.69 \times 100}} = 32.61 \text{ cm}$$

Peralte por cortante

$$dv = \frac{11570}{4.62 \times 100} = 25.04 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 45 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $e = 50 \text{ cm}$.

Acero de refuerzo.-

$$As(-) = \frac{1\,455\,700}{2000 \times 0.90 \times 45} = 17.97 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 8C a cada 28 cm ($As = 18.11 \text{ cm}^2$)

$$As(+)= \frac{192\,200}{2000 \times 0.90 \times 45} = 2.37 \text{ cm}^2 < 7.5 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm ($As = 7.47 \text{ cm}^2$)

$$As_t = 0.0015 \times 50 \times 100 = 715 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm ($As = 7.47 \text{ cm}^2$)

Revisión por cortante.-

$$v_{\text{calc}} = \frac{11570}{100 \times 45} = 2.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.57 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{Bien}$$

Revisión por adherencia.

$$\leq 0 \frac{4 \times 18.11}{2.54} = 28.52 \text{ cm}$$

4.8.5.4.- CROQUIS DEL REFUERZO.

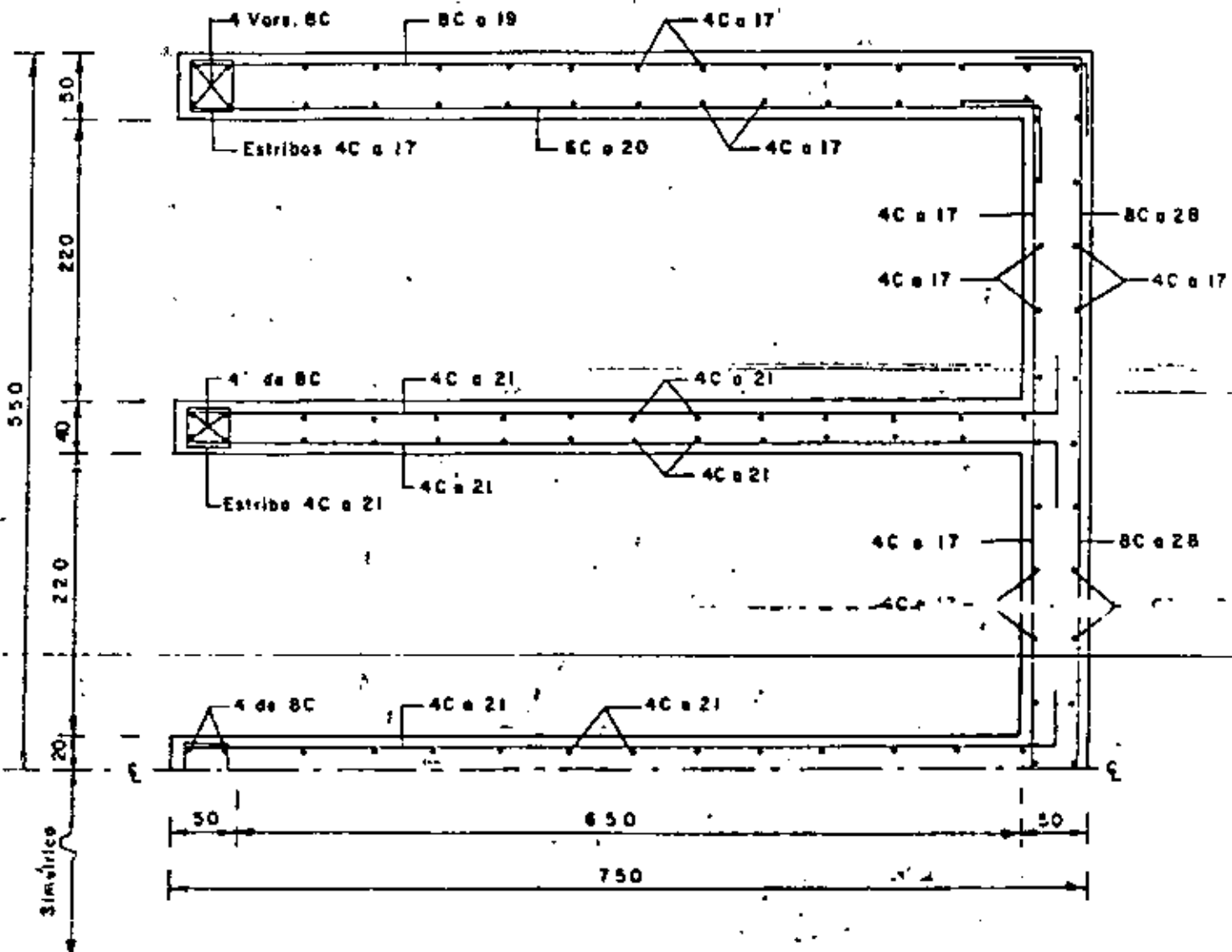


Fig. 43

4.9.- ANALISIS DE LA ZONA III.-

(De la elevación 112.30 a la elevación 115.21.- 2.91 m)

$$P_1 = 0.286 \times 1600 \times (6.36 + 0.61) = 3189.47 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 \times (9.27+0.61) = 4521.09 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_1 = \frac{4521.09 + 3189.47}{2} = 3855 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \frac{4800}{2 \times 2.91} = 825 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = W_1 + W = 3855 + 825 = 4680 \text{ Kg/m}^2$$

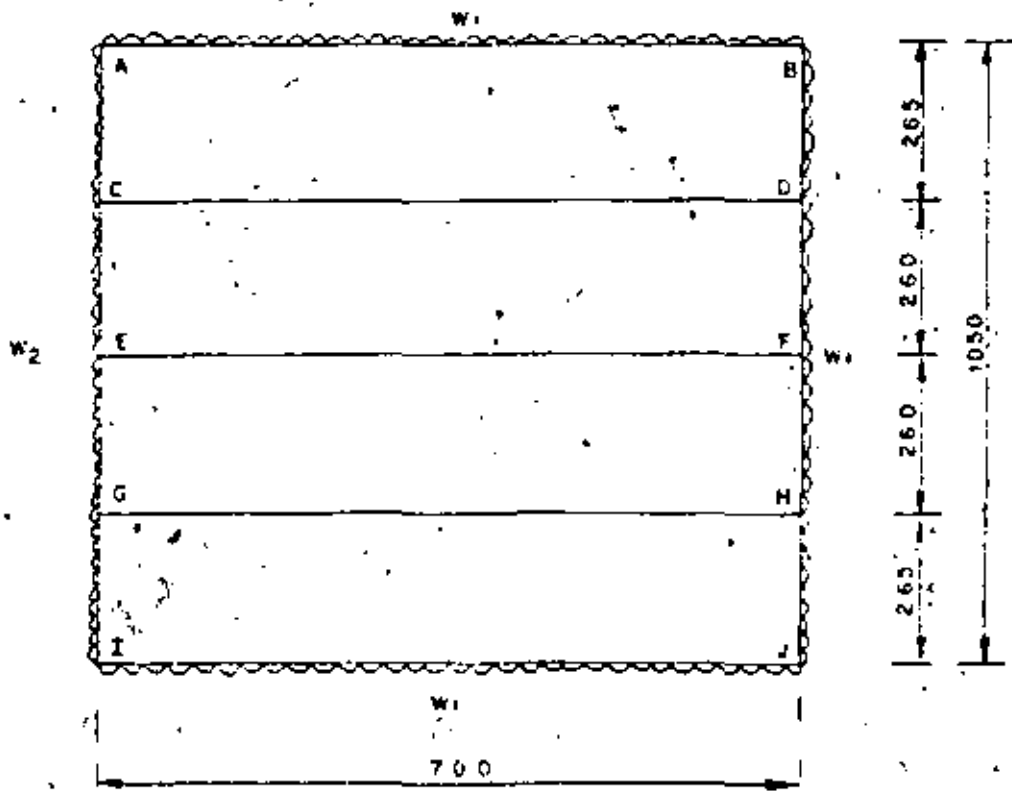


Fig. 44

4.9.1.- Momentos de empotramiento.

a).- Momentos AB, BA, IJ y JI

~~$$M_{AB} = \frac{3855 \times 7.00^2}{12} = 15741 \text{ Kg-m}$$~~

b).- Momentos AC, CA, GI e IG.

$$M_{AC} = \frac{4680 \times 2.65^2}{12} = 2739 \text{ Kg-m}$$

c).- Momentos BD, DB, HJ y JH

~~$$M_{BD} = \frac{3855 \times 2.65^2}{12} = 2256 \text{ Kg-m}$$~~

d).- Momentos CE, EC, EG y GE

$$M_{CE} = \frac{4680 \times 2.60^2}{12} = 2636 \text{ Kg-m}$$

e).- Momentos DF, FD, FH y HF

~~$$M_{DF} = \frac{3855 \times 2.60^2}{12} = 2172 \text{ Kg-m}$$~~

f).- Momentos CD, DC, EF, FE, GH y HG

$$M = 0$$

4.9.2.- Momentos finales.-

(Análisis por el método de Cross)

C		F			G			H		
CD	CE	FD	FE	FH	GE	GH	GI	HF	HG	HJ
.047	0.481	0.457	0.086	0.457	0.481	0.047	0.472	0.481	0.047	0.472
0	-2636	-2172	0	+2172	+2636	0	-2739	-2172	0	+225
5	- 50	0	0	0	+ 50	+ 5	+ 49	- 40	- 4	- 40
2	0	+ 20	0	-20	0	- 2	+4713	0	+ 3	- 4829
221	+2266	0	0	0	-2266	-221	-2224	+2350	+230	+ 2304
115	0	-1175	0	+1175	0	+115	+663	0	-111	-642
37	+ 374	0	0	0	-374	- 37	-367	+362	+ 35	+355
18	0	-181	0	+ 181	0	+ 18	+491	0	- 19	-510
24	+ 245	0	0	0	-245	- 24	-240	+254	+ 25	+250
	0	-127	0	+ 127	0	+ 13	+ 137	0	- 12	-133
	+ 72	0	0	0	- 72	- 7	- 71	+ 70	+ 7	+ 68
4	0	- 35	0	+ 35	0	+ 4	+ 62	0	- 4	-64
3	+ 32	0	0	0	- 32	- 3	- 12	+ 33	+ 3	+ 32
2	0	- 17	0	+ 17	0	+ 2	+ 22	0	- 2	- 21
1	+ 12	0	0	0	- 12	- 1	- 11	+ 11	+ 1	+ 11
0	0	- 6	0	+ 6	0	0	+ 9	0	0	- 9
0	+ 5	0	0	0	- 5	- 0	- 4	+ 5	+ 0	+ 4
0	0	- 3	0	+ 3	0	0	+ 4	0	0	- 4
0	+ 2	0	0	0	- 2	- 0	- 2	+ 2	+ 0	- 2
141	-322	-3696	0	+3696	-322	-141	+ 463	+ 875	+152	-1077

TABLA V

4.9.3.- Cortantes y momentos positivos.-

Barras AB e IJ.-

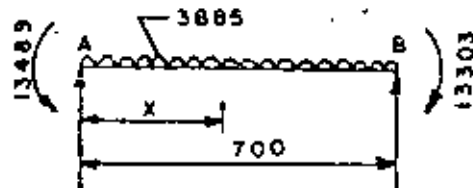


Fig. 45

$$V_{\text{sost}} = \frac{3855 \times 7.00}{2} = 13492.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{13489 - 13303}{7.00} = 26.57 \text{ Kg.}$$

$$V_{AB} = 13492.50 + 26.57 = 13519.07 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 13492.50 - 26.57 = 13465.93 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{13519.07}{3855} = 3.5069 \text{ m}$$

$$M(+)= 13519.07 \times 3.51 - \frac{3855 \times 3.51^2}{2} = 13489$$

$$M(+)= 10215.96 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo:

$$x_{\text{izq.}} = \left[\frac{2 \times 13519.07}{3855} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 13519.07}{3855} \right)^2 - \frac{8 \times 13489}{3855}} \right] 0.50$$

$$X_{izq} = 1.2047 \text{ m}$$

$$X_{der} = \left[\frac{2 \times 13465.93}{3855} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 13465.93}{3855} \right)^2 - \frac{8 \times 13303}{3855}} \right] \cdot 50$$

$$X_{der} = 1.1909 \text{ m}$$

Barras AC e IG.-

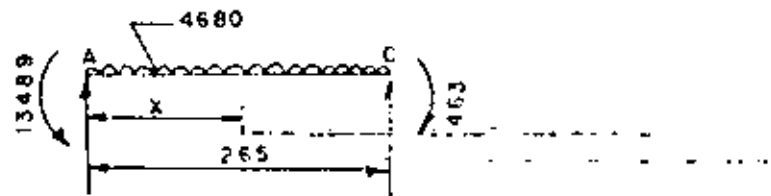


Fig. 46

$$V_{sost} = \frac{4680 \times 2.65}{2} = 6201 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{13489 - 463}{2.65} = 4915.47 \text{ Kg.}$$

$$V_{AC} = 6201 + 4915.47 = 11\ 116.47 \text{ Kg.}$$

$$V_{CA} = 6201 - 4915.47 = 1285.53 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo

$$X = \frac{11\ 116.47}{4680} = 2.3753 \text{ m}$$

$$M(+)= 11\ 116.47 \times 2.38 - \frac{4680 \times 2.38^2}{2} - 13489$$

$$M(+)= - 246.85 \text{ Kg-m (No hay momento positivo)}$$

Barras BD y JH

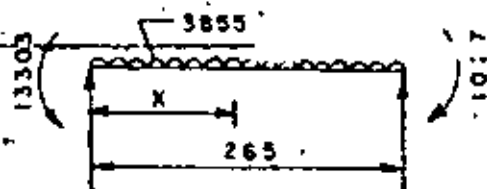


Fig. 47

$$V_{\text{sost}} = \frac{3855 \times 2.65}{2} = 5107.88 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{13\ 303 - 1027}{2.65} = 4632.45 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{BD}} = 5107.88 + 4632.45 = 9740.33 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{DB}} = 5107.88 - 4632.45 = 475.43 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{9740.33}{3855} = 2.5267 \text{ m}$$

$$M(+)= 9740.33 \times 2.53 - \frac{3855 \times 2.53^2}{2} - 13303$$

$$M(+)= - 997.68 \text{ Kg-m (No hay momento positivo)}$$

Barras CE y GE

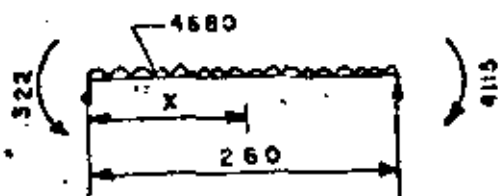


Fig. 48

$$V_{\text{isost}} = \frac{4680 \times 2.60}{2} = 6084 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{4115 - 322}{2.60} = 1458.85 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{CE}} = 6084 - 1458.85 = 4625.15 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{BC}} = 6084 + 1458.85 = 7542.85 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{4625.15}{4680} = 0.9883 \text{ m}$$

$$M(+)= 4625.15 \times 0.99 - \frac{4680 \times 0.99^2}{2} - 322$$

$$M(+)= 1963.47 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo:

$$x_{\text{izq}} = \left[\frac{2 \times 4625.15}{4680} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 4625.15}{4680} \right)^2 - \frac{8 \times 322}{4680}} \right] \times 0.50$$

$$x_{\text{izq}} = 0.0723 \text{ m}$$

$$x_{der} = \left[\frac{2 \times 7542.85}{4680} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 7542.85}{4680} \right)^2 - \frac{8 \times 4115}{4680}} \right] \times 0.50$$

$$x_{de} = 0.6957 \text{ m}$$

BARRAS DF y HF

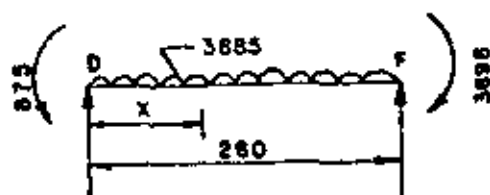


Fig. 49

$$V_{sost} = \frac{3855 \times 2.60}{2} = 5011.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{3696 - 875}{2.60} = 1085.00 \text{ Kg.}$$

$$V_{DF} = 5011.50 - 1085 = 3926.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{FD} = 5011.50 + 1085 = 6096.50 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.

$$x = \frac{3926.50}{3855} = 1.0185 \text{ m.}$$

$$M(+)= 3926.50 \times 1.02 - \frac{3855 \times 1.02^2}{2} - 875$$

$$M_{(+)} = 1124.66 \text{ Kg-m.}$$

Para momento nulo:

$$x_{izq} = \left[\frac{2 \times 3926.50}{3855} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 3926.50}{3855} \right)^2 - \frac{8 \times 875}{3855}} \right] \times 0.50$$

$$x_{izq} = 0.2547 \text{ m}$$

$$x_{der} = \left[\frac{2 \times 6096.50}{3855} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 6096.50}{3855} \right)^2 - \frac{8 \times 3696}{3855}} \right] \times 0.50$$

$$x_{der} = 0.8176 \text{ m}$$

4.9.4.- DISEÑO.-

4.9.4.1.- Barras exteriores de 7.00 m.

$$M_{(-)\text{máx}} = 13489 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 10216 \text{ Kg-m.}$$

$$V_{\text{máx}} = 13519 \text{ Kg.}$$

Para lte por momento.-

$$d_m = \sqrt{\frac{1348900}{13.69 \times 100}} = 31.39 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante.-

$$dv = \frac{13519}{4.62 \times 100} = 29.26 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 45 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $e = 50 \text{ cm}$

Acero de refuerzo

$$As(-) = \frac{1348\ 900}{2000 \times 0.90 \times 45} = 16.65 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 17 cm ($As = 16.76 \text{ cm}^2$)

$$As(+) = \frac{1\ 021\ 600}{2000 \times 0.90 \times 45} = 12.61 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 22 cm ($As = 12.95 \text{ cm}^2$)

$$Ast_{50} = 0.0015 \times 50 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Varillas 4C a cada 17 cm. ($As = 7.48 \text{ cm}^2$)

$$Ast_{40} = 0.0015 \times 40 \times 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Varillas 4C a cada 21 cm ($As = 6.05 \text{ cm}^2$)

Revisión por cortante:

$$\sqrt{\text{calc}} = \frac{13\,519}{100 \times 45} = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.00 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{Bien}$$

Revisión por adherencia:

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.905} = 19.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_0 = \frac{4 \times 16.76}{1.905} = 35.19 \text{ cm.}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{13\,519}{35.19 \times 0.90 \times 45} = 9.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$9.49 \text{ Kg/cm}^2 < 19.09 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{Bien}$$

4.9.4.2.- Barras exteriores de 2.65 y 2.60 m

$$M(-)\text{máx} = 13\,489 \text{ Kg-m}$$

$$M(+)\text{máx} = 1963 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 11116 \text{ Kg.}$$

Acero de refuerzo

$$A_s(-) = \frac{1\,348\,900}{2000 \times 0.90 \times 45} = 16.65 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 17 cm (As = 16.76 cm²)

$$A_s(+)=\frac{196\,300}{2000 \times 0.90 \times 45} = 2.42 \text{ cm}^2 < 7.5 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm

Revisión por cortante

$$V_{\text{calc}} = \frac{11\,116}{100 \times 45} = 2.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.47 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIÉN}$$

Revisión por adherencia

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.905} = 19.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\leq 0 = \frac{4 \times 16.76}{1.905} = 35.19 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{11\,116}{35.19 \times 0.90 \times 45} = 7.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$7.80 \text{ Kg/cm}^2 < 19.09 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIÉN}$$

4.9.4.3.- Croquis del refuerzo.

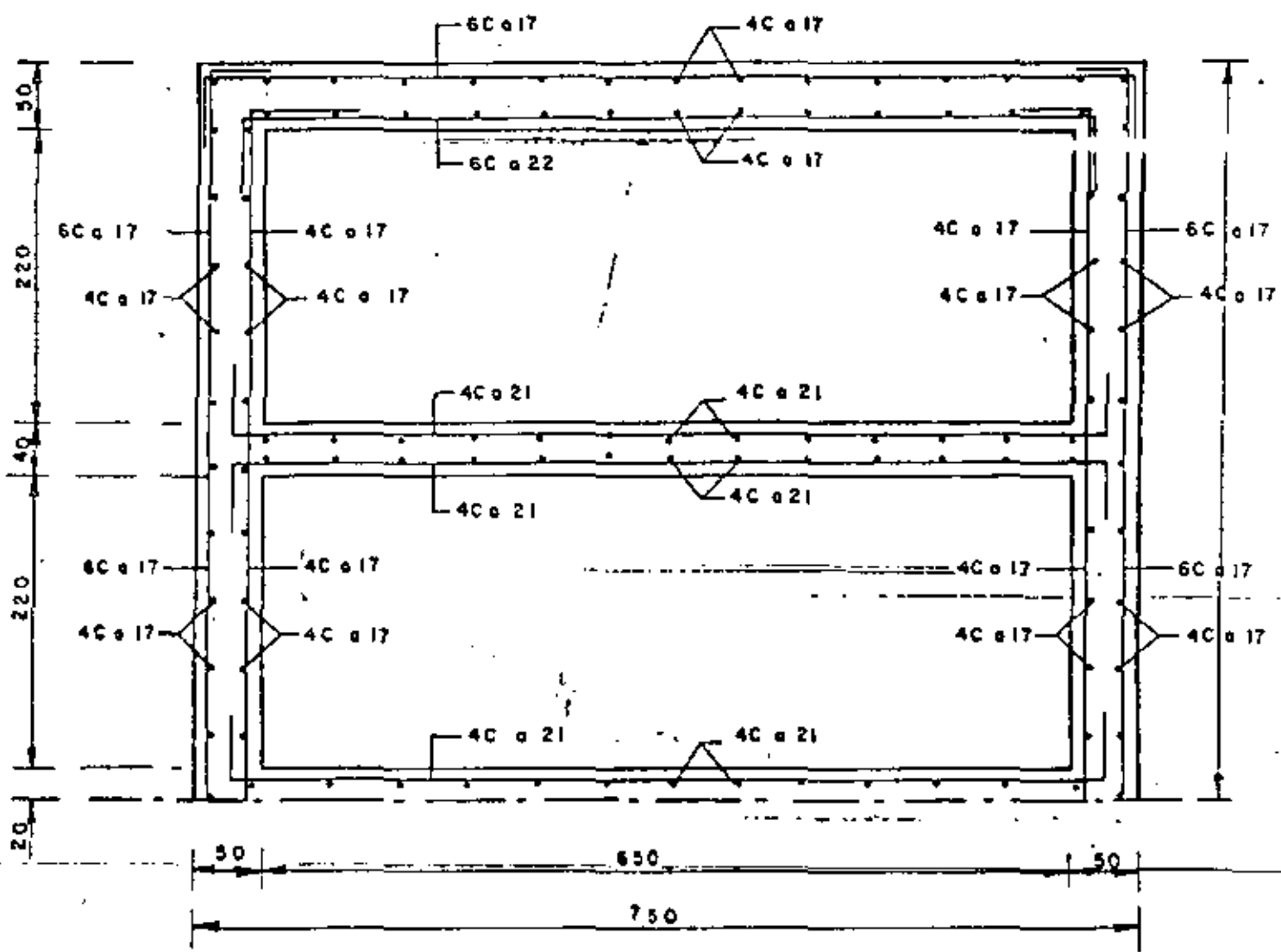


Fig. 50

4.10.- ANALISIS DE LA ZONA IV.-

(De la elevación 115.21 a la elevación 121.57.- 6.36 m)

$$P_1 = 0.286 \times 1600 \times (0.00 + 0.61) = 279 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 \times (6.36 + 0.61) = 3189 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \frac{279 + 3189}{2} = 1734 \text{ Kg/m}^2$$

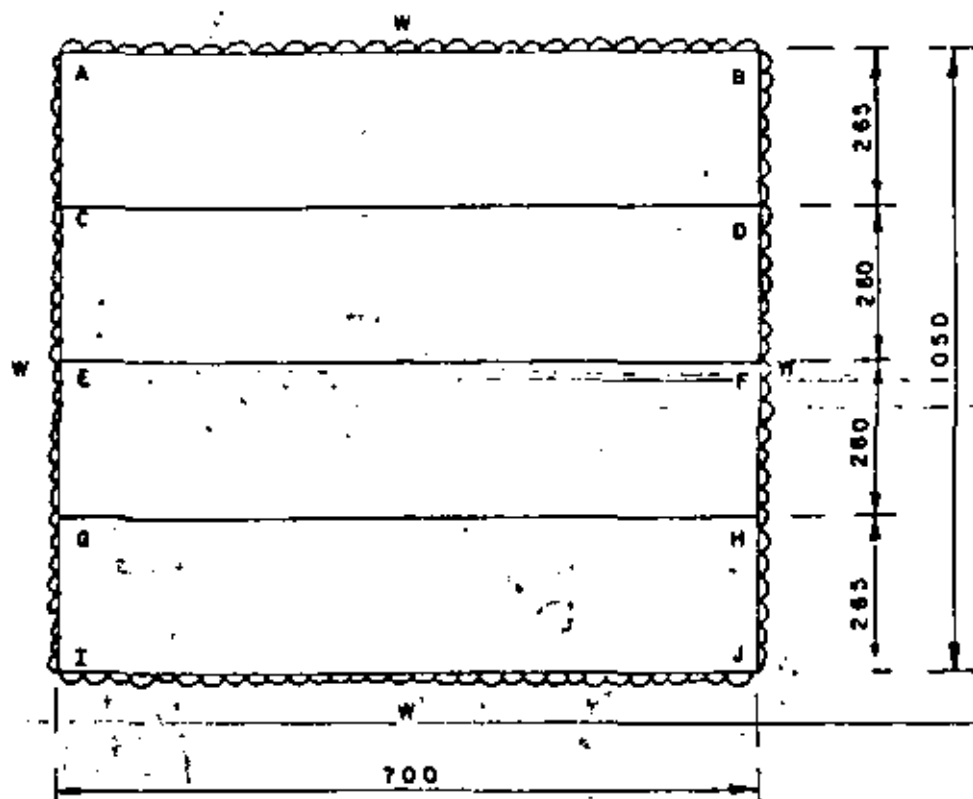


Fig. 51

4.10.1.- Momentos de empotramiento

a).- Momentos AB, BA, IJ y JI.

$$M_{AB} = \frac{1734 \times 7.00^2}{12} = 7081 \text{ Kg-m}$$

NUDO	A		B		C			F	
	AB	AC	BA	BD	CA	CD	CE	FD	FE
F.D.	0.275	0.725	0.275	0.725	0.472	0.047	0.481	0.457	0.096
M.E.	+7081	-1015	-7081	+1015	+1015	0	-977	-977	0
\emptyset_1	-1668	-4398	+1668	+4398	-18	-2	-18	0	0
T ₁	+834	-9	-834	+9	-2199	+1	0	+9	0
\emptyset_2	-227	-598	+227	+598	+1037	+103	+1058	0	0
T ₂	+114	+519	-114	-519	-299	-52	0	-529	0
\emptyset_3	-174	-459	+174	+459	+166	+16	+169	0	0
T ₃	+87	+83	-87	-83	-230	-8	0	-85	0
\emptyset_4	-47	-123	+47	+123	+112	+11	+115	0	0
T ₄	+24	+56	-24	-56	-62	-6	0	-58	0
\emptyset_5	-22	-58	+22	+58	+32	+3	+33	0	0
T ₅	+11	+16	-11	-16	-29	-2	0	-17	0
\emptyset_6	-7	-20	+7	+20	+15	+1	+15	0	0
T ₆	+4	+8	-4	-8	-10	0	0	-8	0
\emptyset_7	-3	-9	+3	+9	+5	+0	+5	0	0
T ₇	+2	+3	-2	-3	-5	0	0	-3	0
\emptyset_8	-1	-4	+1	+4	+2	+1	+2	0	0
T ₈									
\emptyset_9									
Σ	+6008	-6008	-6008	-6008	-468	+66	+402	-1668	0

					G			H		
	CE	FD	FE	FM	GE	GH	GI	HF	HG	HJ
47	0.481	0.457	0.086	0.457	0.481	0.047	0.472	0.481	0.047	0.472
	- 977	- 977	0	+ 977	+ 977	0	-1015	- 977	0	+1015
2	- 18	0	0	0	+ 18	+ 2	+ 18	- 18	- 2	- 18
1	0	+ 9	0	- 9	0	- 1	+2199	0	+ 1	-2199
03	+1058	0	0	0	-1058	- 103	-1037	+1058	+ 103	+1037
52	0	- 529	0	+ 529	0	+ 52	+ 299	0	- 52	-299
16	+ 169	0	0	0	-169	- 16	- 166	+ 169	+ 16	-166
8	0	- 85	0	+ 85	0	+ 8	+ 230	0	- 8	230
11	+ 115	0	0	0	-115	- 11	- 112	+ 115	+ 11	+112
6	0	- 58	0	+ 58	0	+ 6	+ 62	0	- 6	- 62
3	+ 33	0	0	0	- 33	- 3	- 32	+ 33	+ 3	+ 32
2	0	- 17	0	+ 17	0	+ 2	+ 29	0	- 2	29
1	+ 15	0	0	0	- 15	- 1	- 15	+ 15	+ 1	+ 15
0	0	- 8	0	+ 8	0	0	+ 10	0	0	- 10
0	+ 5	0	0	0	- 5	- 0	- 5	+ 5	+ 0	+ 5
0	0	- 3	0	+ 3	0	0	+ 5	0	0	- 5
1	+ 2	0	0	0	- 2	- 1	- 2	+ 2	+ 1	- 2
6	+ 402	-1668	0	-1668	+ 402	- 66	+ 468	+ 402	- 66	- 468

TABLA VI

b).- Momentos AC, CA, ED, DE, EG, GE, HI y HF

$$M_{AC} = \frac{1734 \times 2.65^2}{12} = 1015 \text{ Kg-m}$$

c).- Momentos CE, EC, DF, FD, EG, GE, HI y HF

$$M_{CE} = \frac{1734 \times 2.60}{12} = 977 \text{ Kg-m}$$

d).- Momentos CD, DC, EF, FE, GH y HG

$$M = 0$$

4.10.3.- Cortantes y Momentos Positivos.

Barras AB e IJ

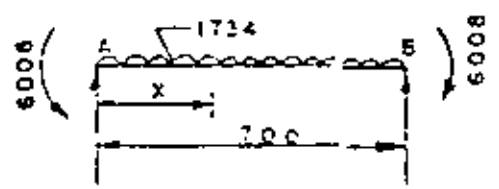


Fig. 52

$$V_{isost} = \frac{1734 \times 7}{2} = 6069 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = 0$$

$$V_{AB} = 6069 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 6069 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.- $X = 3.50 \text{ m}$

$$M(+)= 6069 \times 3.50 - \frac{1734 \times 2.50^2}{2} = 6008$$

$$M_{(+)} = 4612.75 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.- $X_{izq} = X_{der}$

$$X = \left[\frac{2 \times 6069}{1734} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 6069}{1734} \right)^2 - \frac{8 \times 6008}{1734}} \right] \times 0.50$$

$$X = 1.1934 \text{ m}$$

Barras AC, BD, GI y JH

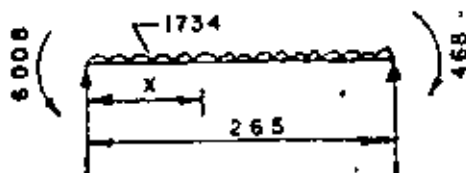


Fig. 53

$$V_{\text{isost}} = \frac{1734 \times 2.65}{2} = 2297.55 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{6008 - 468}{2.65} = 2090.57 \text{ Kg.}$$

$$V_{AC} = 2297.55 + 2090.57 = 4388.12 \text{ Kg.}$$

$$V_{CA} = 2297.55 - 2090.57 = 206.98 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$X = \frac{4388.12}{1734} = 2.5306 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 4388.12 \times 2.53 - \frac{1734 \times 2.53^2}{2} - 6008$$

$$M_{(+)} = -455.64 \text{ Kg-m (No hay momento positivo)}$$

Barras CE, DF, EG y FH

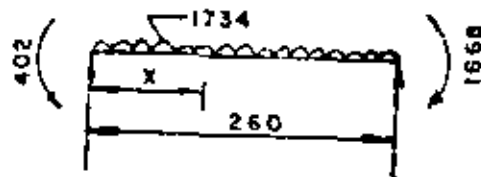


Fig. 54

$$V_{\text{sost}} = \frac{1734 \times 2.60}{2} = 2254.20 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{1668 - 402}{2.60} = 486.92 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{CE}} = 2254.20 - 486.92 = 1767.28 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{EC}} = 2254.20 + 486.92 = 2741.12 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{1767.28}{1734} = 1.0192 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 1767.28 \times 1.02 - \frac{1734 \times 1.02^2}{2} - 402$$

$$M_{(+)} = 498.60 \text{ Kg-m}$$

CUARTO CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

PLANTA DE BOMBEO "EL JARONCILLO"
CHICAYAN, PER.

ING. FILIBERTO CAMPOS JUAREZ
NOVIEMBRE DE 1981

3A. PARTE

Para momento nulo:

$$x_{izq} = \left[\frac{2 \times 1767.28}{1734} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 1767.28}{1734} \right)^2 - \frac{8 \times 402}{1734}} \right] \times 0.50$$

$$x_{izq} = 0.2608$$

$$x_{der} = \left[\frac{2 \times 2741.12}{1734} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 2741.12}{1734} \right)^2 - \frac{8 \times 1668}{1734}} \right] \times 0.50$$

$$x_{der} = 0.8225 \text{ m}$$

4.10.4.- DISEÑO

4.10.4.1.- Barras exteriores de 7.00 m.

$$M_{(-)m\acute{a}x} = 6008 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)m\acute{a}x} = 4613 \text{ Kg-m}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 6069 \text{ Kg.}$$

Acero de refuerzo:

$$A_s(-) = \frac{600 \times 800}{2000 \times 0.90 \times 45} = 7.42 \text{ cm}^2 < 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm (As = 7.47 cm²)

$$A_{s(+)} = \frac{461\ 300}{2000 \times 0.90 \times 45} = 5.70 \text{ cm}^2 < 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm ($A_s = 7.47 \text{ cm}^2$)

$$A_{s_t} = 7.50 \text{ cm}^2$$

Varillas 4C a cada 17 cm ($A_s = 7.47 \text{ cm}^2$)

4.10.4.2.- Barras exteriores de 2.65 y 2.60 m

$$M_{(-)\text{máx}} = 6008 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 499 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 4388 \text{ Kg.}$$

Acero de refuerzo:

$$A_{s(-)} = \frac{600\ 800}{2000 \times 0.90 \times 45} = 7.42 \text{ cm}^2 < 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm

$$A_{s(+)} = \frac{49\ 900}{2000 \times 0.90 \times 45} = 0.62 \text{ cm}^2 < 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm

Revisión por cortante:

$$\tau_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{calc} = \frac{6069}{100 \times 45} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.35 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bien}$$

Revisión por adherencia:

$$\tau_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_0 = \frac{4 \times 7.48}{1.27} = 23.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{calc} = \frac{6069}{23.56 \times 0.90 \times 45} = 6.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$6.36 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bien}$$

4.10.5.- CROQUIS DEL REFUERZO.

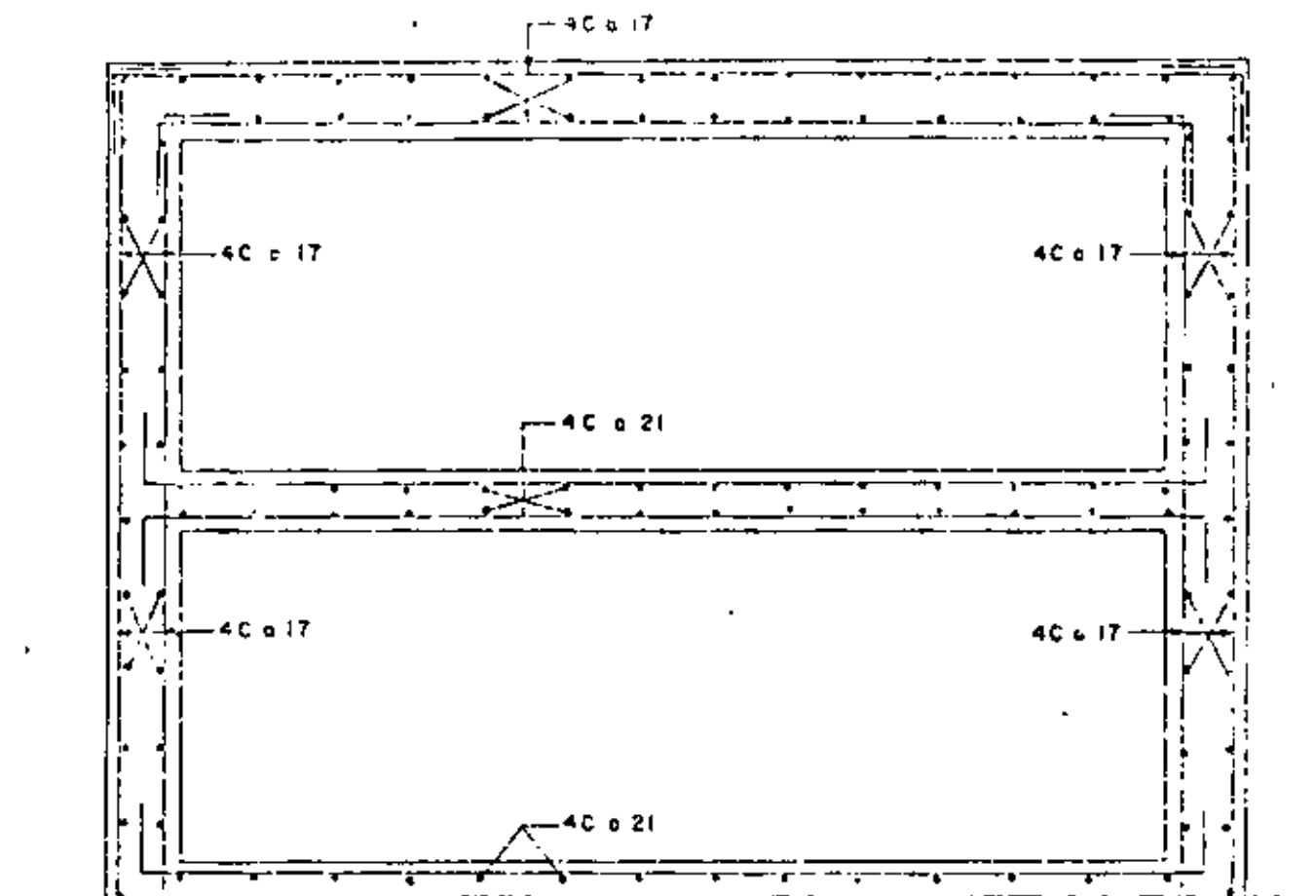


Fig. 5f

4.11.- CALCULO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE CIMENTACION.-

Peso de la bomba + motor + columna de agua = 9000 Kg.

$$P_5 = 0.40 \times 0.40 \times 8.00 \times 2400 \times 10 = 30\,720 \text{ Kg.}$$

4.11.1.6.- Peso de la losa superior.

$$P_6 = (0.15 \times 2.20 \times 5.50 \times 2400) \times 4 = 17\,424 \text{ Kg.}$$

4.11.1.7.- Descansos.

$$P_7 = (0.80 \times 1.00 \times 0.10 \times 2400) \times 12 = 2\,304 \text{ Kg.}$$

4.11.1.8.- Cárcamos.

$$A = 8 \times 0.50 \times 2.20 + 2 \times 7.50 \times 0.50 + 3 \times 7.50 \times 0.40$$

$$A = 25.30 \text{ m}^2$$

$$V = 25.30 \times 13.40 = 339.02 \text{ m}^3$$

$$P_8 = 339.02 \times 2400 = 813\,648 \text{ Kg.}$$

4.11.1.9.- Peso del agua

$$A = 2.20 \times 6.50 \times 4 = 57.20 \text{ m}^2$$

$$P_9 = 57.20 \times 3.95 \times 1000 = 225\,940 \text{ Kg.}$$

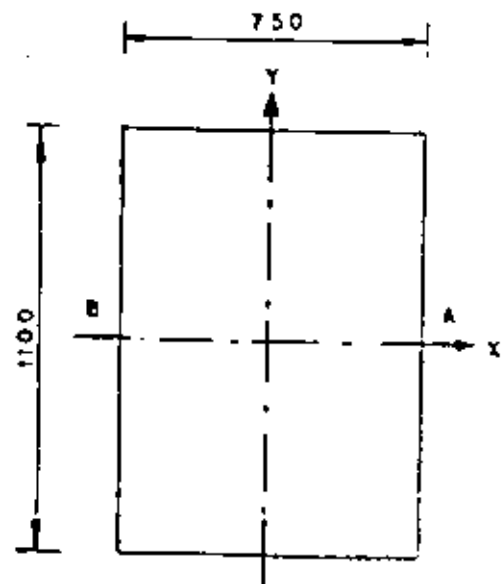


Fig. 56

CON- CEPTO	CARGA (Kg)	X (m)	Y (m)	M _x (Kg-m)	M _y (Kg-m)
P ₁	60 000	2.25	0	0	135 000
P ₂	82 500	0	0	0	0
P ₃	19 800	0	0	0	0
P ₄	48 720	0	0	0	0
P ₅	30 720	0	0	0	0
P ₆	17 424	0	0	0	0
P ₇	2 304	1.06	0	0	5 308
P ₈	813 648	0	0	0	0
P ₉	225 940	0	0	0	0
Σ	1'301 056				140 308

TABLA VII

4.11.2.- Características geométricas de la sección.

$$I_x = \frac{750 \times 1100^3}{12} = 831\,875 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{1100 \times 750^3}{12} = 386\,719 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$A = 1100 \times 750 = 8.25 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

4.11.3.- Esfuerzos.-

$$f_A = \frac{13.01056}{8.25} + \frac{1.40308 \times 375}{386719}$$

$$f_A = 1.5807 + 0.0014 = 1.5828 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_B = 1.5807 - 0.0014 = 1.5793 \text{ Kg/cm}^2$$

4.11.4.- Esfuerzos netos.-

Para encontrar los esfuerzos netos en la losa de cimentación debemos restar a los esfuerzos obtenidos, los esfuerzos ocasionados por el peso del agua y su peso propio.

Como no se incluyó el peso propio de la losa de cimentación - en los esfuerzos calculados únicamente restaremos el peso del agua para obtener los esfuerzos netos ya citados.

$$f_A = 1.5828 - 0.3950 = 1.1878 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_B = 1.5793 - 0.3950 = 1.1843 \text{ Kg/cm}^2$$

4.11.5.- Cálculo estructural de la losa de cimentación.

$$a = 2.65 \text{ m (claro corto)}$$

$$b = 7.00 \text{ m (claro largo)}$$

$$m = \frac{a}{b} = \frac{2.65}{7.00} = 0.38 < 0.5$$

Como la relación del claro corto al claro largo (m) es menor que 0.5 la losa se calculará en un solo sentido, siendo éste el sentido corto, como si fuera una trabe de 100 cm de ancho.

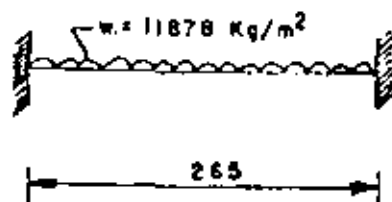


Fig. 5 7

$$M_{(-)} = \frac{11878 \times 2.65^2}{12} = 6951 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)} = 3476 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{695100}{13.69 \times 100}} = 22.53 \text{ cm.}$$

Se adopta : $d = 45 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $e = 50 \text{ cm}$

$$A_s(-) = \frac{695\ 100}{2000 \times 0.90 \times 45} = 8.58 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 5C a cada 17 cm. ($A_s = 11.65 \text{ cm}^2$)

$$A_s(+) = \frac{347\ 600}{2000 \times 0.90 \times 45} = 4.29 \text{ cm}^2 < 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a 17 cm ($A_s = 7.48 \text{ cm}^2$)

$$A_{s_t} = 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm.

Revisión por cortante.-

$$V_{\text{máx}} = \frac{11878 \times 2.65}{2} = 15\ 738 \text{ Kg.}$$

$$v_{\text{perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{calc}} = \frac{15738}{100 \times 50} = 3.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.15 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bien}$$

Revisión por adherencia:-

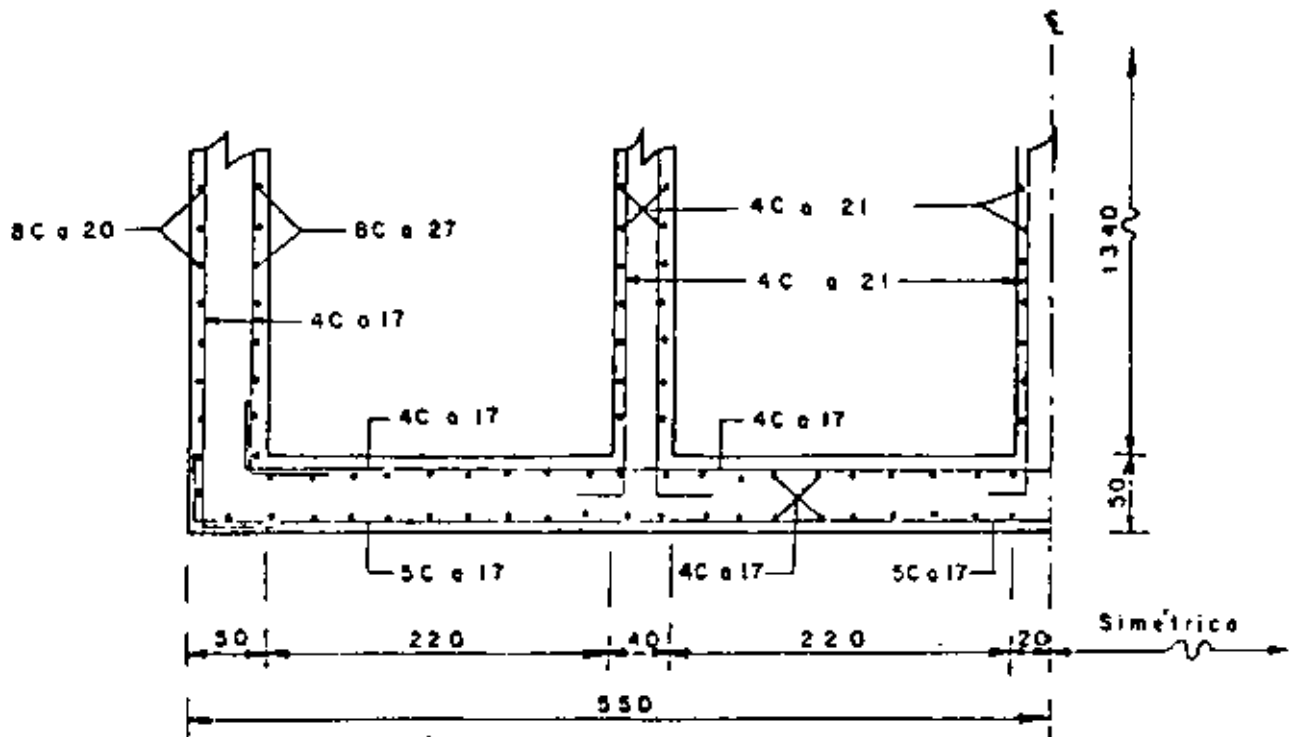
$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_0 = \frac{4 \times 11.65}{1.59} = 29.31 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{15\,738}{29.31 \times 0.90 \times 45} = 13.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$13.26 \text{ Kg/cm}^2 < 22.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{Bien}$

4.11.6.- CROQUIS DEL REFUERZO.



MEDIA ELEVACION

Fig. 58

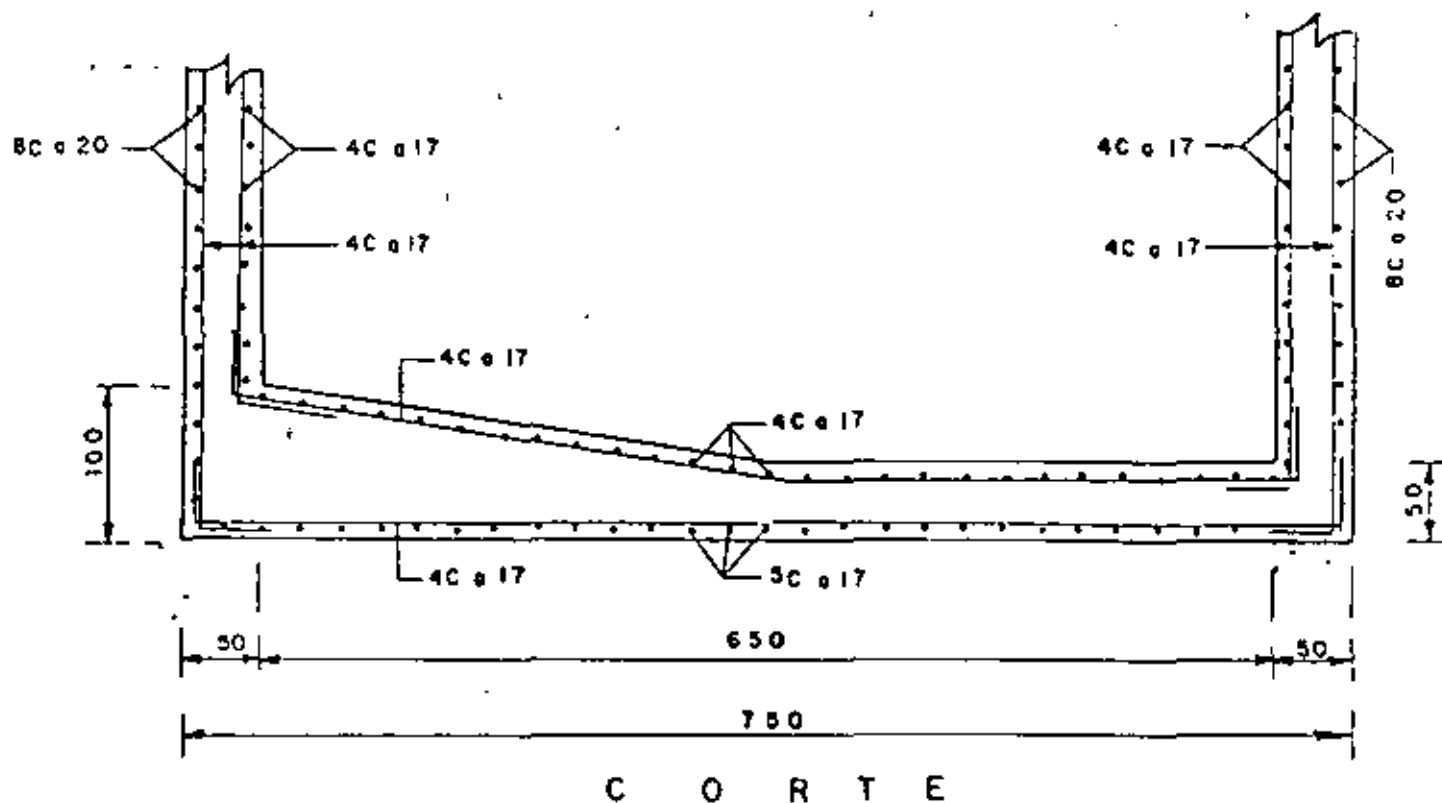


Fig. 59

4.12.- REJILLAS

En el diseño consideraremos que el peso de cada rejilla esté dentro de los límites de manejo accesibles para que pueda ser movida por personal, sin necesidad de mecanismos.

La separación entre soleras será de 5 cm.

4.12.1.- Rejilla de 65 x 106.5 cm

Núm. de soleras por metro = $\frac{100}{5} = 20$ soleras.

Carga viva considerada = 2000 Kg/m² *

(*).- Podría apoyarse en ella equipo pesado.

Carga soportada por cada solera :

$$W = \frac{2000}{20} = 100 \text{ Kg/m}$$

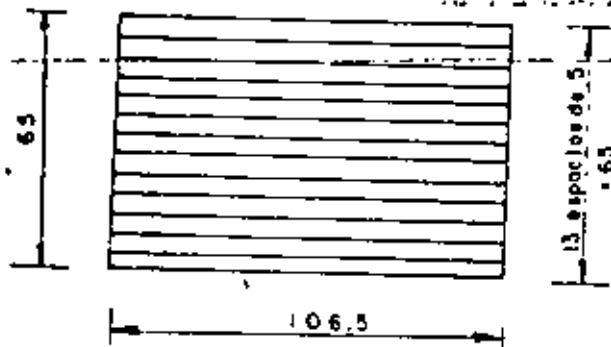


Fig. 60

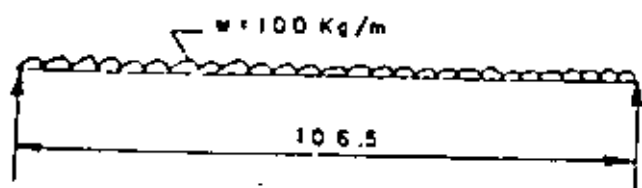


Fig. 61

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{100 \times 1.065}{2} = 53.25 \text{ Kg.}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{100 \times 1.065^2}{8} = 14.18 \text{ Kg-m}$$

Para acero tipo A-36

$$f_s = 0.60 f_y = 0.60 \times 2530 = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo de sección : } S = \frac{M}{f_B} = \frac{1418}{1520} = 0.93 \text{ cm}^3$$

Se utilizarán soleras de 1 1/4" x 1/4" (S = 1.067 cm³)

4.12.2.- Soldadura

Espesor de la soldadura: 3/16" (C = 430 Kg/cm)

Usar electrodos E 60 XX , t = 3/16"

Marco : L 1 1/2" x 1/4"

Contramarco: L 1 3/4" x 1/4"

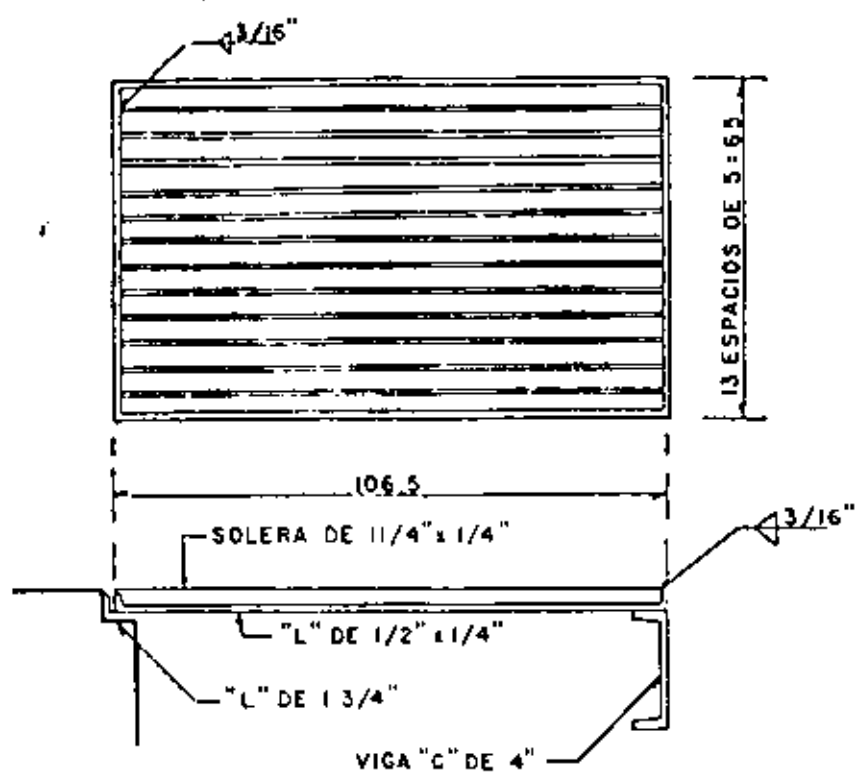


FIG. 62

Peso de la rejilla:

L 1 1/2" x 1/4" .- Long. = 3.43 m

$$W = 3.43 \times 3.48 = 11.94 \text{ Kg.}$$

Solera $1 \frac{1}{4}'' \times 1 \frac{1}{4}''$ Long. = 12.72 m

$$W = 12.72 \times 1.58 = 20.10 \text{ Kg.}$$

Peso total = 32.04 Kg.

4.12.3.- Rejilla de 97.5 x 40 cm.

Se formará con los mismos perfiles de la rejilla anterior.

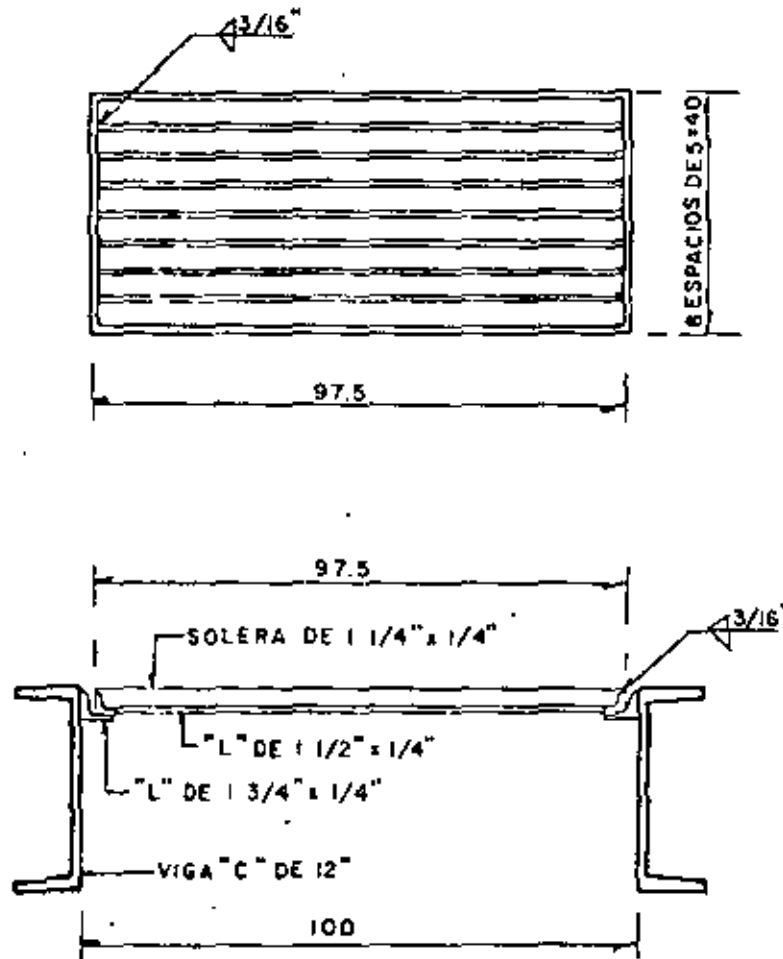


FIG. 63

Peso de la rejilla:

L 1 1/2" x 1/4" .- Long. = 2.75 m

$$W = 2.75 \times 3.48 = 9.57 \text{ Kg.}$$

Solera 1 1/4" x 1/4" .- Long. = 6.80 m

$$W = 6.80 \times 1.58 = 10.74 \text{ Kg.}$$

Peso total = 20.31 Kg.

4.12.4.- Rejilla de 75 x 74 cm

Se formará con los mismos perfiles que las anteriores.

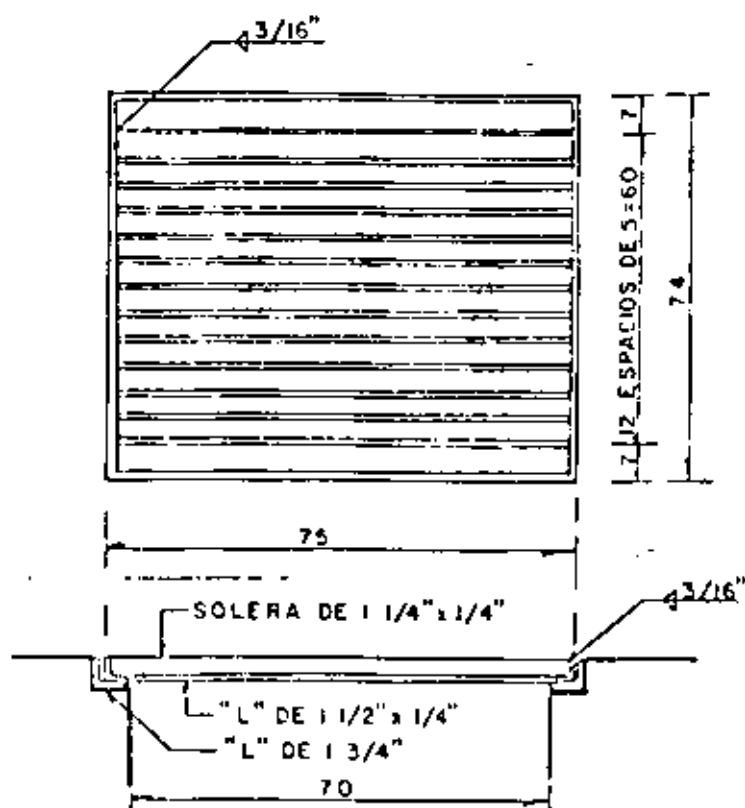


FIG. 64

Peso de la rejilla:

L 1 1/2" x 1/4" .- Long. = 2.98 m

W = 2.98 x 3.48 = 10.37 Kg.

Solera 1 1/4" x 1/4" .- Long. = 9.75 m

W = 9.75 x 1.58 = 15.41 Kg.

Peso total = 25.78 Kg.

9.- DISEÑO DE LAS MENSULAS PARA LA GRUA VIAJERA.

9.1.- Peso de la grúa viajera: 1000 Kg.

Capacidad de la grúa viajera: 5000 kg.

9.2.- Condiciones de carga.-

Suponiendo que el gancho de la grúa levanta la carga sobre la orilla, tendremos:

Reacción por peso propio 500 Kg.

Peso soportado por la grúa $\frac{5000 \text{ Kg.}}{3}$

$P = 5500 \text{ Kg.}$

9.3.- Carga de diseño.

(Carga de servicio x factor de carga)

$$V_d = \frac{4}{3} (1.5 \times 5500) = 11,000 \text{ Kg.}$$

9.4.- Cálculo del refuerzo.-

El esfuerzo cortante en el paño de la columna es:

$$v_r = \frac{V_d}{bd} = \frac{11\,000}{30 \times 60} = 6.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el elemento solamente está sujeto a cargas verticales, la ecuación que debe emplearse para determinar el porcentaje de refuerzo es:

$$P_v = \frac{V_r - 1.70 \sqrt{f'c} \left(1 - 0.5 \frac{a}{d}\right)}{110 \sqrt{f'c} \left(1 - 0.5 \frac{a}{d}\right)}$$

$$P_v = \frac{4.58 - 1.70 \sqrt{250} (1 - 0.5 \times 0.333)}{110 \sqrt{250} (1 - 0.5 \times 0.333)}$$

$$P_v = 0.0123$$

Limitaciones del porcentaje de refuerzo

$$P_v \leq 0.20 \frac{f'c}{f_y} = \frac{0.20 \times 250}{4200} = 0.0119$$

Se adopta $P_v = 0.0119$

Determinación del Area de acero

$$P_v = \frac{A_s + A_h}{bd} \quad \text{Donde } A_h = 0.50 A_s$$

$$\therefore A_s = \frac{P_v bd}{1.5} = \frac{0.0119 \times 30 \times 60}{1.5} = 14.28 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 3 varillas 8C ($A_s = 15.21 \text{ cm}^2$)

$$A_h = 0.50 \times 15.21 = 7.61 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 3 estribos 4C de dos ramas y deberán repartirse uniformemente en las dos terceras partes del peralte efecti-

vo, partiendo del paño superior.

$$(A_h = 3 \times 1.27 \times 2 = 7.62 \text{ cm}^2)$$

9.5.- Croquis del Refuerzo.-

Véase la figura siguiente.-

(fig. núm. 65)

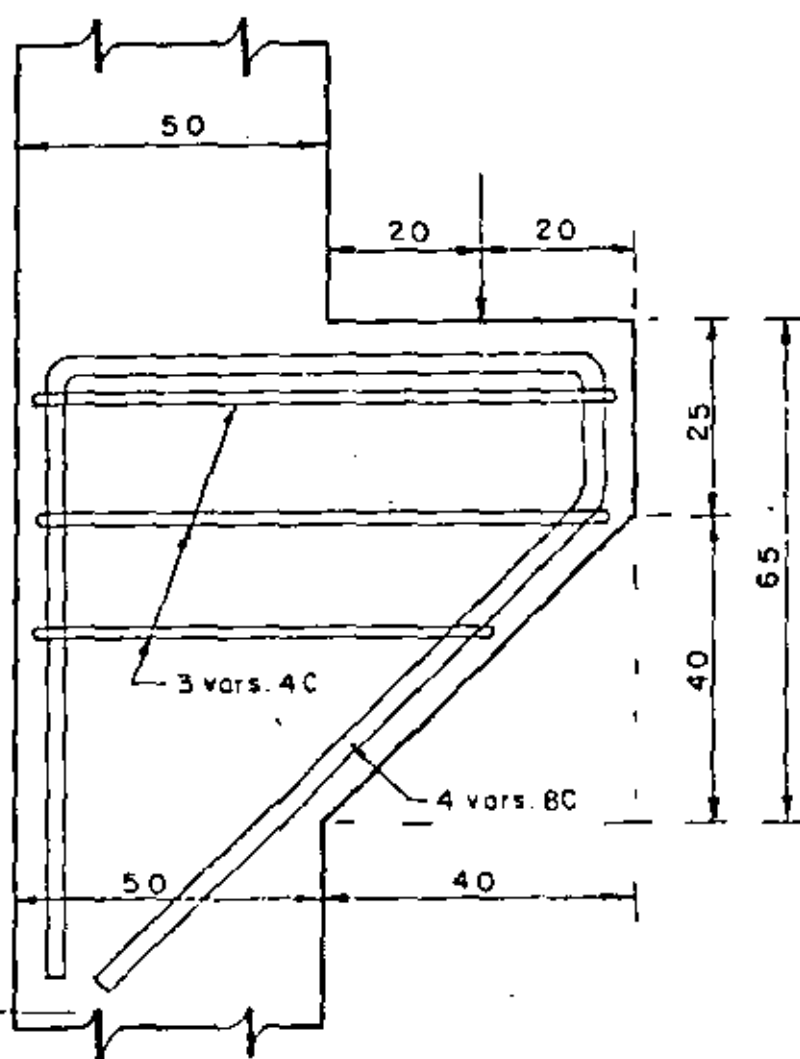


Fig. 65

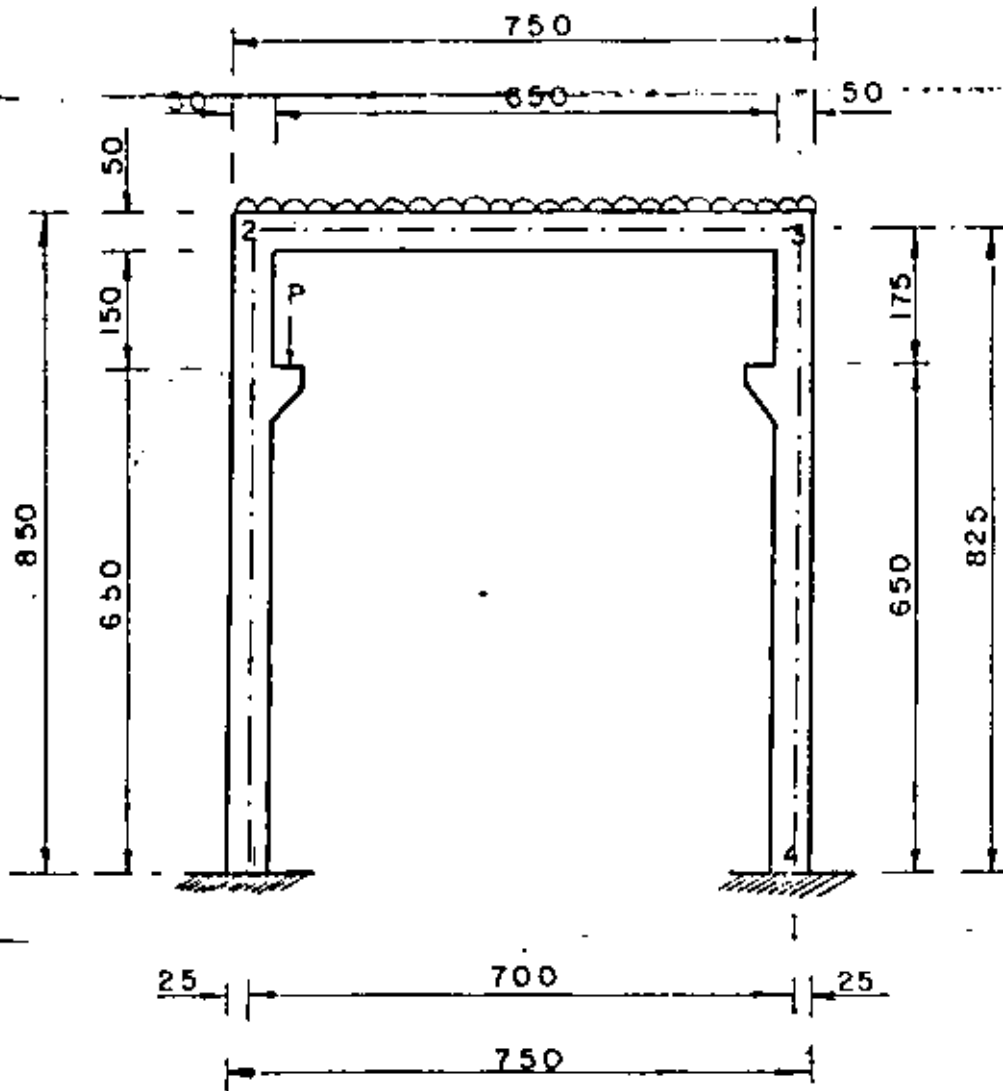


Fig. 66

10.1.- Cargas consideradas

$$\text{Carga muerta} = 2.60 \times 0.10 \times 2400 = 624 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = 2.60 \times 100 = 260 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso propio} = 0.30 \times 0.50 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}$$

$$W = 1244 \text{ Kg/m}$$

$$W = \text{Carga total} = 1244 \times 7.00 = 8708 \text{ Kg.}$$

$P_1 = 5500 \text{ Kg}$ (caso más desfavorable, cuando la grúa está ---- en la orilla izquierda, trabajando a la capacidad especificada).

10.2.- Análisis del Marco.-

Analizaremos el marco de acuerdo a los ejemplos 3.3, página 54 y 3.18, página 66 del Tomo "Arcos y Pórticos" de Valerian-Leontovich, Cuarta edición de 1970.

Posteriormente superpondremos los efectos de cada caso, integrando así la solución final del marco en cuestión.

10.2.1.- Marco con carga vertical uniformemente repartida sobre la viga superior.

$$I_{1-2} = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312\,500 \text{ cm}^4 = I_{2-3}$$

$$I_{1-2} = I_{2-3} = 0.003125 \text{ m}^4$$

$$\varphi = \frac{I_{1-2}}{I_{2-3}} \frac{L}{h} = \frac{7.00}{8.25} = 0.8485$$

$$D = 2 \left(1 + \frac{6}{\varphi} \right) = 2 \left(1 + \frac{6}{0.8485} \right) = 16.1429$$

$$F = 6 \left(2 + \frac{1}{\varphi} \right) = 6 \left(2 + \frac{1}{0.8485} \right) = 19.0714$$

$$M_1 = M_4 = \frac{W L}{2 F} = \frac{8708 \times 7.00}{2 \times 19.0714} = 1598.10 \text{ Kg-m}$$

~~$$M_2 = M_3 = \frac{W L}{F} = \frac{8708 \times 7.00}{19.0714} = 3196.20 \text{ Kg-m}$$~~

En el sitio de la ménsula ($Y_1 = 6.50 \text{ m}$)

$$M_{Y_1} = M_2 \frac{Y_1}{h} + M_1 \left(1 - \frac{Y_1}{h} \right)$$

$$M_{6.50} = - 3196.20 \frac{6.50}{8.25} + 1598.10 \left(1 - \frac{6.50}{8.25} \right)$$

$$M_{6.50} = - 2179.23 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = H_4 = \frac{3 M_1}{h} = \frac{3 \times 1598.10}{8.25} = 581.13 \text{ Kg.}$$

$$V_1 = V_4 = \frac{W}{2} = 4354 \text{ Kg.}$$

10.2.2.- Marco con carga vertical concentrada sobre la ménsula.

$$M = P V = 5500 \times 0.45 = 2475 \text{ Kg - m}$$

$$g = \frac{m}{h} = \frac{6.50}{8.25} = 0.7879$$

$$J = 2g - 3g^2 = 2 \times 0.79 - 3 \times 0.79^2 = - 0.2865$$

$$K = 1 - 2g + (1 + \phi) (J + 4g - 2)$$

$$K = 1 - 2 \times 0.79 + (1.8485) (-0.29 + 4 \times 0.79 - 2)$$

$$K = 1.0232$$

$$M_1 = \frac{M}{\phi} \left(\frac{3K}{F} - \frac{D\phi - 12q}{2D} \right)$$

$$M_1 = \frac{2475}{0.8485} \left(\frac{3 \times 1.0232}{190714} - \frac{16.1429 \times 0.8485 - 12 \times 0.7879}{2 \times 16.1429} \right)$$

$$M_1 = 86.19 \text{ Kg-m}$$

$$M_4 = \frac{M}{\phi} \left(\frac{3K}{F} + \frac{D\phi - 12q}{2D} \right)$$

$$M_4 = \frac{2475}{0.8485} \left(\frac{3 \times 1.0232}{19.0714} + \frac{16.1429 \times 0.8485 - 12 \times 0.7879}{2 \times 16.1429} \right)$$

$$M_4 = 852.78 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = - \frac{3M}{\phi} \left(\frac{J}{F} - \frac{2q}{D} \right)$$

$$M_2 = - \frac{3 \times 2475}{0.8485} - \frac{0.2865}{19.0714} - \frac{2 \times 0.7879}{16.1429}$$

$$M_2 = + 985.67 \text{ Kg-m}$$

$$M_3 = - \frac{3M}{\phi} \left(\frac{J}{F} + \frac{2q}{D} \right)$$

$$M_3 = -\frac{3 \times 2475}{0.8485} \left(\frac{-0.2865}{19.0714} + \frac{2 \times 0.7879}{16.1429} \right) = -722.75 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = H_4 = \frac{M}{h} \left[\frac{1}{2} + \frac{3 \cdot (J + K)}{\beta F} \right]$$

$$H_1 = H_4 = \frac{2475}{8.25} \left[0.5 + \frac{3 \cdot (-0.2865 + 1.0232)}{0.8485 \times 19.0714} \right]$$

$$H_1 = H_4 = 190.97 \text{ Kg.}$$

$$V_4 = \frac{12 \text{ MG}}{DL\beta} = \frac{12 \times 2475 \times 0.7879}{16.1429 \times 7.00 \times 0.8485} = 244.06 \text{ Kg.}$$

$$V_1 = P - V_4 = 5500 - 244.06 = 5255.94 \text{ Kg.}$$

$$\text{Para } y_1 = m = 6.50 \text{ m}$$

$$MT_1 = M_1 \frac{h}{h} - (M - M_2) \frac{M}{h}$$

$$MT_1 = \frac{86.19 \times 1.75}{8.25} - (2475 - 985.67) \frac{6.50}{8.25}$$

$$MT_1 = -1155.13 \text{ Kg - m}$$

$$MT_2 = (M + M_1) \frac{h}{h} + M_2 \frac{(M)}{h}$$

$$MT_2 = (2475 + 86.19) \frac{1.75}{8.25} + 985.67 \frac{6.50}{8.25}$$

$$MT_2 = 1319.87 \text{ Kg-m}$$

10.2.3.- RESUMEN.-

a).- En el punto 1:

$$M_1 = 1598.10 + 86.19 = 1684.29 \text{ Kg - m}$$

$$H_1 = 581.13 + 190.97 = 772.10 \text{ Kg.}$$

$$V_1 = 4354.00 + 5255.94 = 9609.94$$

b).- En el punto Y_1 : (a 6.50 m arriba del punto 1)

$$MT_1 = - 2179.23 - 1155.13 = - 3334.36 \text{ Kg-m}$$

$$MT_2 = 0 + 1319.87 = 1319.87 \text{ Kg - m}$$

c).- En el punto 2 :

$$M_2 = - 3196.20 + 985.67 = - 2210.53 \text{ Kg - m}$$

d).- En el punto 3 :

$$M_3 = - 3196.20 - 722.75 = - 3918.95 \text{ Kg - m}$$

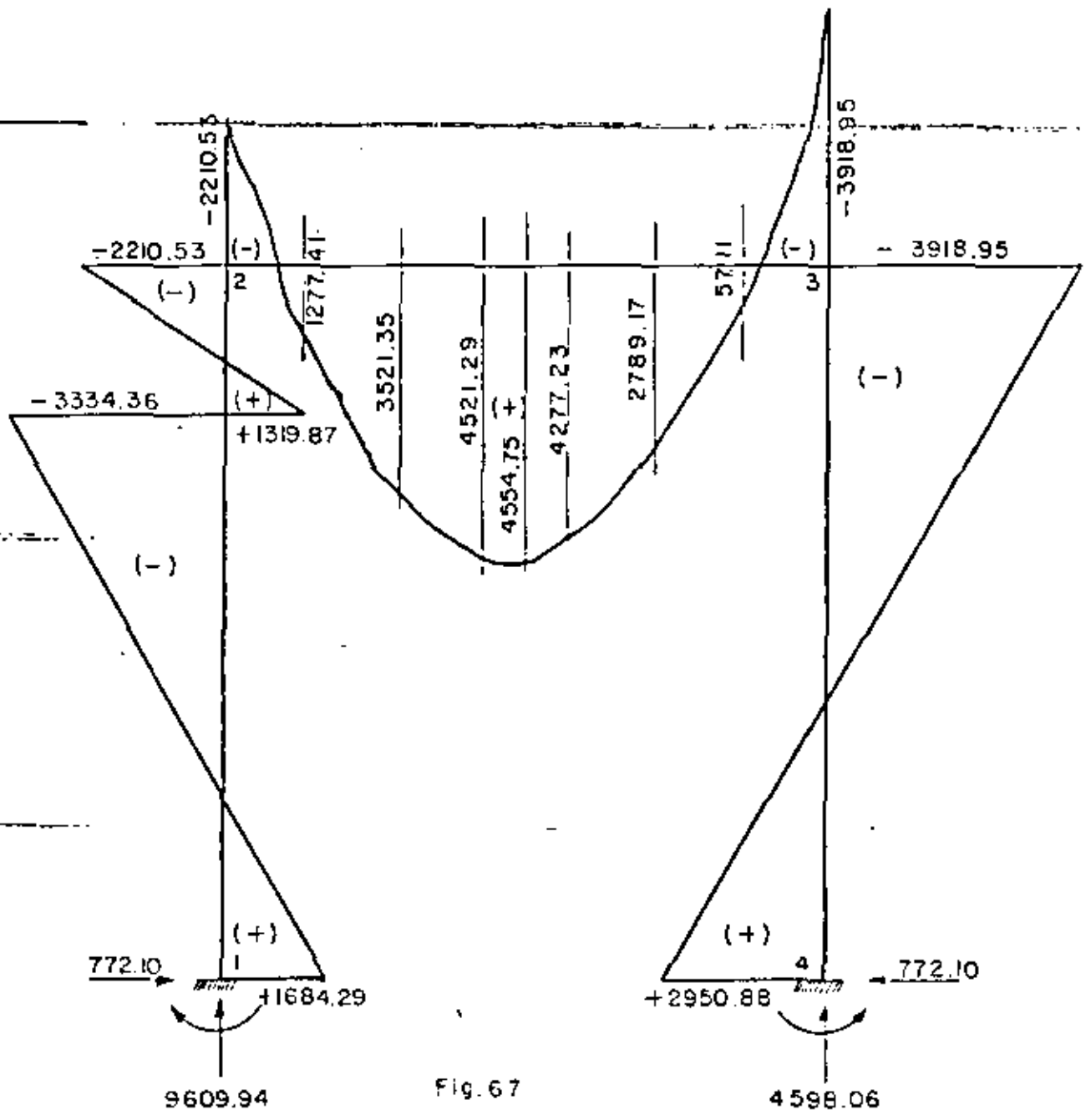
e).- En el punto 4 :

$$M_4 = 1598.10 + 852.78 = 2450.88 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$H_4 = 581.13 + 190.97 = 772.10 \text{ Kg.}$$

$$V_4 = 4354 + 244.06 = 4598.06 \text{ Kg.}$$

10.2.4.- DIAGRAMA DE MOMENTOS.-



10.2.5.- Proporciónamiento del acero de refuerzo.

Para diseño :

$$M_{(-)} = 3918.95 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)} = 4554.75 \text{ Kg -m}$$

$$V_{\text{máx}} = 9609.94 \text{ Kg.}$$

$$d = \sqrt{\frac{455475}{14.61 \times 30}} = 32.24 \text{ cm.}$$

Se adopta: $d = 45 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$.

a).- Para la viga:

$$A_s (-) = \frac{391895}{2000 \times 0.90 \times 45} = 4.83 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 varillas 5C corridas y un bastón 5C de 1.05 m de longitud proveniente de una varilla doblada del lecho inferior, en los extremos. ($A_s = 5.94 \text{ cm}^2$)

$$A_s (+) = \frac{455475}{2000 \times 0.90 \times 45} = 5.62 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 3 varillas 5C, dos corridas hasta los extremos y una doblada que servirá para absorber momento negativo.

$$\text{Estribos.- } V_r = 4.62 \times 30 \times 45 = 6237 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 9610 \text{ Kg.}$$

$$V_e = V_c - V_r = 9610 - 6237 = 3373 \text{ Kg.}$$

Utilizando estribos 3 C de 2 ramas, la separación será:

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 2000 \times 0.90 \times 45}{3373} = 34.10 \text{ cm}$$

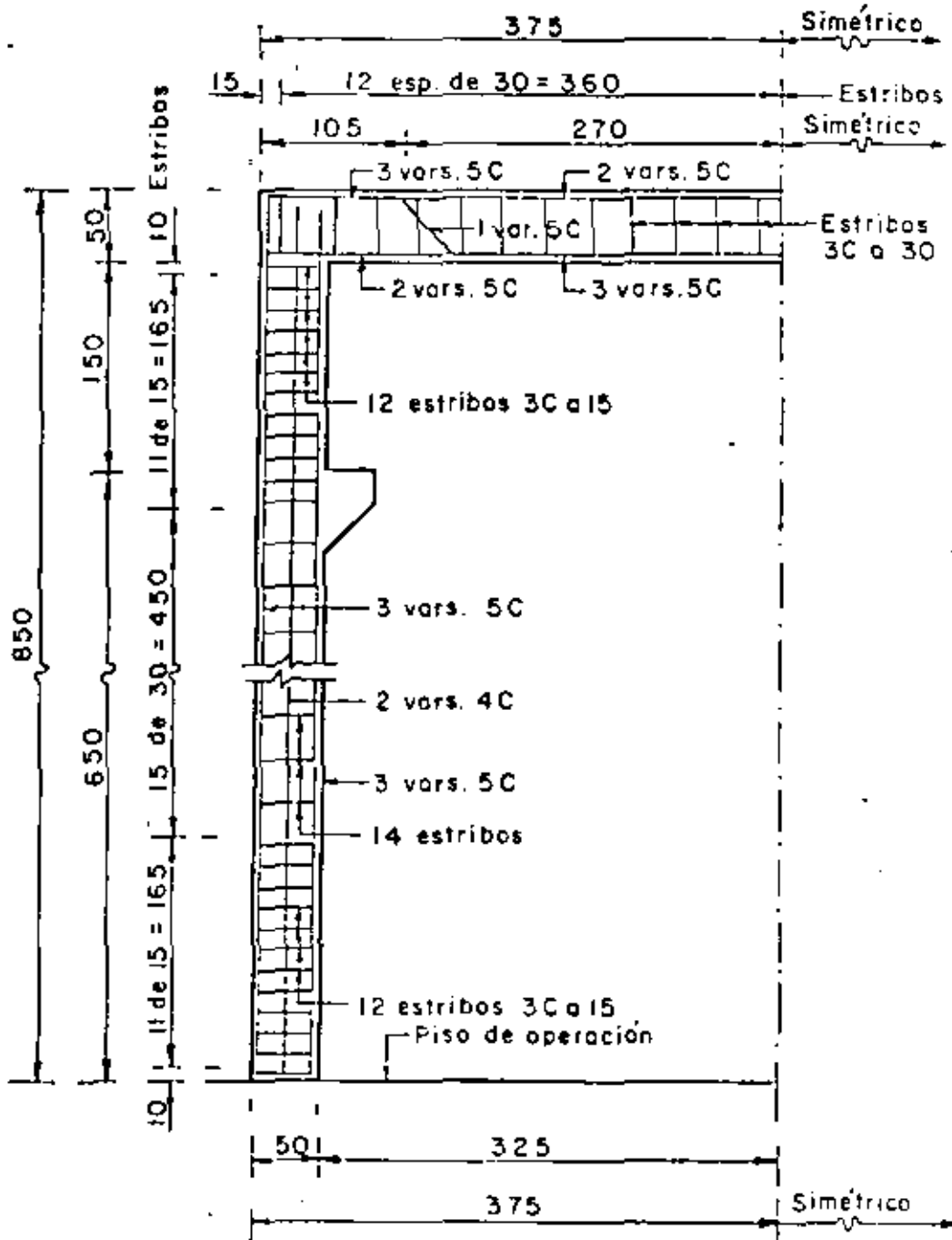
Se colocarán estribos 3C de dos ramas a cada 30 cm.

b).- Para las columnas:

$$A_s = \frac{455\,475}{2000 \times 0.90 \times 45} = 5.62$$

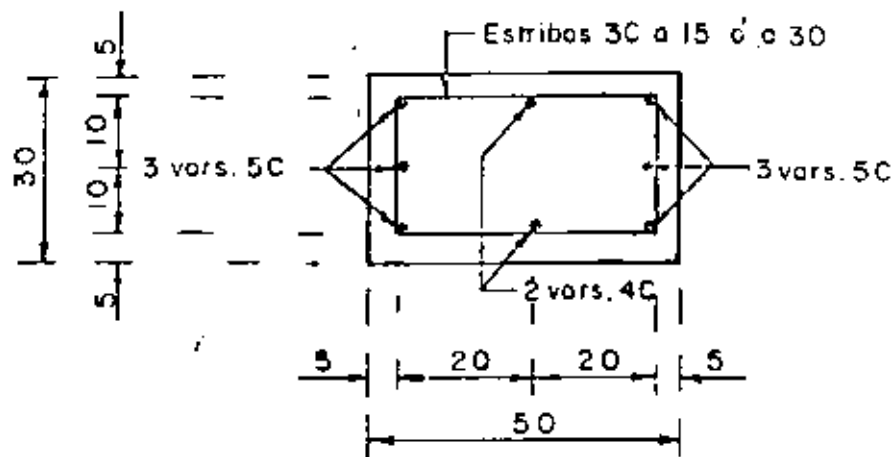
Se colocarán 3 varillas 5C en cada cara corta de la columna, y estribos 3C de 2 ramas a cada 15 cm en la Sa. parte de sus extremos y a cada 30 en el resto de la columna.

10.2.6.- CROQUIS DEL REFUERZO.



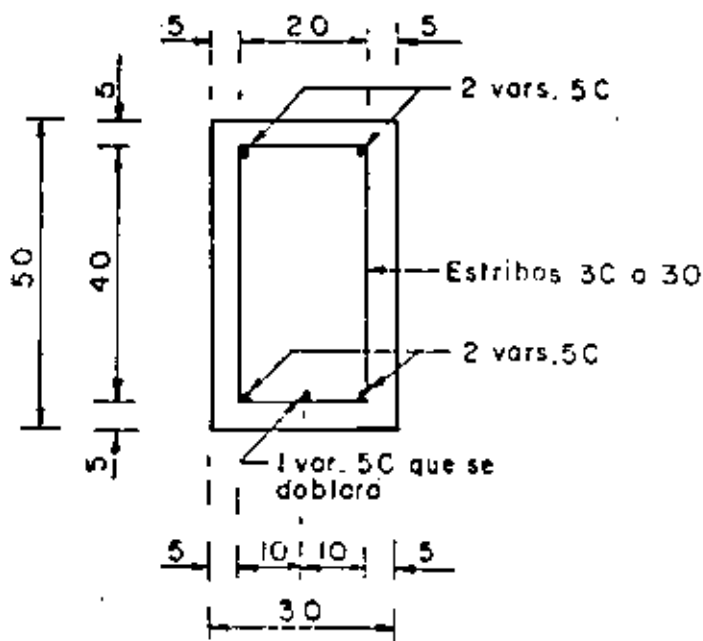
MEDIA ELEVACION

Fig. 68



COLUMNA.— CORTE

Fig. 69



VIGA.— CORTE

Fig. 70

CUBICACIONES

1.- EXCAVACIONES

1.- CANAL DE LLANADA.-

$$\text{Est. } 0+000 \quad H = 13.60 - 12.29 - 1.30 = 0 \text{ m}$$

$$A_1 = (1.20 + 2 \times 1.30) 1.30 = 4.94 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+020 \quad H = 14.04 - 12.25 - 1.30 = 0.49 \text{ m}$$

$$A_2 = 4.94 + (14.40 + 16.36) 0.5 \times 0.49 = 12.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+040 \quad H = 14.72 - 12.21 - 1.30 = 1.21 \text{ m}$$

$$A_3 = 4.94 + (14.40 + 19.24) 0.5 \times 1.21 = 25.29 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+060 \quad H = 15.32 - 12.17 - 1.30 = 1.85 \text{ m}$$

$$A_4 = 4.94 + (14.40 + 21.80) 0.5 \times 1.85 = 38.43 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+080 \quad H = 15.77 - 12.13 - 1.30 = 2.34 \text{ m}$$

$$A_5 = 4.94 + (14.40 + 23.76) 0.5 \times 2.34 = 49.59 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+100 \quad H = 16.16 - 12.09 - 1.30 = 2.77 \text{ m}$$

$$A_6 = 4.94 + (14.40 + 25.48) 0.5 \times 2.77 = 60.17 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+120 \quad H = 16.62 - 12.05 - 1.30 = 3.27 \text{ m}$$

$$A_7 = 4.94 + (14.40 + 27.48) 0.5 \times 3.27 = 73.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+140 \quad H = 17.15 - 12.01 - 1.30 = 3.84 \text{ m}$$

$$A_8 = 4.94 + (14.40 + 29.76) 0.5 \times 3.84 = 89.73 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+160 \quad H = 17.61 - 11.97 - 1.30 = 4.34 \text{ m}$$

- $A_9 = 4.94 + (14.40 + 31.76) 0.5 \times 4.34 = 105.11 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 180 \text{ H} = 18.26 - 11.93 - 1.30 = 5.03 \text{ m}$
- $A_{10} = 4.94 + (14.40 + 34.52) 0.5 \times 5.03 = 127.97 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 200 \text{ H} = 18.57 - 11.89 - 1.30 = 5.38 \text{ m}$
- $A_{11} = 4.94 + (14.40 + 35.92) 0.5 \times 5.38 = 140.30 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 220 \text{ H} = 19.31 - 11.85 - 1.30 = 6.16 \text{ m}$
- $A_{12} = 4.94 + (14.40 + 39.04) 0.5 \times 6.16 = 169.54 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 240 \text{ H} = 19.75 - 11.81 - 1.30 = 6.64 \text{ m}$
- $A_{13} = 4.94 + (14.40 + 40.96) 0.5 \times 6.64 = 188.74 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 260 \text{ H} = 20.49 - 11.77 - 8.30 = 0.42 \text{ m}$
- $A_{14} = 203.74 + (50.40 + 52.09) 0.5 \times 0.42 = 225.26 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 280 \text{ H} = 21.21 - 11.73 - 8.30 = 1.18 \text{ m}$
- $A_{15} = 203.74 + (50.40 + 55.12) 0.5 \times 1.18 = 266.00 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 300 \text{ H} = 21.92 - 11.69 - 8.30 = 1.93 \text{ m}$
- $A_{16} = 203.74 + (50.40 + 58.12) 0.5 \times 1.93 = 308.46 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 320 \text{ H} = 22.42 - 11.65 - 8.30 = 2.47 \text{ m}$
- $A_{17} = 203.74 + (50.40 + 60.28) 0.5 \times 2.47 = 340.43 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 340 \text{ H} = 23.07 - 11.61 - 8.30 = 3.16 \text{ m}$
- $A_{18} = 203.74 + (50.40 + 63.04) 0.5 \times 3.16 = 382.98 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 360 \text{ H} = 23.64 - 11.57 - 8.30 = 3.77 \text{ m}$
- $A_{19} = 203.74 + (50.40 + 65.48) 0.5 \times 3.77 = 422.17 \text{ m}^2$
- Est. $0 + 380 \text{ H} = 23.78 - 11.53 - 8.30 = 3.95 \text{ m}$

$$A_{20} = 203.74 + (50.40 + 66.20) 0.5 \times 3.95 = 434.06 \text{ m}^2$$

141

$$\text{Est. } 0+400 \text{ H} = 24.50 - 11.49 - 8.30 = 4.84 \text{ m}$$

35

$$A_{21} = 203.74 + (50.40 + 69.76) 0.5 \times 4.84 = 494.53 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 403.80 \text{ H} = 24.79 - 11.48 - 8.30 = 5.01 \text{ m}$$

$$A_{22} = 203.74 + (50.40 + 70.44) 0.5 \times 5.01 = 506.44 \text{ m}^2$$

VOLUMENES.- (H = 20 m)

$$V_{1-2} = (4.94 + 12.48 + \sqrt{4.94 \times 12.48}) 6.667 = 168.48 \text{ m}^3$$

$$V_{2-3} = (12.48 + 25.29 + \sqrt{12.48 \times 25.29}) 6.667 = 370.24 \text{ "}$$

$$V_{3-4} = (25.29 + 38.43 + \sqrt{25.29 \times 38.43}) 6.667 = 632.63 \text{ "}$$

$$V_{4-5} = (38.43 + 49.59 + \sqrt{38.43 \times 49.59}) 6.667 = 878.06 \text{ "}$$

$$V_{5-6} = (49.59 + 60.17 + \sqrt{49.59 \times 60.17}) 6.667 = 1095.90 \text{ "}$$

$$V_{6-7} = (60.17 + 73.41 + \sqrt{60.17 \times 73.41}) 6.667 = 1333.61 \text{ "}$$

$$V_{7-8} = (73.41 + 89.73 + \sqrt{73.41 \times 89.73}) 6.667 = 1528.67 \text{ "}$$

$$V_{8-9} = (89.73 + 105.11 + \sqrt{89.73 \times 105.11}) 6.667 = 1946.37 \text{ "}$$

$$V_{9-10} = (105.11 + 127.97 + \sqrt{105.11 \times 127.97}) 6.667 = 2327.05 \text{ "}$$

$$V_{10-11} = (127.97 + 140.30 + \sqrt{127.97 \times 140.30}) 6.667 = 2631.75 \text{ "}$$

$$V_{11-12} = (140.30 + 169.54 + \sqrt{140.30 \times 169.54}) 6.667 = 3093.79 \text{ "}$$

$$V_{12-13} = (169.54 + 188.74 + \sqrt{169.54 \times 188.74}) 6.667 = 3581.08 \text{ "}$$

$$V_{13-14} = (188.74 + 225.26 + \sqrt{188.74 \times 225.26}) 6.667 = 4134.62 \text{ "}$$

$$V_{14-15} = (225.26 + 266.00 + \sqrt{225.26 \times 266.00}) 6.667 = 4906.96 \text{ "}$$

$$\begin{aligned}
 V_{15-16} &= (266.00 + 308.46 + \sqrt{266.00 \times 308.46}) \cdot 6.667 = 5739.36 \text{ m}^3 \\
 V_{16-17} &= (308.46 + 340.43 + \sqrt{308.46 \times 340.43}) \cdot 6.667 = 6486.27 \text{ " } \\
 V_{17-18} &= (340.43 + 382.98 + \sqrt{340.43 \times 382.98}) \cdot 6.667 = 7229.93 \text{ " } \\
 V_{18-19} &= (382.98 + 422.17 + \sqrt{382.98 \times 422.17}) \cdot 6.667 = 8048.32 \text{ " } \\
 V_{19-20} &= (422.17 + 434.06 + \sqrt{422.17 \times 434.06}) \cdot 6.667 = 8962.02 \text{ " } \\
 V_{20-21} &= (434.06 + 494.53 + \sqrt{434.06 \times 494.53}) \cdot 6.667 = 9279.33 \text{ " } \\
 V_{21-22} &= (494.53 + 506.44 + \sqrt{494.53 \times 506.44}) \cdot \frac{3.80}{3} = 1901.80 \text{ " } \\
 &= 76026.26 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

a).- Excavación para alojar cubeta

$$V = 4.94 \times 403.80 = 1994.77 \text{ m}^3$$

b).- Excavación en tajo

$$V = 76026.26 - 1994.77 = 74031.49 \text{ m}^3$$

2.- TRANSICION DE ENTRADA.-

$$\text{Est. } 0 + 403.80 \quad A = 506.44 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 411.80 \quad A_1 = (11.80 + 16.90) \cdot 0.5 \times 3.40 = 48.79 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (24.90 + 46.10) \cdot 0.5 \times 5.30 = 188.15 \text{ m}^2$$

$$A_3 = (54.10 + 75.00) \cdot 0.5 \times 5.23 = 337.65 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 574.59$$

$$V = (506.44 + 574.59 + \sqrt{506.44 \times 574.59}) \cdot \frac{8.00}{3} = 4321.25 \text{ m}^3$$

a) Excavación para alojar estructura

$$V = 48.79 \times 8.00 = 390.32 \text{ m}^3$$

b).- Excavación en tajo

V = 4321.25 - 390.32 = 3930.93 m3

5.- ESTRUCTURA DE COMPUERTAS

Est. 0 + 411.80 A = 574.59 m2

Est. 0 + 416.30 (Elev. 25.05)

A1 = (11.80 + 17.95) 0.5 x 4.10 = 60.99 m2

A2 = (25.95 + 45.55) 0.5 x 4.90 = 175.18 "

A3 = (53.55 + 74.63) 0.5 x 5.27 = 377.75 "

Atot = 573.92 "

V = (574.59 + 573.92 + $\sqrt{574.59 \times 573.92}$) $\frac{4.50}{3}$ = 2584.15 m3

a).- Excavación para alojar estructura

V = 60.99 x 4.50 = 274.46 m3

b).- Excavación en tajo

V = 2584.15 - 274.46 = 2309.70 m3

6.- CONDUCTO CUBIERTO.- (16.00 m)

Est. 0+416.30 A = 573.92 m2

Est. 0+432.30 A1 = (11.80 + 14.83) 0.50 x 2.02 = 26.90 m2

A2 = (22.83 + 41.55) 0.5 x 6.68 = 215.03 "

A3 = (49.55 + 72.75) 0.5 x 5.80 = 354.09 "

Atot = 596.02

V = (573.92 + 596.02 + $\sqrt{573.92 \times 596.02}$) $\frac{16.00}{3}$ = 9358.96 m3

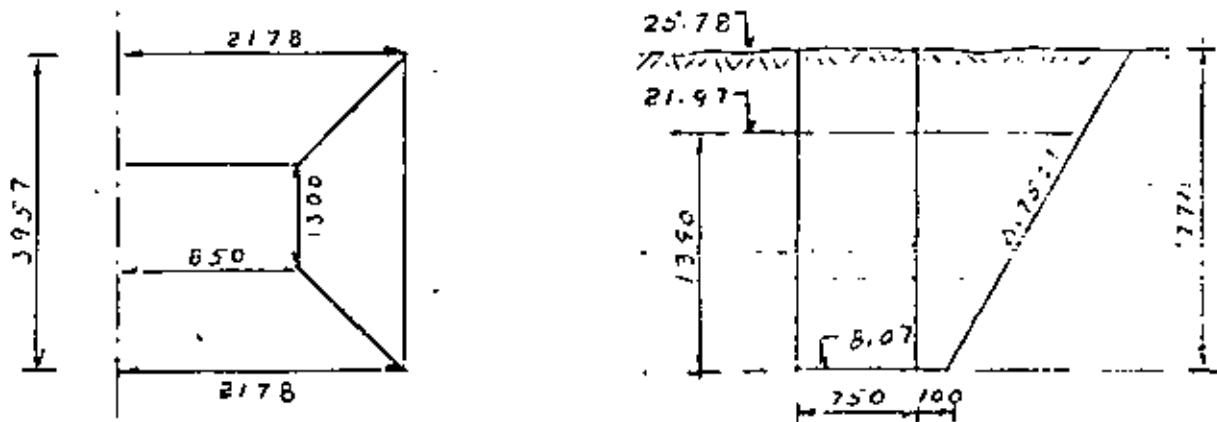
a).- Excavación para alojar estructura

$$V = 26.90 \times 16.00 = 430.40 \text{ m}^3$$

b).- Excavación en tajo

$$V = 9358.96 - 430.40 = 8928.56 \text{ m}^3$$

7.- CARCAMOS



$$\begin{aligned}
 A_i &= 8.50 \times 13.00 = 110.50 \text{ m}^2 \\
 A_s &= 21.78 \times 39.57 = 861.83 \text{ m}^2 \\
 H &= 17.71 \text{ m} \\
 V &= \left(110.50 + 861.83 + \sqrt{110.50 \times 861.83} \right) \frac{17.71}{3} = 7561.74 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

A la elev. 21.97

$$A_i = 110.50 \text{ m}^2$$

$$A_s = 18.92 \times 33.85 = 640.44 \text{ m}^2$$

$$V = \left(110.50 + 640.44 + \sqrt{110.50 \times 640.44} \right) \frac{13.90}{3} = 4711.93 \text{ m}^3$$

a).- Excavación para alojar estructura

JJ

$$V = 4711.93 \text{ m}^3$$

b).- Excavación en tajo

$$V = 7561.74 - 4711.93 = 2849.81 \text{ m}^3$$

11.- RELLENOS COMPACTADOS

1.- CONDUCTO CUBIERTO

a).- De la est. 0 + 416.30 a la est. 0 + 420.15 (3.85 m)

$$A = 26.90 - 2.02 \times 10.80 = 5.08 \text{ m}^2$$

$$V_a = 5.08 \times 3.85 = 19.56 \text{ m}^3$$

b).- De la est. 0 + 420.15 a la est. 0 + 432.30 (12.15 m)

$$A_1 = 26.90 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 26.90 + 215.03 \quad 49.55 + 68.35 \quad 0.5 \times 4.70 = 519.00 \text{ m}^2$$

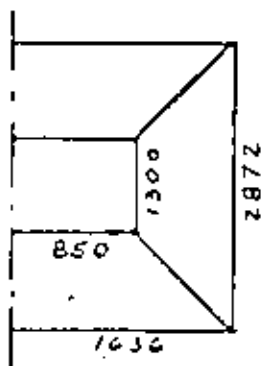
$$V = \frac{(26.90 + 519.00 + \sqrt{26.90 \times 519.00}) \times 12.15}{3} = 3076.80 \text{ m}^3$$

$$V_b = 3076.80 - 2.02 \times 10.80 \times 12.15 = 2811.73 \text{ m}^3$$

$$\therefore V_{\text{tot}} = 2811.73 + 19.56 = 2831.29 \text{ m}^3$$

2.- CARCAMOS

En la elev. 18.55 (H = 10.48 m)



$$A_i = 110.50 \text{ m}^2$$

$$A_s = 16.36 \times 28.72 = 469.86 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{(110.50 + 469.86 + \sqrt{110.50 \times 469.86}) \times 10.48}{3}$$

Volúmen de excavación

$$V_e = 2823.38 \text{ m}^3$$

Volumen de carcamos: $V_c = 11 \times 7.5 \times 10.48 = 864.60 \text{ m}^3$

Vol. de relleno : $V_r = 2823.38 - 864.60 = 1958.72 \text{ m}^3$

III.- ENRROCAMIENTO

En la elev. 14.48 b = 22.90 m

En la elev. 21.97 b = 72.80 m

Long. = (11.25 + 3.05) 1.5 = 21.45 m

$$A = (22.90 + 72.80) \times 0.5 \times 21.45 = 1026.38 \text{ m}^2$$

$$V = 1026.38 \times 0.30 = 307.91 \text{ m}^3$$

IV.- SELLO DE POLIVINILO

1.- Entre transición y estructura de compuertas

$$L = 10.20 + 3.00 + 3.00 = 16.00 \text{ m}$$

2.- Entre estructura de compuertas y conducto cerrado

$$L = 10.80 + 3.30 + 3.30 = 17.40 \text{ m}$$

3.- Tres juntas dentro del conducto cerrado

$$L = (10.80 + 2.02) \times 2 \times 3 = 76.90 \text{ m}$$

Total de juntas : 111.10 m

V.- CONCRETO

21

1.- TRANSICION

Junto al canal : $e = 0.20 \text{ m}$; $L = 1.20 + 5.20 \times 2 = 11.60 \text{ m}$

Junto a rejillas: $e = 0.40 \text{ m}$; $L = 10.80 + 3.00 + 3.00 = 16.80 \text{ m}$

$e_{\text{prom}} = 0.30 \text{ m}$; $L_{\text{prom}} = 14.20 \text{ m}$

$V = 0.30 \times 14.20 \times 8.00 = 34.08 \text{ m}^3$

Dentellon : $V = 9.40 \times 0.30 \times 1.00 = 2.82 \text{ m}^3$

$V_{\text{tot. 1}} = 36.90 \text{ m}^3$

2.- ESTRUCTURA DE COMPUERTAS

a).- Muros : $V = 0.40 \times 3.30 \times 4.50 \times 4 = 23.76 \text{ m}^3$

b).- Losa : $V = 10.80 \times 0.40 \times 4.50 = 19.44 \text{ m}^3$

c).- Losa de maniobras : $V = 10.80 \times 0.15 \times 1.15 = 1.86 \text{ m}^3$

d).- Losa de compuertas deslizantes $V = (1.38 \times 0.20 + 1.40 \times 0.20) \times 10.80 = 6.00 \text{ m}^3$

Total de concreto : $V_{\text{tot. 2}} = 51.06 \text{ m}^3$

3.- CONDUCTO CUBIERTO

a).- Pantalla: $V = 1.22 \times 0.49 \times 0.40 \times 8 = 1.91 \text{ m}^3$

b).- Conducto : $A_1 = 10.80 \times 0.40 \times 2 = 8.64 \text{ m}^2$

$A_2 = 1.22 \times 0.40 \times 5 = 2.44 \text{ "}$

$A_3 = 0.20 \times 0.50 \times 16 = 0.32 \text{ "}$

11.40 m²

$V = 11.40 \times 16.00 = 182.40 \text{ m}^3$

Volumen total: $V_{\text{tot3}} = 184.31 \text{ m}^3$

4.- ESTRUCTURA DE BOMBAS

42

a).- Losa inferior del curcemo

$$V = 0.75 \times 3.25 + 0.50 \times 3.25 = 4.06 \text{ m}^3$$

b).- Muros: $A_1 = 0.50 \times 11.00 \times 2 = 11.00 \text{ m}^2$

$$A_2 = 0.50 \times 6.50 \times 2 = 6.50 \text{ "}$$

$$A_3 = 0.40 \times 6.50 \times 2 = 7.80 \text{ "}$$

$$\underline{25.30 \text{ "}}$$

$$V = 25.30 \times 13.75 = 347.88 \text{ m}^3$$

c).- Losa de operación

$$V = 8.40 \times 11.00 \times 0.15 = 13.86 \text{ m}^3$$

d).- Ducto para cables.- ($L = 28.00 \text{ m}$)

$$A = 1.00 \times 0.15 + (0.80 \times 0.15) 2 = 0.39 \text{ m}^2$$

$$V = 0.39 \times 28.00 = 10.92 \text{ m}^3$$

e).- Caseta de Operación

$$\begin{aligned} 5 \text{ marcos : } V &= (0.50 \times 7.50 \times 2 + 0.50 \times 6.50 + \frac{0.25 + 0.65}{2}) \times \\ &\quad \times 5 \times 0.30 \end{aligned}$$

$$V = 16.40 \text{ m}^3$$

$$8 \text{ alfás : } V = (0.50 \times 2.20) 0.30 \times 8 = 2.64 \text{ m}^3$$

$$16 \text{ muros : } V = (3.50 \times 2.35) 0.10 \times 16 = 13.16 \text{ m}^3$$

$$2 \text{ muros : } V = (6.50 \times 7.50) \times 0.10 \times 2 = 9.75 \text{ m}^3$$

Menos volúmen del concreto por área de ventanería y puertas.

$$A_1 = 2.00 \times 3.00 \times 8 = 48.00 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 5.00 \times 3.00 \times 1 = 15.00 \text{ "}$$

$$A_3 = 3.50 \times 4.00 \times 1 = 14.00 \text{ "}$$

$$A_4 = 1.50 \times 3.00 \times 1 = \underline{4.50 \text{ "}}$$

$$111.50 \text{ m}^2$$

$$- V = 111.50 \times 0.10 = 11.15 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 30.80 \text{ m}^3$$

f).- Losa de techo

$$V = 7.50 \times 11.00 \times 0.10 = 8.25 \text{ m}^3$$

g).- Muro perimetral en la azotea

$$V = (11.00 \times 2 + 7.20 \times 2) \times 0.15 \times 0.30 = 1.64 \text{ m}^3$$

h).- Atraque pegado al carcamo

$$V = (1.00 \times 2.15 - 0.70 \times 0.70) \times 11.00 = 18.26 \text{ m}^3$$

i).- Losa en el piso de la zona de tubos

$$V = (7.00 + 18.00) \times 0.5 \times 11.00 \times 0.15 = 20.63 \text{ m}^3$$

j).- Cuatro líneas de silletas de 0.30 de espesor

$$V = (0.70 \times 1.70 \times 4) \times 0.30 \times 4 = 5.71 \text{ m}^3$$

k).- 14 silletas de 0.20 m de espesor

$$V = (0.70 \times 0.91) \times 0.20 \times 14 = 1.78 \text{ m}^3$$

l).- Atraque en el tubo de 48" (L = 17 m)

$$V = (2.50 \times 3.50 - 0.90 \times 2 \times 0.25 \times 0.5) \times 17.00 = 131.54 \text{ m}^3$$

Volumen total del concreto en la estructura de bombas incluyendo la zona de tubería : $V_{\text{tot4}} = 595.33 \text{ m}^3$

1.- TRANSICION.- (Los traslapes se consideran de 0.60 m)

1.1.- Zona 1, de talud 1:1 a vertical (4.00 m)

Vars. 1/2 " ϕ a 12 : 34 varillas con $L_{prom} = 10.80$ m $\therefore L = 34 \times 10.80 = 367.20$ m

Vars. 1/2" ϕ a 24 : 17 varillas con $L_{prom} = 2.70$ m $\therefore L = 17 \times 2.70 = 45.90$ m

Vars. 1/2" ϕ a 24 : 17 varillas con $L_{prom} = 10.70$ m $\therefore L = 10.70 \times 17 = 181.90$ m

Varillas transversales de 1/2" ϕ a 24 : 90 varillas con $L_{prom.} = 4.30$ m $\therefore L = 90 \times 4.30 = 387$ m

1.2.- Zona 2, de talud 2:1 a talud 1:1

Vars 1/2" ϕ a 24: En cada m^2 de superficie tenemos 8 m de varilla

$A_{prom} = (11.60 \times 14.50) 0.5 \times 4.00 = 52.20$ m^2

$L = 52.20 \times 8.00 = 417.60$ m

Acero total en la transición:

Vars. 1/2" ϕ : $L_{tot} = 1400$ m ; $W_{tot} = 1400$ Kg.

2.- ESTRUCTURA DE COMPUERTAS

2.1.- Losa de piso y muros

2.1.1.- Varillas 1/2" ϕ a 15 : 30 varillas con $l = 15.90$ m

$L_1 = 30 \times 15.90 = 477$ m

2.1.2.- Vars. 1/2" ϕ a 21 : 22 vars. con $l = 11.70$ m

$L_2 = 22 \times 11.70 = 257.40$ m

2.1.3.- Vars. 1/2" ϕ a 21 .- 132 vars. con L = 4.10 m

$$L_3 = 132 \times 4.10 = 541.20 \text{ m}$$

2.1.4.- Varillas 1/2" ϕ a 21.- 240 vars con L = 4.40 m

$$L_4 = 240 \times 4.40 = 1056.00 \text{ m}$$

Total losa de piso y muros : $L_{\text{tot}} = 2331.60 \text{ m}$

2.2.- Losa de maniobras.-

2.2.1.- Vars. 1/2" ϕ a 25.- (6m/m²)

$$A = 1.15 \times 10.80 = 12.42 \text{ m}^2$$

$$L = 12.42 \times 6 = \underline{74.52 \text{ m}}$$

Total de acero de refuerzo en la estructura de compuertas.-

Vars 1/2" ϕ : $L_{\text{tot}} = 2406 \text{ m}$; $W_{\text{tot}} = 2406 \text{ KG.}$

3.- CONDUCTO CUBIERTO.-

3.1.- Losa de operación y muro

16 vars. 1/2" ϕ con l = 10.70 m ; L = 171.20 m

110 vars. 1/2" ϕ con l = 1.30 m ; L = 143.00 m

110 vars. 1/2" ϕ con l = 1.48 m ; L = 162.80 m

$$L_1 = 477.00 \text{ m}$$

3.2.- Conducto.

238 vars 5/8" ϕ con l = 11.50 m L = 3082 m

246 vars 1/2" ϕ con l = 10.90 m L = 2681.40 m

760 vars 1/2" ϕ con l = 2.22 m L = 1687.20 m

208 vars 1/2" ϕ con l = 15.90 m L = 3307.20 m

} - 7676 m

Total de acero en el conducto.-

Vars. 5/8" ϕ : L = 3082.00 m W = 4839 Kg.

Vars. 1/2" ϕ : L = 8153.00 m W = 8153 "

W_{tot} = 12992 "

9.- ESTRUCTURA DE BOMBAS

9.1.- Cárcamo

9.1.1.- Losa de cimentación

65 vars. 5/8" ϕ con l = 8.60 m L = 559.00 m

65 vars. 1/2" ϕ con l = 8.60 m L = 559.00 m

88 vars. 1/2" ϕ con L = 12.10 m L = 1064.80 m } - 1523.80 m

Parcial 1.- Vars. 5/8" ϕ L = 559.00 m W = 878 Kg.

Vars. 1/2" ϕ L = 1523.80 m W = 1524 "

2402 "

9.1.2.- Muros con 2.91 m de altura

30 vars. 1" ϕ con l = 8.60 m L = 258 m

22 vars. 1" ϕ con l = 8.20 m L = 180.40 m

84 vars 1/2" ϕ con l = 8.20 m L = 688.80 m

30 vars. 1" ϕ con l = 12.10 m L = 363.00 m

34 vars 1/2" ϕ con l = 11.30 m L = 384.20 m

622 vars 1/2" ϕ con l = 3.21 m L = 1996.62 m

Parcial 2.-

Vars. 1" ϕ L = 2901.40 m W = 3206 Kg.

Vars. 1/2" ϕ L = 3069.62 m W = 3070 Kg.

6276 Kg.

9.1.3.- Muros con 1.22 m de altura

114 Vars. 1" ϕ con l = 8.00 m L = 112.00 m

12 Vars. 3/4" ϕ con l = 7.60 m L = 91.20 m

36 Vars. 1/2" ϕ con l = 7.60 m L = 273.60 m

5 Vars. 1" ϕ con l = 12.10 m L = 60.50 m

7 Vars. 1/2" ϕ con l = 11.30 m L = 79.10 m

492 Vars. 1/2" ϕ con l = 1.52 m L = 747.84 m

Parcial 3.-

Vars. 1" ϕ L = 172.50 m W = 690.00 Kg.

Vars. 3/4" ϕ L = 91.20 m W = 205.00 Kg.

Vars. 1/2" ϕ L = 1100.54 m W = 1101.00 Kg.

1996 Kg.

9.1.4.- Muros con 2.91 m de altura

34 vars. de 3/4" ϕ con l = 8.60 m L = 292.40 m

28 vars. de 3/4" ϕ con l = 8.20 m L = 229.60 m

84 vars. de 1/2" ϕ con l = 8.20 m L = 688.80 m

34 vars. de 3/4" ϕ con l = 12.10 m L = 411.40 m

34 vars. de 1/2" ϕ con l = 11.30 m L = 384.20 m

612 vars. de 1/2" ϕ con l = 3.21 m L = 1996.62 m

Parcial 4.-

Vars. 3/4" ϕ L = 933.40 m W = 2100 Kg.

Vars. 1/2" ϕ L = 3069.62 m W = 3070 Kg.

5170 Kg.

9.1.5.- Muros de 6.36 m de altura

76 vars. 1/2" ϕ con l = 8.60 m L = 653.60 m

76 vars. 1/2" ϕ con l = 8.20 m L = 623.20 m

186 vars. 1/2" ϕ con l = 8.20 m L = 1525.20 m

76 vars. 1/2" ϕ con l = 12.10 m L = 919.60 m

76 vars. 1/2" ϕ con l = 11.30 m L = 858.80 m

622 vars. 1/2" ϕ con l = 6.66 m L = 4142.50 m

8722.90 m

Parcial 5.-

Vars. 1/2" ϕ L = 8722.90 m W = 8723 Kg.

9.1.6.- Losa del piso de operación

A = 11.00 x 7.50 = 82.50 m²

Varillas de 1/2" ϕ a 25 en ambas direcciones

Cada m² de losa lleva 6 m de varilla

\therefore L = 82.50 x 6.00 = 495 m

Parcial 6.-

Vars. 1/2" ϕ L = 495 m W = 495 Kg.

Resumen del inciso 9.1.-

49

Vars. 1" ϕ 3596 Kg.

Vars. 3/4" ϕ 2305 Kg.

Vars. 5/8" ϕ 878 Kg.

Vars. 1/2" ϕ 17983 Kg.

25062 Kg.

9.2.- Caseta de Operación

9.2.1.- Cinco marcos de 8.00 x 7.50

8 varillas 5/8" ϕ con l = 8.50 m ; L = 5 x 68 = 340 =
4 varillas 1/2" ϕ con l = 8.50 m ; L = 5 x 34 = 170 =
5 varillas 5/8" ϕ con l = 7.40 m ; L = 5 x 37 = 185 =
88 estribos 3/8" ϕ con l = 1.35 m ; L = 5 x 110 = 550 =

Parcial 7.-

Vars. 5/8" ϕ L = 525 m W = 824 Kg.

Vars. 1/2" ϕ L = 170 m W = 170 Kg.

Vars. 3/8" ϕ L = 550 m W = 308 Kg.

1302 Kg.

9.2.2.- Ocho dalas de 2.30 m

4 varillas 5/8" ϕ con l = 2.40 m L = 8 x 9.60 = 76.80 =

8 estribos 3/8" ϕ con l = 5.50 m L = 8 x 44 = 242.00 =

Parcial 8.-

Vars. 5/8" ϕ	L = 76.80 m	W = 121 Kg.
Vars. 3/8" ϕ	L = 242.00 m	W = 136 Kg.
		<hr/> 257 Kg.

50

9.2.3.- Losa del techo

Vars. 1/2" ϕ a 20 (cada m^2 tiene 10 m de varilla)

$$A = 10.80 \times 7.50 = 81 \text{ m}^2$$

$$L = 81 \times 10 = 810 \text{ m}$$

Parcial 9.-

Vars. 1/2" ϕ L = 810 m W = 810 Kg.

9.2.4.- Ducto

Varillas 1/2" ϕ a 25 (Cada m^2 tiene 8 m de varilla)

$$L = 0.8 + 0.8 + 1.00 = 2.60 \text{ m}$$

$$A = 2.60 \times 28 = 72.80 \text{ m}^2$$

$$L = 72.80 \times 8.00 = 582.40 \text{ m}$$

Parcial 10.-

Vars. 1/2" ϕ L = 582.40 m W = 582 Kg.

Resumen del inciso 9.2

Vars. 5/8" ϕ 945 Kg.

Vars. 1/2" ϕ 1562 Kg.

Vars. 3/8" ϕ 444 Kg.

2951 Kg.

9.3.- Atraches, silletas y piso de la tubería

9.3.1.- Atrache pegado al carcamo

Vars. 1/2" ϕ a 25 (Cada m^2 tiene 8 m de varilla)

$$L = 1.45 + 1.45 + 1.00 = 3.90$$

$$A = 3.90 \times 11.00 = 42.90 m^2$$

$$L = 42.90 \times 8 = 343.20 m$$

Parcial 11.-

$$\text{Vars. } 1/2" \phi \quad L = 343.20 m \quad W = 343 Kg.$$

9.3.2 Piso de la tubería

Vars. 1/2" ϕ a 25 (cada m^2 tiene 8 m de varilla)

$$A = 137.50 m^2$$

$$L = 137.50 \times 8 = 1100 m$$

Parcial 12.-

$$\text{Vars. } 1/2" \phi \quad L = 1100 m \quad W = 1100 Kg.$$

9.2.4.- 16 silletas de 30 de espesor

$$8 \text{ varillas } 1/2" \phi \text{ con } l = 1.60 m ; L = 16 \times 12.80 = 204.80 m$$

$$9 \text{ estribos } 1/2" \phi \text{ con } l = 2.70 m ; L = 16 \times 24.30 = 388.80 m$$

Parcial 13.-

$$\text{Vars. } 1/2" \phi \quad L = 593.60 m \quad W = 594 Kg.$$

9.2.5.- 14 silletas de 20 de espesor

8 varillas 1/2" ϕ con l = 0.82 m L = 14 x 6.56 = 91.84 m

5 estribos 1/2" ϕ con l = 2.80 m L = 14 x 13.00 = 182.00 m

Parcial 14.-

Vars. 1/2" ϕ L = 273.84 m W = 274 Kg.

9.2.6.- Ataque en el tubo de 48" ϕ (L = 17.00 m)

Perímetro = 11.27 m

Vars. 1/2" ϕ a 25 (cada m² tiene 8 m de varilla)

A = 11.27 x 17.00 = 191.59 m²

L = 191.59 x 8.00 = 1532.72 m

Parcial 15.-

Vars. 1/2" ϕ L = 1532.72 W = 1533 Kg.

Resúmen del inciso 9.3

Vars. 1/2" ϕ 3844 Kg.

10.- ACERO ESTRUCTURAL EN REJILLAS (AGUJAS)

Peso de la rejilla por m² = 60 Kg.

Area total por cubrir = 2.30 x 3.10 x 4 = 28.52 m²

Peso total = 28.52 x 60 = 1711 Kg.

11.- ACERO ESTRUCTURAL EN REJILLAS.- (CARCAMOS)

53

12.1.- Rejilla tipo 1.- (12 unidades)

Peso de 1 rejilla, con su base = 50 Kg.

Peso total = $50 \times 12 = 600$ Kg.

12.2.- Rejilla tipo 2.- (8 unidades)

Peso de 1 rejilla, con su base = 30 Kg.

Peso total = $30 \times 8 = 240$ Kg.

1.2.3.- Rejilla tipo 3.- (27 unidades)

Peso de 1 rejilla con su base = 40 Kg.

Peso total = $40 \times 27 = 1080$ Kg.

Peso total de las rejillas del carcamo = 1920 Kg.

12.- BARRANDAL DE TUBO de 2" ϕ

Peso del tubo por metro, con accesorios = 10 Kg.

13.1.- En la losa de maniobras para agujas

$$l = 10.80 \times 2 + 0.85 \times 6 = 26.70 \text{ m}$$

$$W_1 = 267 \text{ KG.}$$

13.2.- En la losa de maniobras para compuertas deslizantes

$$W_2 = 267 \text{ KG.}$$

13.3.- En el mirador

$$W_3 = 207 \text{ Kg.}$$

54

En los descansos de los carcamos (25 descansos)

$$L = (0.80 + 1.00) 2 + 3 \times 0.85 \times 25 = 153.75 \text{ m}$$

$$W = 1538 \text{ Kg.}$$

13.- ACERO ESTRUCTURAL POR VIGAS " 1 " , " C " Y PLANCHAS

14.1.- Viga "1" de 5" (4 piezas de 2.50 m)

$$W_1 = 4 \times 2.50 \times 14.88 = 149 \text{ Kg.}$$

14.2.- Viga "1" de 10" (8 piezas de 2.50 m-)

$$W_2 = 8 \times 2.50 \times 37.80 = 756 \text{ Kg.}$$

14.3.- Canal de 6" (8 piezas de 1.124 m)

$$W_3 = 8 \times 1.124 \times 23.07 = 208 \text{ Kg.}$$

14.4.- Plancha-soporte de 1.25 x 1.25 x 0.0381 (4 piezas)

$$W_4 = (4 \times 12.5 \times 12.5 \times 0.381) 7.85 = 1869 \text{ Kg.}$$

TOTAL DE ACERO ESTRUCTURAL = 2982 Kg.

CUARTO CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

INTRODUCCION AL CALCULO DEL CONCRETO
PRESFORZADO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
NOVIEMBRE DE 1931

PRINCIPIOS DEL CONCRETO PRESFORZADO

1. CONCEPTOS INTRODUCTORIOS

La resistencia a tensión del concreto simple es muy inferior a su resistencia a compresión. Para poder emplear el concreto simple en elementos que deben resistir tensiones, es necesario encontrar una forma de suplir esta falta de resistencia a tensión. Se puede lograr esto colocando acero de refuerzo en las zonas de los elementos estructurales donde puedan aparecer tensiones, que es precisamente lo que se hace en el concreto reforzado-convencional. Sin embargo, esta forma de proporcionar resistencia a la tensión presenta un inconveniente: aun cuando el refuerzo garantiza una resistencia adecuada, no impide el agrietamiento del concreto a niveles de carga relativamente bajos. Son bien conocidos los efectos desfavorables de las grietas sobre la apariencia y durabilidad de los elementos de concreto reforzado; de ahí que eliminar el agrietamiento haya sido siempre una de las principales preocupaciones de los proyectistas. Aunque ha habido diversos intentos para resolver el problema, la contribución más importante suele atribuirse al ingeniero francés Freyssinet, quien convirtió en realidad práctica la idea de presforzar los elementos de concreto reforzado. Según Freyssinet (ref 1 y cap 1 del Tomo I de la ref 2), presforzar un elemento estructural consiste en crear en él, mediante algún procedimiento, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las acciones exteriores, esfuerzos tales que, al combinarse con los correspondientes a las cargas exteriores, anulen los esfuerzos de tensión o los mantengan menores que los esfuerzos permisibles de los materiales empleados. En otras palabras, lo que pretendía Freyssinet era eliminar totalmente las tensiones en el concreto, introduciendo una fuerza que creara esfuerzos de compresión que anulasen los de tensión.

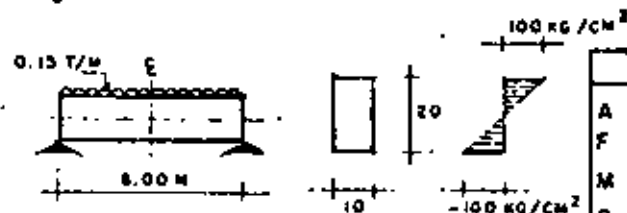
Este concepto inicial del presfuerzo se ha ido modificando con el tiempo. T. Y. Lin dice que presforzar significa la creación intencionada de esfuerzos, no para elimi-

nar tensiones exclusivamente, sino para mejorar el comportamiento general de la estructura (cap 1 de la ref 4). El presfuerzo se utiliza para controlar no solamente el estado de agrietamiento, sino también el de deformación. De acuerdo con los criterios modernos de diseño, incluso no se considera imprescindible eliminar totalmente el agrietamiento. Así, el concreto presforzado puede concebirse simplemente como una modalidad del concreto reforzado ordinario, constituyendo el presfuerzo una sollicitación artificial que introduce el proyectista en los elementos estructurales para alcanzar alguna finalidad que se estime ventajosa.

$$M = \frac{0.15 \times 6^2}{8} = 0.67 \text{ T-M}$$

$$S = \frac{1}{6} \times 10 \times 20^2 = 667 \text{ CM}^3$$

$$f_{i,s} = \frac{M}{S} = \frac{67000}{667} \approx 100 \text{ KG/CM}^2$$

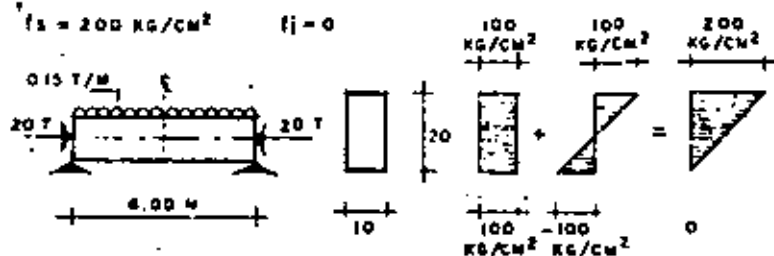


(A) VIGA DE CONCRETO SIMPLE

NOTACION	
A	AREA DE LA SECCION
F	FUERZA DE PRESFUERZO
M	MOMENTO FLEXIONANTE
S	MODULO DE SECCION
e	EXCENTRICIDAD DEL PRESFUERZO
$f_{i,s}$	ESFUERZO EN FIBRA INFERIOR Y SUPERIOR RESPECTIVAMENTE

$$f_{i,s} = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{S} = \frac{20000}{10 \times 20} \pm \frac{67000}{667}$$

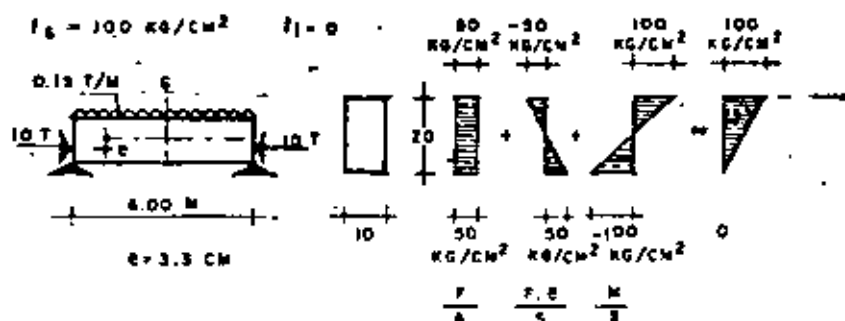
$$f_s = 200 \text{ KG/CM}^2 \quad f_i = 0$$



(B) VIGA CON PRESFUERZO AXIAL

$$f_{i,s} = \frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e}{S} \pm \frac{M}{S} = \frac{10000}{10 \times 20} \pm \frac{10000 \times 3.3}{667} \pm \frac{67000}{667}$$

$$f_s = 100 \text{ KG/CM}^2 \quad f_i = 0$$



(C) VIGA CON PRESFUERZO EN EL LIMITE DEL NUCLEO CENTRAL

2. ILUSTRACION DEL PRINCIPIO DEL PRESFUERZO

El principio del presfuerzo puede ilustrarse en forma elemental con los siguientes ejemplos. Considérese una viga de sección rectangular, de concreto simple, libremente apoyada, como la mostrada en la fig 1A. Suponiendo un comportamiento elástico, debido a la acción de carga exterior, la viga quedará sujeta en su sección crítica a esfuerzos de compresión y de tensión, en sus fibras extremas, de 100 Kg/cm^2 . Evidentemente el concreto no puede resistir esfuerzos de tensión de esta magnitud, pero si a la misma viga de concreto se le aplica una fuerza axial de 20 ton, que produce esfuerzos de compresión uniformes de 100 Kg/cm^2 , los esfuerzos de tensión en la fibra inferior se anulan, aunque los de compresión en la fibra superior se incrementan a 200 Kg/cm^2 (fig 1B). En la fig 1C se muestra la misma viga de concreto, pero con una fuerza de compresión igual a la mitad de la fuerza axial del caso exterior, aplicada en el límite del núcleo central. Así, la fuerza produce un momento de signo contrario al producido por las cargas exteriores en la sección crítica. Las tensiones en la fibra inferior también se anulan, pero los esfuerzos de compresión en la fibra superior son iguales a la mitad de los esfuerzos correspondientes en la viga de la fig 1B.

De lo anterior se deduce que para presforzar una viga de concreto, se debe aplicar una fuerza cuya magnitud depende de la excentricidad de la fuerza de presfuerzo con respecto al eje neutro. Cuando mayor es la excentricidad, menor es la fuerza de presfuerzo requerido.

3. COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO Y CRITERIOS DE DISEÑO

En general una viga de concreto presforzado con presfuerzo excéntrico tiene una curva carga-deformación como la representada en la fig 2, con un tramo prácticamente recto y uno curvo. El tramo recto, que indica un comportamiento lineal, se ini

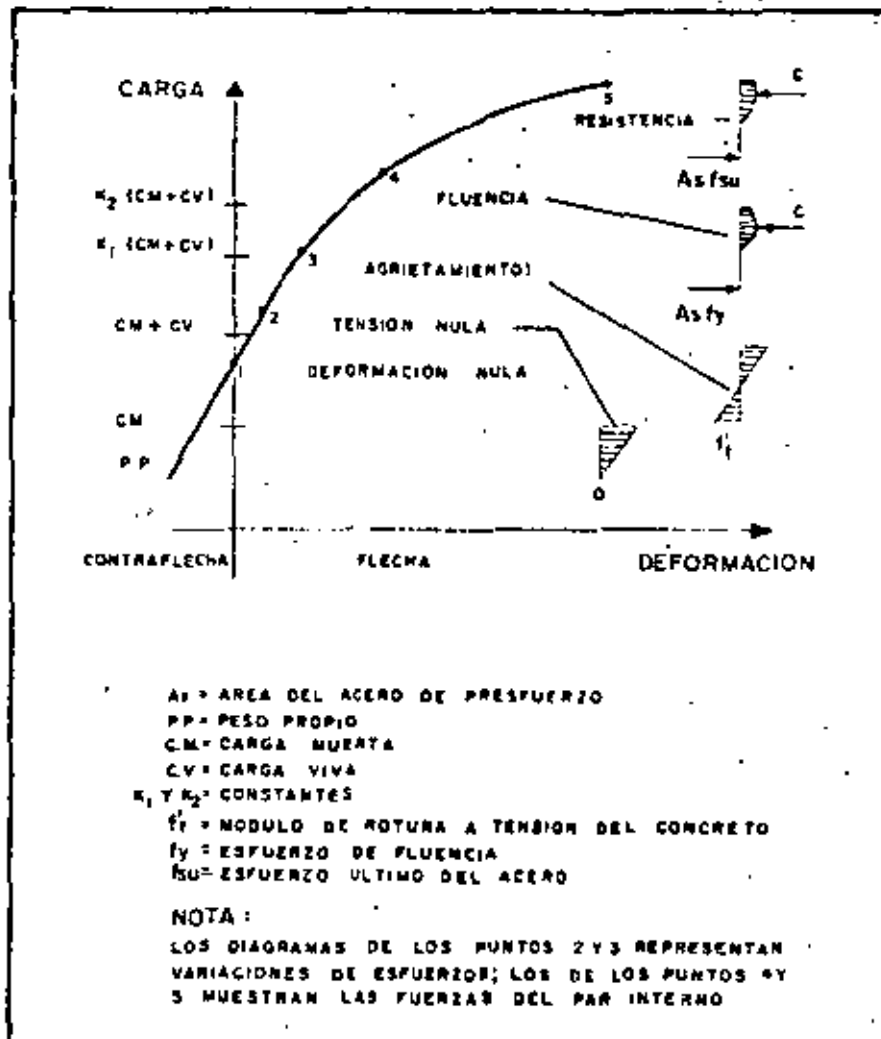


Fig 2.

cia en la región de deformaciones negativas, lo que significa que, debido a la acción del presfuerzo, se producen deformaciones hacia arriba (contraflechas), que no se contrarrestan totalmente por el peso propio y algún porcentaje de la carga total.

El punto 1 de la curva representa la condición de deformación nula, en que las deformaciones correspondientes a las cargas exteriores quedan totalmente equilibradas por las producidas por el presfuerzo. Esta condición se presenta, por ejemplo, cuando la combinación de los esfuerzos debidos a cargas exteriores y al presfuerzo produce un bloque de esfuerzos uniformes en todas las secciones de la viga.

El punto 2 de la curva resulta cuando los esfuerzos de tensión son nulos en la fibra inferior de la sección crítica de la viga. Durante mucho tiempo, los proyectistas de elementos de concreto presforzado consideraron que no debería excederse esta condición.

Si la carga se incrementa, se llega al punto 3, correspondiente a la carga de agrietamiento, que se presenta cuando los esfuerzos de tensión en la fibra inferior de la sección crítica coinciden con el módulo de rotura de concreto. Este es un punto notable en el comportamiento de los elementos de concreto presforzado, debido a que corresponde a la iniciación del agrietamiento. Una vez sobrepasada la carga de agrietamiento, las deformaciones dejan de ser proporcionales a las cargas y la curva carga-deformación exhibe un quiebre marcado.

El punto 4 corresponde a la carga que hace que el acero alcance su esfuerzo fluencia.

El punto 5 representa la resistencia de la sección, es decir, su capacidad máxima en flexión.

En la gráfica se indican sobre el eje vertical diversos estados de carga típicos, correspondientes a distintos estados de deformación y agrietamiento.

Idealmente, el diseño de elementos de concreto reforzado debe basarse en el conocimiento de la curva completa carga-deformación. Si se puede predecir esta curva, el proyectista está en condiciones de dimensionar la viga, de manera que cuente con un grado de seguridad a la ruptura predeterminado y que tenga un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio. Así, comparando la resistencia que puede desarrollar una sección con la carga de servicio que debe soportar, tendrá una idea del grado de seguridad con que cuenta. Conociendo las relaciones entre las cargas y las deformaciones para distintos niveles de carga, puede mantener las deformaciones probables de la viga dentro de valores convenientes. Análogamente puede lograr que el agrietamiento no exceda de unos límites que se consideren aceptables.

Debe señalarse que un problema de especial dificultad en el estudio del comportamiento de elementos estructurales reforzados es la predicción de las variaciones que experimenta el prefuerzo inicialmente aplicado, al transcurrir el tiempo, como resultado de las características plásticas del concreto y del acero.

Los reglamentos de diseño suelen dar recomendaciones específicas para el grado de seguridad requerido en distintas condiciones, y normas respecto a las deformaciones y agrietamiento admisibles en distintas situaciones. Es frecuente también que los reglamentos especifiquen determinados esfuerzos permisibles que no deben excederse bajo condiciones de servicio de distintos tipos. Esto es una forma indirecta de lograr un grado de seguridad razonable y evitar agrietamientos. El criterio de diseño basado en esfuerzos permisibles es todavía muy común, pero se concibe la posibilidad de desarrollar métodos de diseño basados exclusivamente en requisitos de resistencia, agrietamiento y deformación.

4. FORMAS DE APLICAR EL PRESFUERZO

El presfuerzo suele aplicarse mediante elementos de acero de alta resistencia llamados tendones. Menos frecuentemente, el presfuerzo se crea por medio de gatos. A continuación se describen los sistemas más comúnmente utilizados para aplicar presfuerzo.

4.1 Sistemas Pretensados

En los sistemas pretensados, los tendones se tensionan antes del colado de los elementos, anclándolos en muertos de anclaje especiales. Cuando el concreto ha alcanzado suficiente resistencia, se cortan los tendones, que quedan anclados en las piezas de concreto por adherencia, y al tender a recuperar sus dimensiones originales, crean un estado de esfuerzos de compresión en el elemento.

Los sistemas pretensados se prestan a la producción de elementos estructurales estandarizados. En general, el tamaño de las piezas no suele alcanzar proporciones muy grandes debido a los problemas de transporte desde los centros de producción a la obra.

Las instalaciones para la producción de elementos pretensados pueden ser características muy distintas. Fundamentalmente, consisten en una mesa donde se fabrican los productos, muertos de anclaje, moldes, gatos para tensionar los tendones, grúas para el manejo de los productos prefabricados de concreto, moldes y equipo especial para el manejo de los productos prefabricados de concreto, moldes y equipo especial para el manejo de tendones. En algunas ocasiones, también se cuenta con plantas de vapor para reducir la duración de los ciclos de fabricación por medio de curado acelerado.

4.1.1 Mesas de colado y muertos de anclaje

Las mesas de colado para la producción de elementos pretensados pueden tener

características muy variables, dependiendo de la naturaleza de los productos por fabricar, la magnitud de las fuerzas de presfuerzo para las que haya que proporcionar anclaje, y las propiedades del suelo sobre el que deben apoyarse. Un aspecto fundamental es reducir al mínimo los movimientos diferenciales de las instalaciones, a fin de evitar tener que hacer ajustes frecuentes para conservarlas debidamente niveladas.

El dimensionamiento de las mesas se basa en la aplicación de los principios de la ingeniería estructural y de la mecánica de suelos. En las refs 5 (cap 10), 6 (Tomo 1, cap 3) y 7 (cap 15), se describen distintos tipos de mesas de presfuerzo y se dan algunas indicaciones sobre su diseño. En la fig 3 se muestra esquemáticamente una instalación típica. La longitud de las mesas oscila entre 40 y 200 m, aproximadamente, pudiéndose considerar 100 m como valor promedio. Se distinguen tres tipos de mesas de colado: fijas, portátiles y moldes que actúan como mesas.

Mesas fijas

a) Muertos de anclaje que resisten por sí solos todas las fuerzas de presfuerzo (fig 4A). En esta alternativa, los muertos resisten las fuerzas de presfuerzo exclusivamente por su propio peso y las reacciones del terreno, pudiéndose incluir entre estas el empuje pasivo y la fricción entre el muerto y el suelo. La losa no tiene más función que la de proporcionar una superficie de trabajo. Un inconveniente de esta alternativa es que la losa y los muertos puedan tener movimientos relativos entre sí de importancia, que pueden ocasionar dificultades en la producción. Sin embargo, cuando el terreno es bueno, es una de las soluciones más convenientes por su sencillez.

b) Muertos de anclaje piloteados (fig 4B). Una variante de la alternativa anterior consiste en proporcionar estabilidad a los muertos de anclaje por medio de pilotes. Esta solución puede ser adecuada en caso de que los terrenos sean malos. La losa tampoco cumple aquí una función estructural.

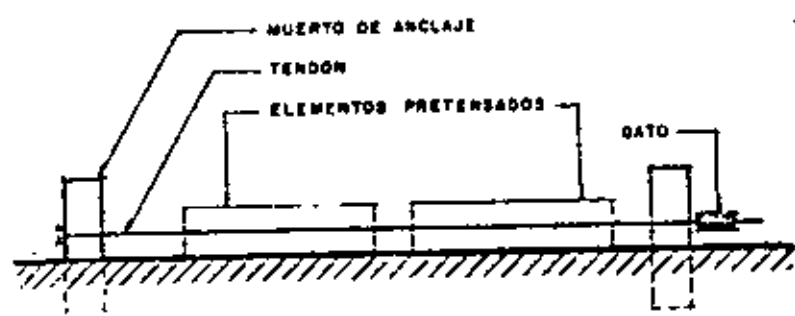
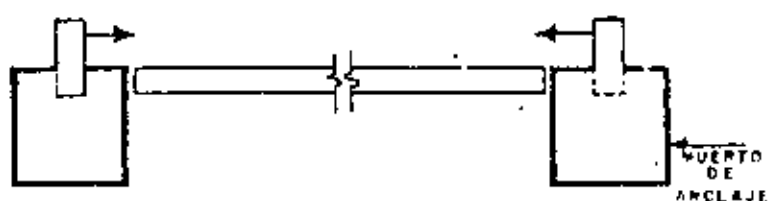
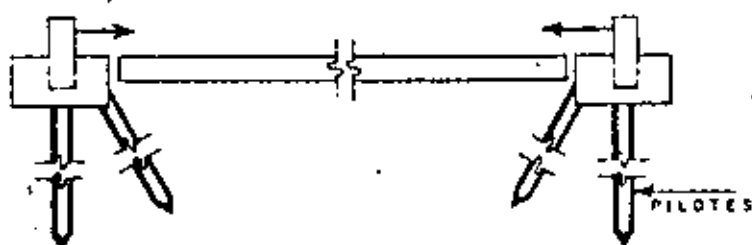


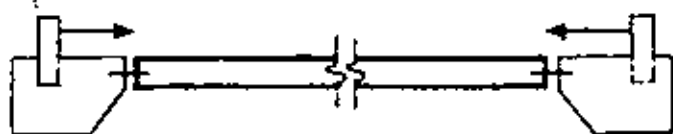
Fig. 3



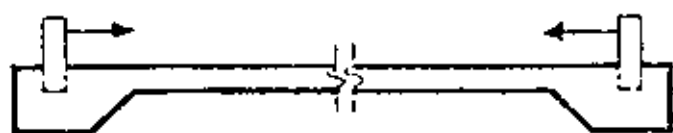
(A) LOS MUERTOS DE ANCLAJE RESISTEN POR SI SOLOS TODAS LAS FUERZAS DE PRESFUERZO



(B) MUERTOS DE ANCLAJES CON PILOTES



(C) EL FIRME ACTUA COMO COLUMNA



(D) LOSA MONOLITICA CON LOS MUERTOS DE ANCLAJE

Fig. 4.

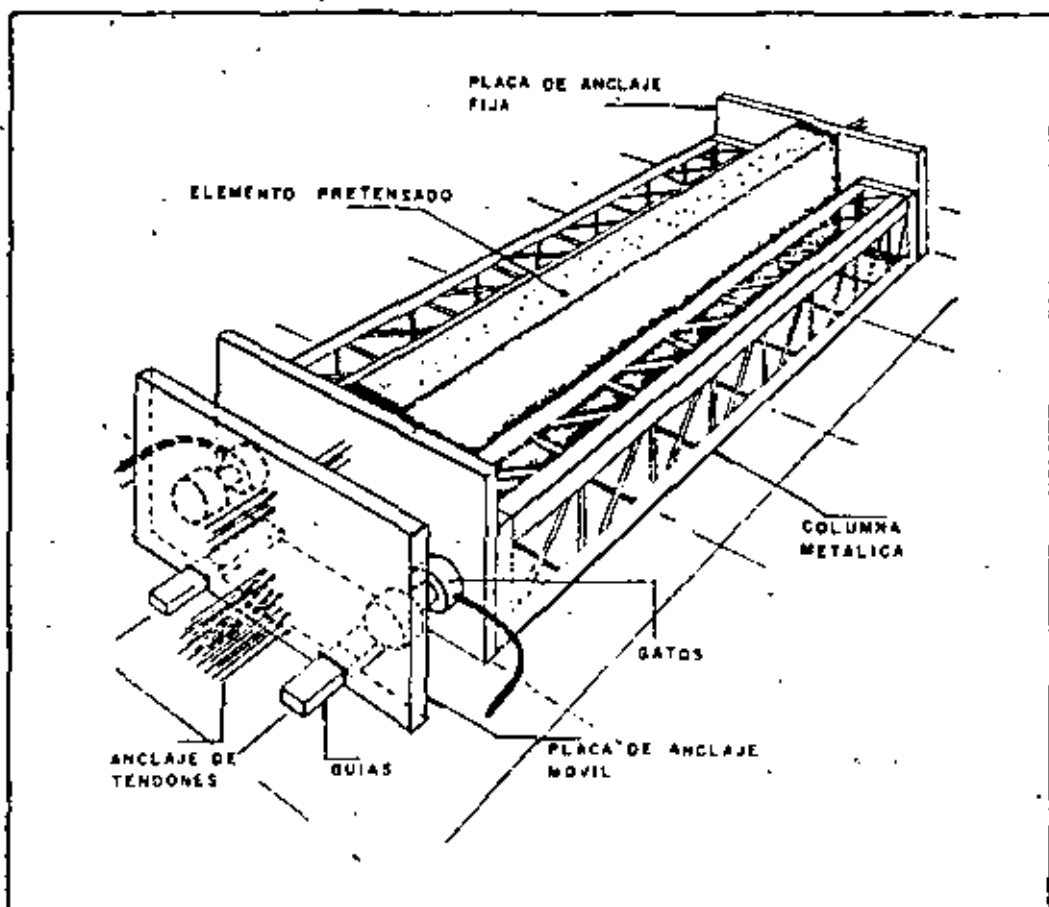
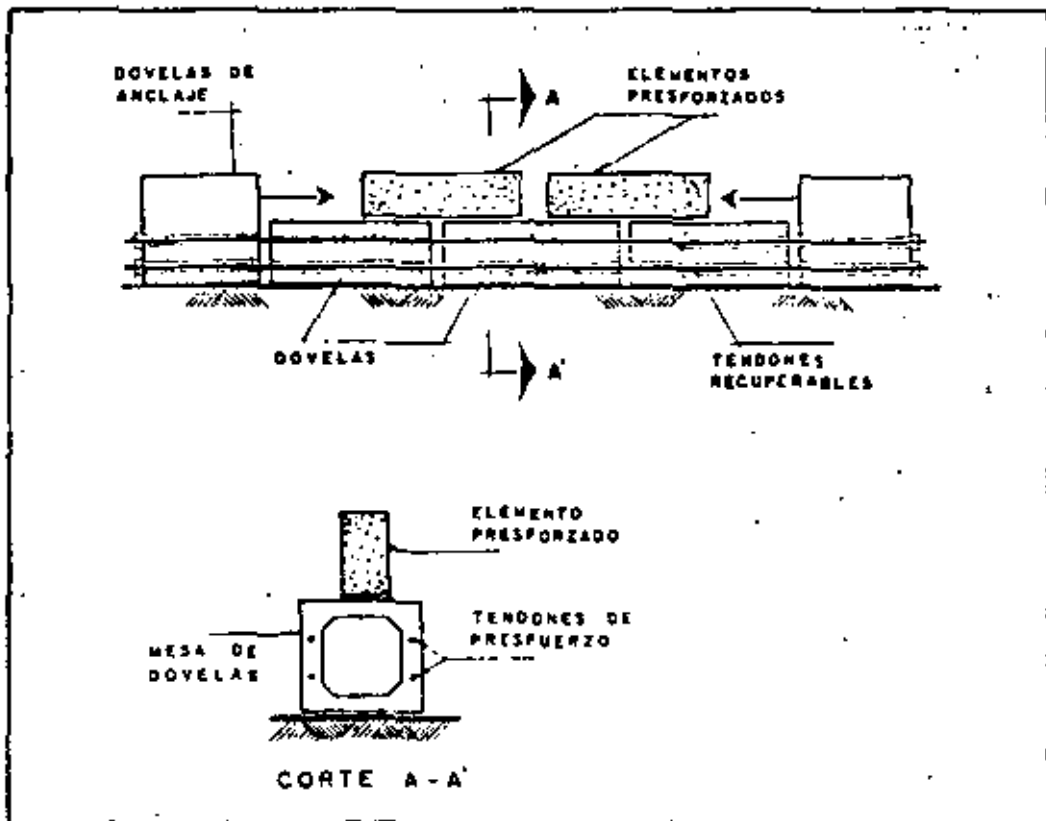
c) La losa actúa como una columna (fig 4C). Las dimensiones de los muerros de concreto pueden disminuirse si se hace que la losa que forma la mesa actúe como una columna con capacidad suficiente para transmitir las cargas de presfuerzo. También en este caso puede haber movimientos relativos que ocasionen problemas de fabricación, como en la mesa descrita en a). Deben investigarse los efectos de esbeltez bajo la acción de las fuerzas de presfuerzo, aunque por regla general el peso propio de la losa es suficiente para que esto no constituya un problema.

d) Losa monolítica con los muerros de anclaje (fig 2D). En este caso, la losa y los muerros de anclaje forman un conjunto monolítico. La ventaja de este tipo de solución es su gran rigidez, quedando reducidos a un mínimo los problemas debidos a movimientos diferenciales. Esta variante está indicada cuando el terreno es malo.

Mesas portátiles

En algunas ocasiones puede ser interesante hacer una planta provisional cerca de la obra donde se van a consumir productos prefabricados. Esto se justifica cuando no existen plantas de prefabricación próximas y cuando el volumen de la obra es lo suficientemente importante. Para que resulten económicas, estas plantas deben estar constituidas por elementos recuperables en el mayor grado posible, con el fin de que puedan utilizarse repetidas veces en obras distintas y se reduzcan así los costos de amortización. Se han propuesto muchas variantes de mesas portátiles para presfuerzo, algunas de las cuales se describen a continuación.

a) Mesas de elementos precolados que se unen por medio de tendones de presfuerzo (fig 5). Las piezas o dovelas que constituyen las mesas, se hacen de un tamaño que pueda transportarse fácilmente. Pueden unirse mediante tendones de presfuerzo alojados en ductos provistos en las piezas. Una vez terminado la obra, este tipo de mesa puede desmontarse fácilmente para ser transportada a otro lugar. En esta alternativa,



las dovelas resisten las fuerzas de presfuerzo al mismo tiempo que proporcionan una superficie de trabajo.

b) Mesas de estructuras de acero (fig 6). Puede proporcionarse un anclaje a las fuerzas de presfuerzo por medio de bastidores formados por estructuras desarmables de acero. Esta alternativa implica menos costo de transporte, cada vez que la mesa es trasladada para su instalación en una nueva obra, por el menor peso de los elementos que la integran.

Moldes con capacidad para resistir las fuerzas de presfuerzo.

Una solución que puede resultar conveniente en algunos casos, consiste en utilizar moldes que tengan suficiente resistencia para que las fuerzas de presfuerzo puedan anclarse contra los moldes mismos. Dos posibles variantes son las siguientes:

a) Moldes de concreto ferrados de lámina (fig 7). Algunos elementos estándar pueden fabricarse en moldes de concreto ferrados de lámina. La lámina, que se utiliza únicamente para asegurar un buen acabado, puede ser de calibre relativamente bajo. Las fuerzas de presfuerzo son resistidas por el concreto. Suelen preverse ductos para vapor o agua caliente a fin de acelerar el fraguado.

b) Moldes metálicos (fig 8). También es posible hacer moldes metálicos que tengan suficiente rigidez para resistir las fuerzas de presfuerzo por sí solos. Esta solución suele ser cara, pero tiene la ventaja de que puede desmontarse y transportarse sin gran costo, debido a su ligereza.

Dispositivos para desviar tendones

En general, por su sencillez constructiva, los elementos pretensados se fabrican con tendones rectos. Algunas plantas presforzadas cuentan con dispositivos que permiten desviar los tendones de tal forma que sus trayectorias se ajusten a las necesidades de momentos en la forma más eficiente posible. En la fig 9 se muestra esquemáticamente una mesa de colado para producir elementos con tendones siguiendo trayectorias quebradas, así como

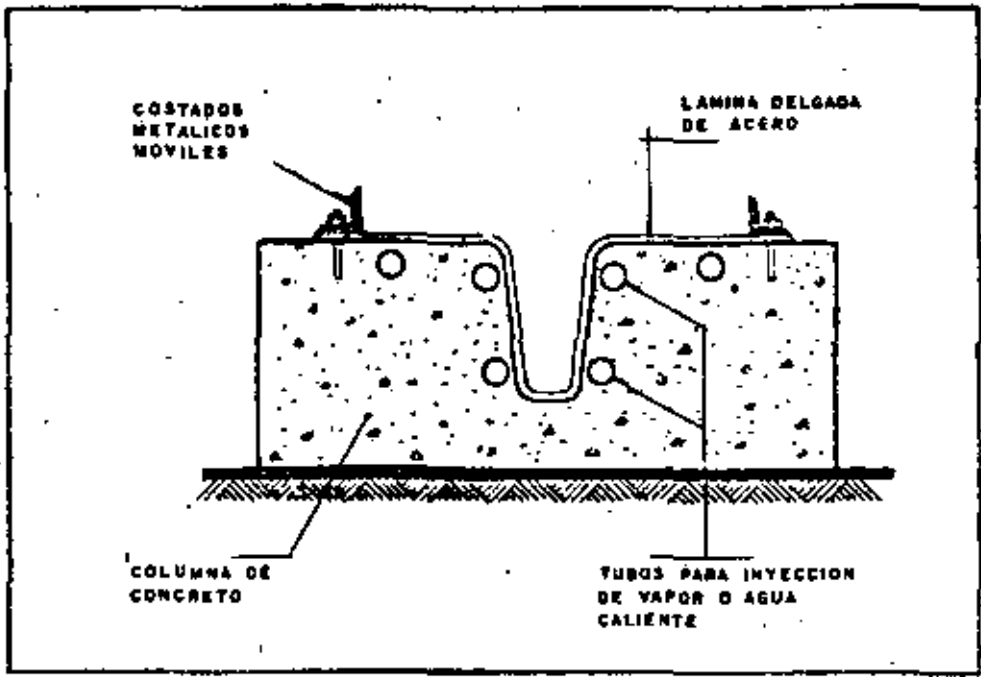


Fig 7.

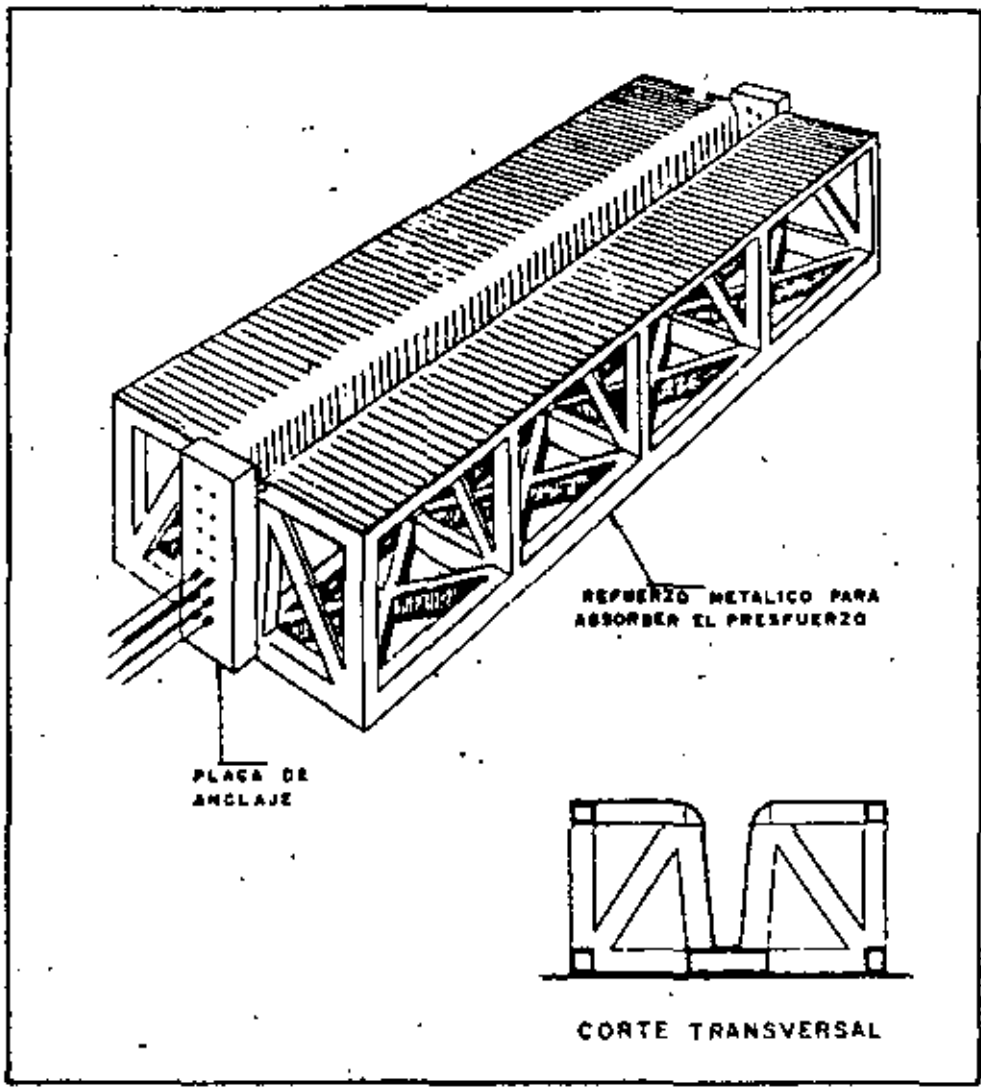


Fig 8.

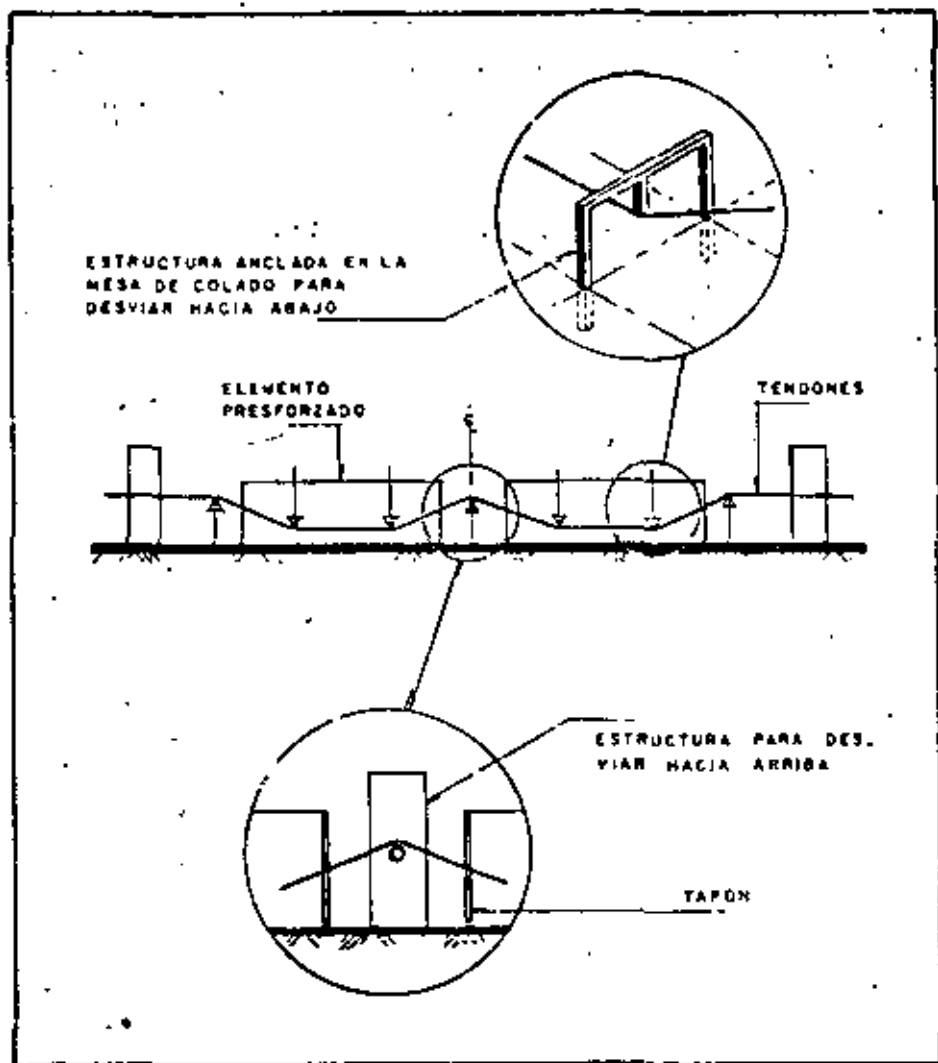


Fig 9.

detalles típicos de procedimientos para lograr los quiebres. En el cap 10 de la ref 5 se trata este tema más ampliamente.

4.1.2 Dispositivos de anclaje

Los tendones se sujetan en los muerros de anclaje por medio de mordazas que, en general, utilizan el principio de la cuña o la fricción, o una combinación de ambos recursos. En la fig 10 se presentan algunas variantes usuales. Existen anclajes para un solo alambre o torón (figs 10a y 10b), para dos alambres (fig 10c) o para un haz de alambres (fig 10d). En la mayoría de las plantas de pretensado, los tendones se tensan individualmente. Sin embargo, en algunos casos se estiran y anclan grupos de tendones simultáneamente. Todos los tendones de una mesa pueden tensarse simultáneamente, por medio de dispositivos como los que se presentan en la fig 11.

4.1.3 Formas de tensor

El método más utilizado para estirar los tendones se basa en el empleo de gatos hidráulicos de distintos tipos. Los gatos pueden ser de capacidad relativamente pequeña, cuando se estiran los tendones individualmente, o llegar a tener capacidades de varios cientos de toneladas, cuando se estira un grupo de tendones grandes. El control del presión aplicado se realiza midiendo la longitud estirada directamente y por medio de los manómetros que suelen estar adaptados a los gatos. En la fig 12 se muestra un gato hidráulico típico para tensado individual de tendones. Algunas plantas emplean sistemas con gatos mecánicos de distintos tipos, basados generalmente en el principio del tornillo, como en la instalación representada esquemáticamente en la fig 13. En algunas instalaciones se recurre a sistemas de contrapesos (fig 14).

4.1.4 Métodos de colado y cimbrado

Pueden distinguirse dos maneras fundamentales de fabricar elementos de concreto.

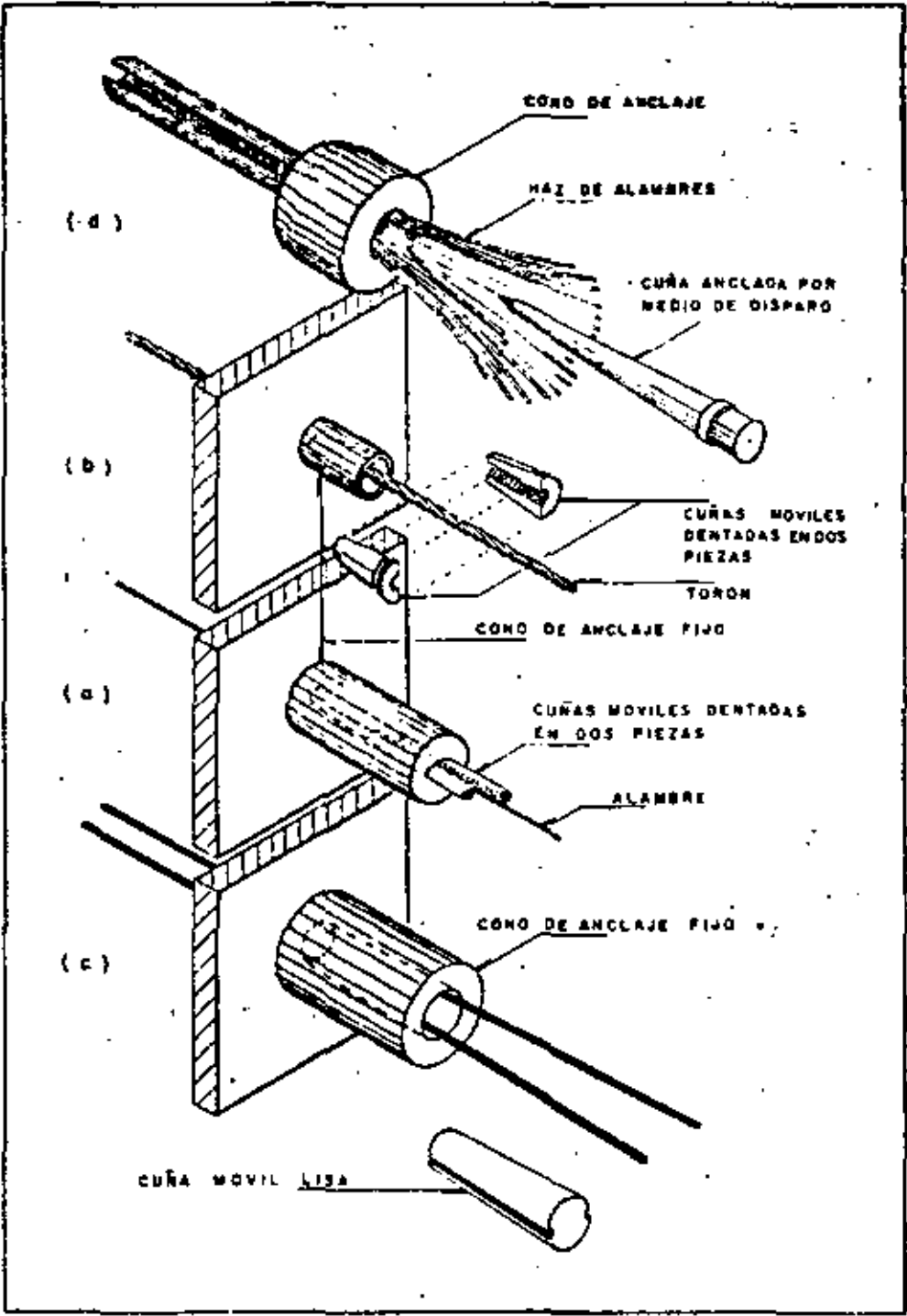


Fig 10.

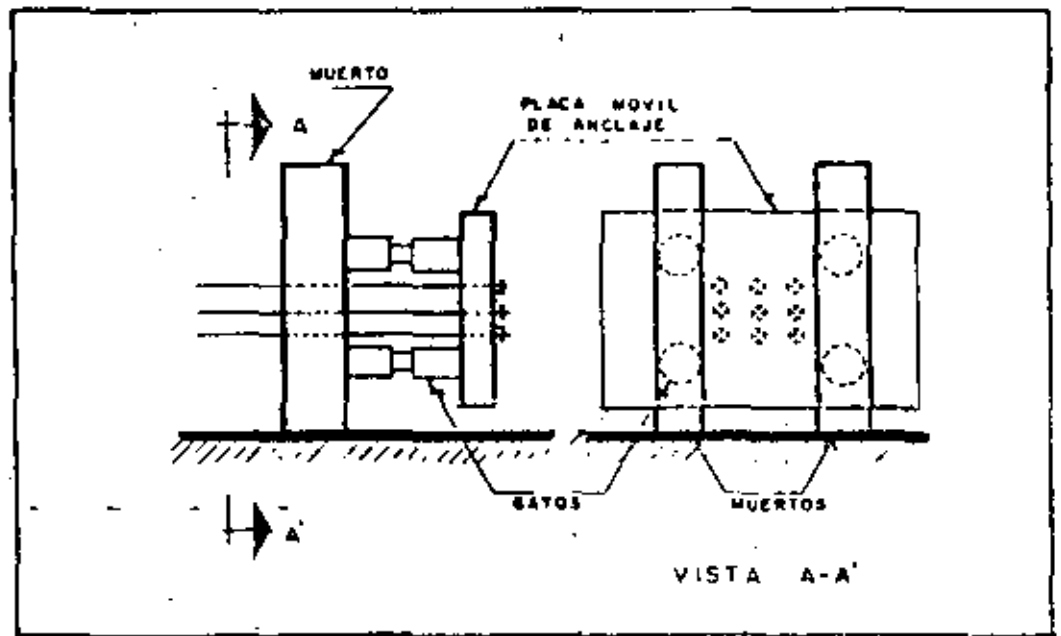


Fig 11.

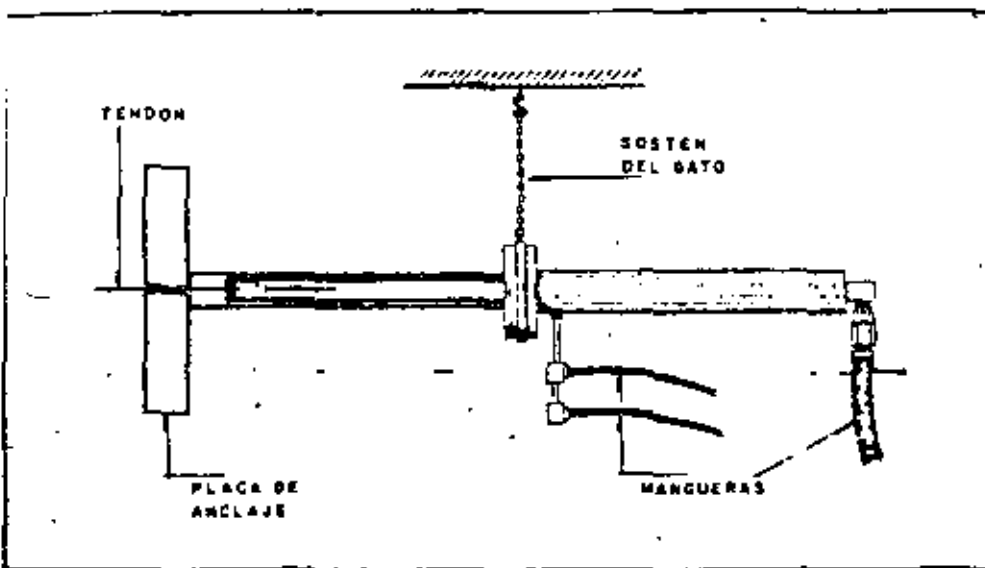


Fig 12.

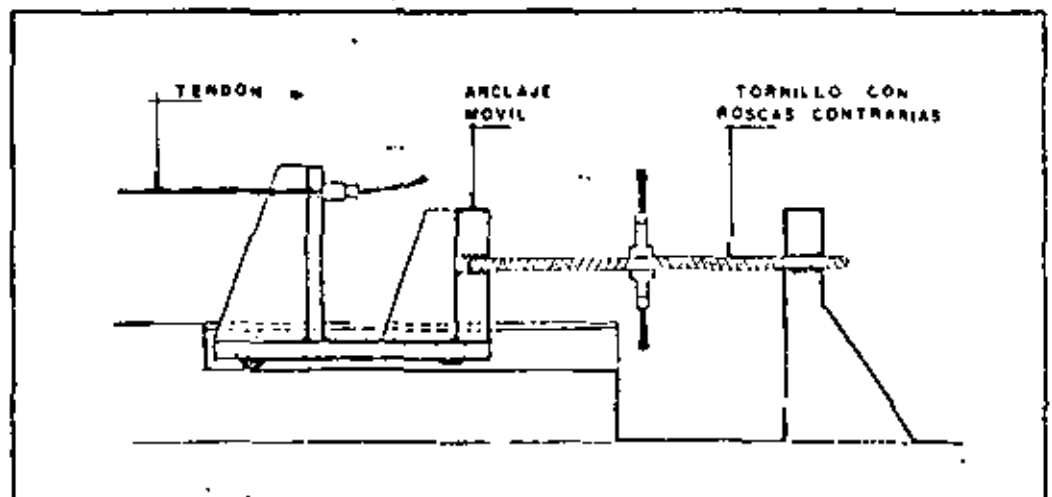


Fig 13.

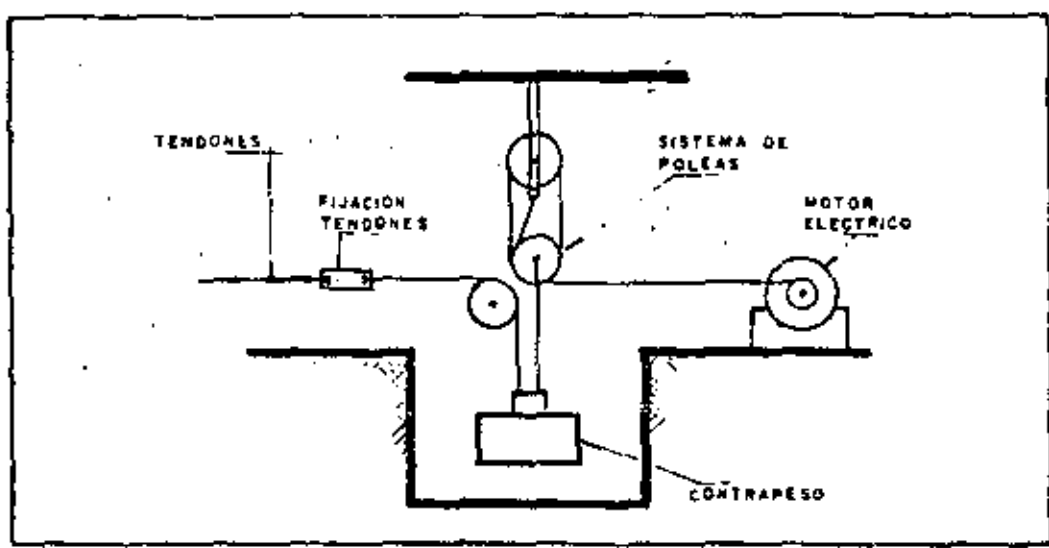


Fig 14.

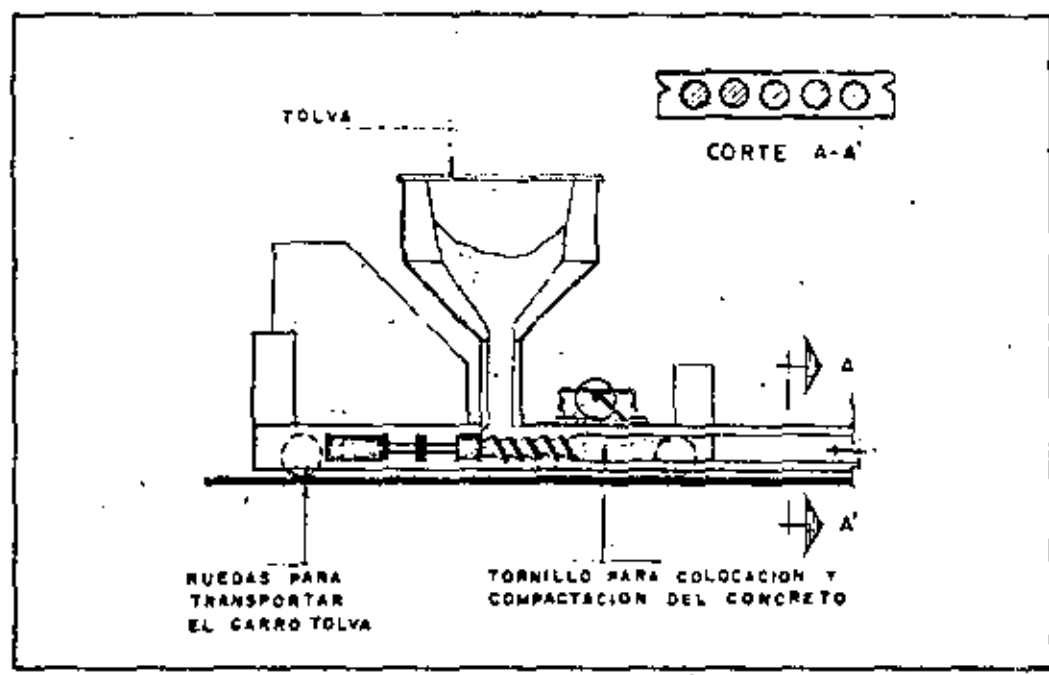


Fig 15.

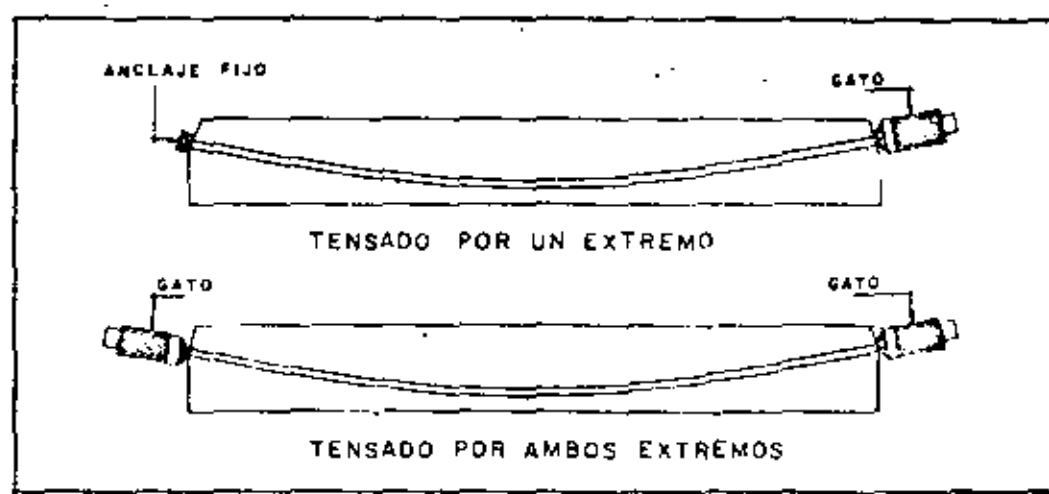


Fig 16.

En una, los moldes, que generalmente son metálicos, permanecen sobre las mesas de colada, y el concreto es llevado hasta ellos por medio de botes transportados por grúa, bandas, bombas o vehículos especiales. El vibrado del concreto se realiza con vibradores de inmersión o de elementos sencillos, tales como placas de distintos tipos para sistemas de pisos o de muros, resulta económico y eficiente utilizar una especie de molde deslizante, que deposita el concreto móvil que coloca, vibra y moldea al concreto. En la fig 15 se muestran esquemáticamente las características esenciales de un equipo de esta clase.

4.2 Sistemas postensados

En los sistemas postensados, el concreto se cuele o deposita en los moldes antes tensados de los tendones, que se efectúa por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra el concreto. Esta operación puede hacerse desde un solo extremo, como se indica en la fig 16, anclando el tendón mediante un dispositivo especial en el extremo contrario; puede también tensarse desde ambos lados por medio de dos gatos.

Al fabricar la pieza, los tendones se alojan dentro de ductos colocados en forma conveniente, que evitan que queden adheridos al concreto durante la operación del torcido. En algunos casos se forman ductos dentro de los elementos de concreto por medio de mangueras o algún otro sistema, y los tendones se enhebran en los ductos después que el concreto ha endurecido.

Una vez tensados los elementos, en la mayoría de los casos se inyecta lechada en los ductos, para que en condiciones de servicio exista adherencia entre los tendones y el concreto. Cuando se ha aplicado la deformación necesaria al tendón, los gatos se retiran y los tendones quedan anclados mediante dispositivos especiales. Las trayectorias de los tendones pueden ser rectas o curvas (fig 17). Los diversos tipos de anclaje que se utilizan en los sistemas postensados pueden consistir en uno de los cuatro procedimientos siguientes, o en alguna combinación de ellos.

1. Aprovechando el principio de la cuña, así como la fricción entre las cuñas y

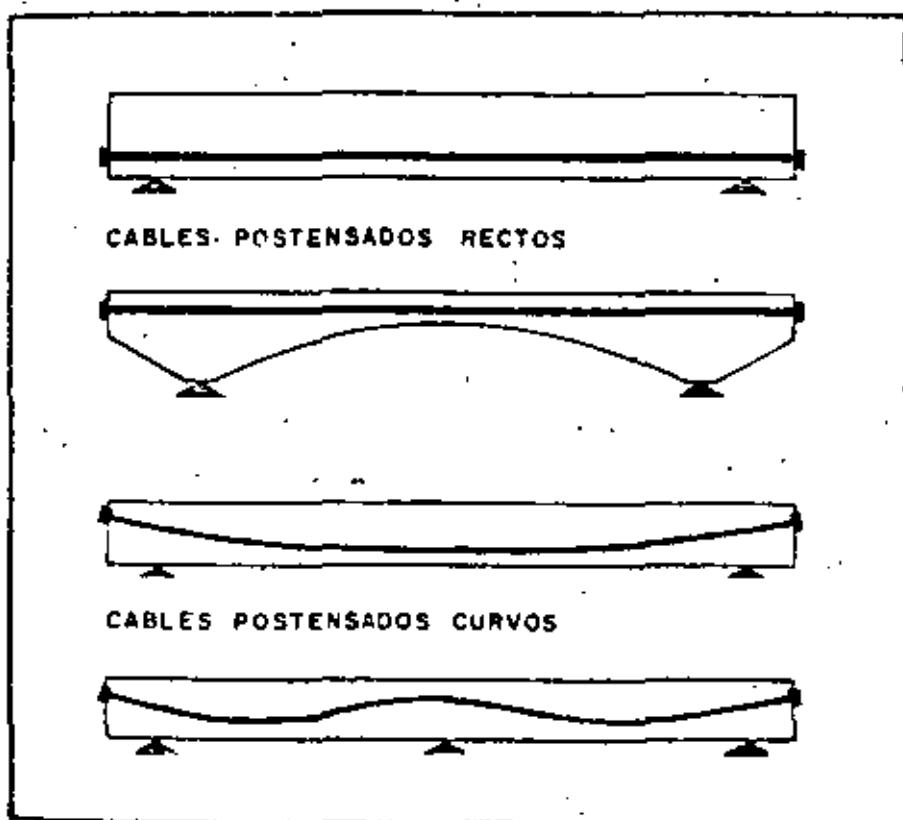


Fig 17.

los tendones.

2. Apoyando directamente el tendón sobre una placa por medio de un engrosamiento formado en el extremo de los tendones.

3. Usando dispositivos a base de rosca.

4. Doblado los tendones.

La forma en que estos procedimientos de anclaje han sido utilizados en diversos sistemas, puede apreciarse en las descripciones de los sistemas más comunes en México, que se presentan a continuación, junto con datos sobre sus principales características.

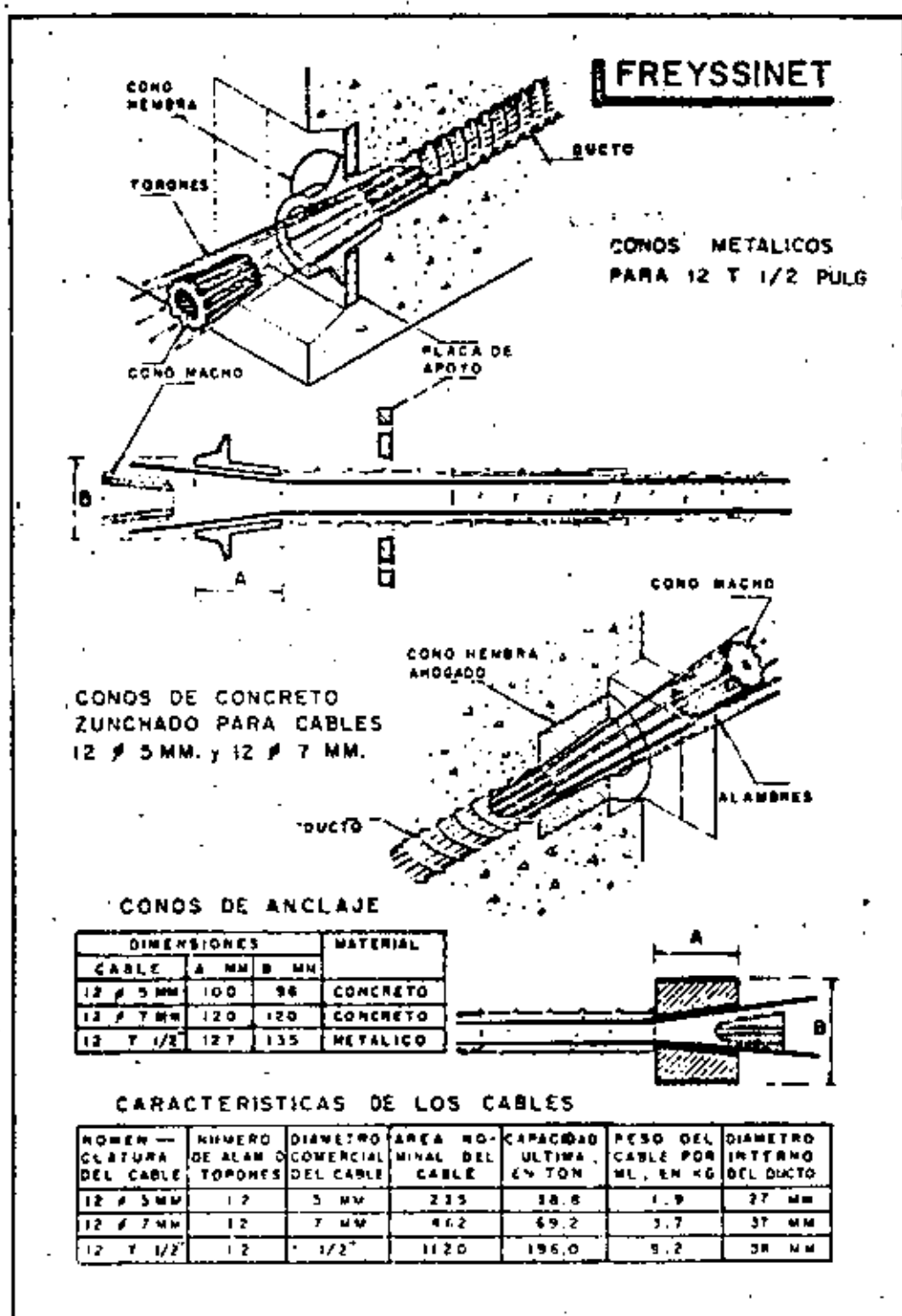
En las refs 2 a 10 se encuentra información adicional sobre estos y otros sistemas.

4.2.1 Sistema Freyssinet (fig 18)

Para tendones formados por alambres, este sistema emplea cilindros y cuñas hechos de concreto. El interior de los cilindros es cónico, de tal manera que los alambres quedan sujetos por medio de una cuña cónica estirada, que se introduce en el cilindro mediante presión aplicada con el mismo gato empleado para concreto, de manera que queda apalado con las caras extremas de los elementos presforzados. Para tendones a base de torres, se emplean cuñas y cilindros metálicos.

4.2.2 Sistema B B R V (fig 19)

Este sistema es de origen suizo, y fue el primero en que se utilizó un anclaje a base de batones en los extremos de los alambres, en forma de cabezas de remache, apoyados directamente sobre un elemento de anclaje de acero, que a su vez descansa sobre una placa de distribución, también de acero, ahogada en el concreto. El ensanchamiento del extremo de los alambres se logra en frío, por medio de un equipo especial. Se deben tomar precauciones especiales para que todos los tendones tengan la longitud correcta. El sistema BBRV facilita notablemente el anclaje y permite tensar un gran número de tendones simultáneamente. El ajuste de la fuerza de presfuerza se logra mediante una rosca—



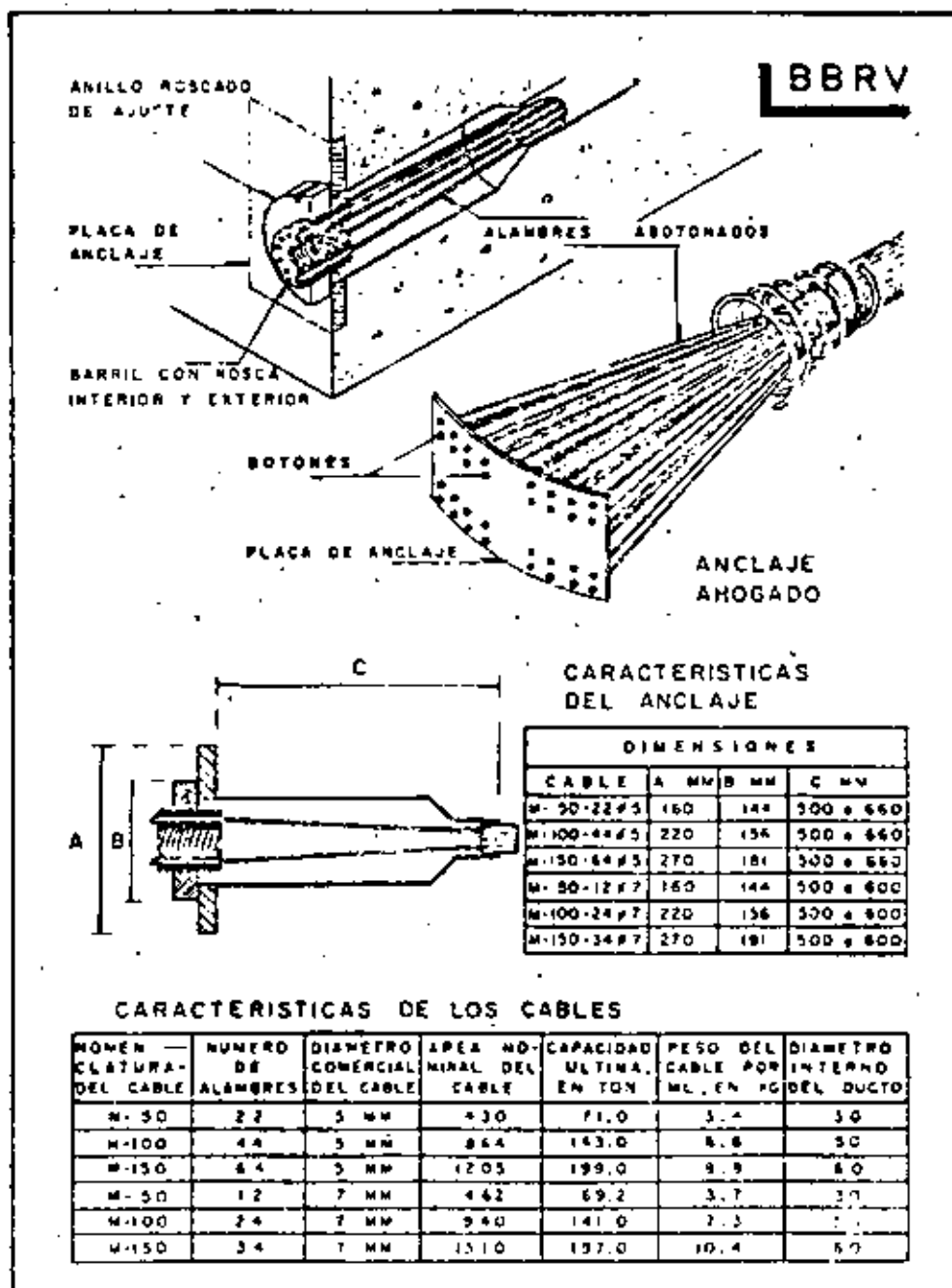


Fig 19.

en el elemento de anclaje. En vigas tensadas por un solo lado, pueden usarse anclajes a base de placas, como el mostrado en la figura.

4.2.3 Sistema Prescon (fig 20)

Fué desarrollado en Estados Unidos de Norteamérica. Es muy semejante al sistema BBRV; difiere de este únicamente en el ajuste del presfuerzo, que se logra por medio de placas de acero en lugar de la rosca empleada en el sistema suizo.

4.2.4 Sistema VSL (fig 21)

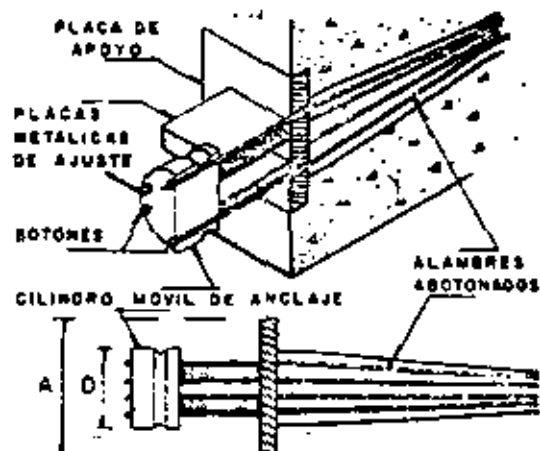
Desarrollado también en Suiza, aunque con posterioridad al BBRV, este sistema se basa en el principio de cuña y fricción. Los tendones quedan anclados en un elemento de anclaje con perforaciones cónicas para cada alambre o torón. El elemento de anclaje cuenta con una rosca para hacer ajustes, lo mismo que en el anclaje BBRV. En el extremo fijo, los tendones pueden anclarse doblándolos, como se indica en la figura

4.2.5 Sistema CCL (fig 22)

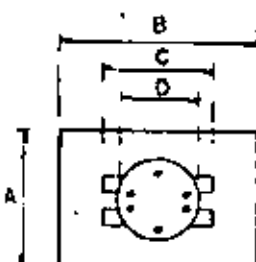
Es de origen inglés. Al igual que el Freyssinet, utiliza el principio de cuña y fricción, pero anclando individualmente cada tendón por medio de un sistema de cuñas y cilindros. En este sistema se deben tensar uno por uno todos los alambres que forman el tendón.

4.2.6 Sistema Ramza (fig 23)

Este sistema, de patente mexicana, ha sido desarrollado recientemente por el Ing. Ramírez Zamorano. Se ha utilizado con éxito en estructuras civiles importantes. De características originales, difiere considerablemente de los descritos en los incisos anteriores. Se basa en la extrusión en frío de un casquillo metálico en torno del tendón por anclar; la extrusión se efectúa mediante una prensa y unos dados de diseño especial. La sujeción se logra por la incrustación, entre el casquillo y el acero de presfuerzo, de un material de mayor dureza que ambos, el cual se coloca de manera que al realizarse



PRESCON



CARACTERISTICAS DE LOS CABLES

NOMENCLATURA CABLE * M G C	NUMERO DE ALAMBRES	DIAMETRO COMERCIAL DEL CABLE	AREA NOMINAL DEL CABLE EN MM ²	CAPACIDAD ULTIMA EN TON	PESO DEL CABLE POR ML EN KG	DIAMETRO INTERIOR DEL DUCTO
4	4	7 MM	154	23.7	1.28	48
5	5	7 MM	197	28.8	1.60	48
6	6	7 MM	231	34.7	1.92	48
7	7	7 MM	269	40.3	2.24	48
8	8	7 MM	308	46.2	2.56	48
9	9	7 MM	346	52.0	2.88	48
10	10	7 MM	385	57.8	3.20	48
11	11	7 MM	423	63.2	3.52	48
12	12	7 MM	462	69.2	3.70	48
13	13	7 MM	500	75.0	4.16	50
14	14	7 MM	539	80.7	4.48	50
15	15	7 MM	577	86.3	4.80	50
16	16	7 MM	616	92.1	5.12	50

CARACTERISTICAS DEL ANCLAJE

CABLE	DIMENSIONES				CABLE	DIMENSIONES			
	A MM	B MM	C MM	D MM		A MM	B MM	C MM	D MM
4	101	152	101	83	11G	127	215	101	78
5	101	152	101	83	12G	152	203	101	76
6	101	152	101	83	13G	152	227	152	89
7	101	178	101	83	14G	152	240	152	89
8	101	178	101	76	15G	152	234	152	89
9	127	180	101	76	16G	152	279	152	89
10	127	203	101	76					

* M = ALAMBRES NO INYECTADOS, PROTEGIDOS CON PAPEL
G = ALAMBRES CUBIERTOS CON DUCTO PARA INYECCION

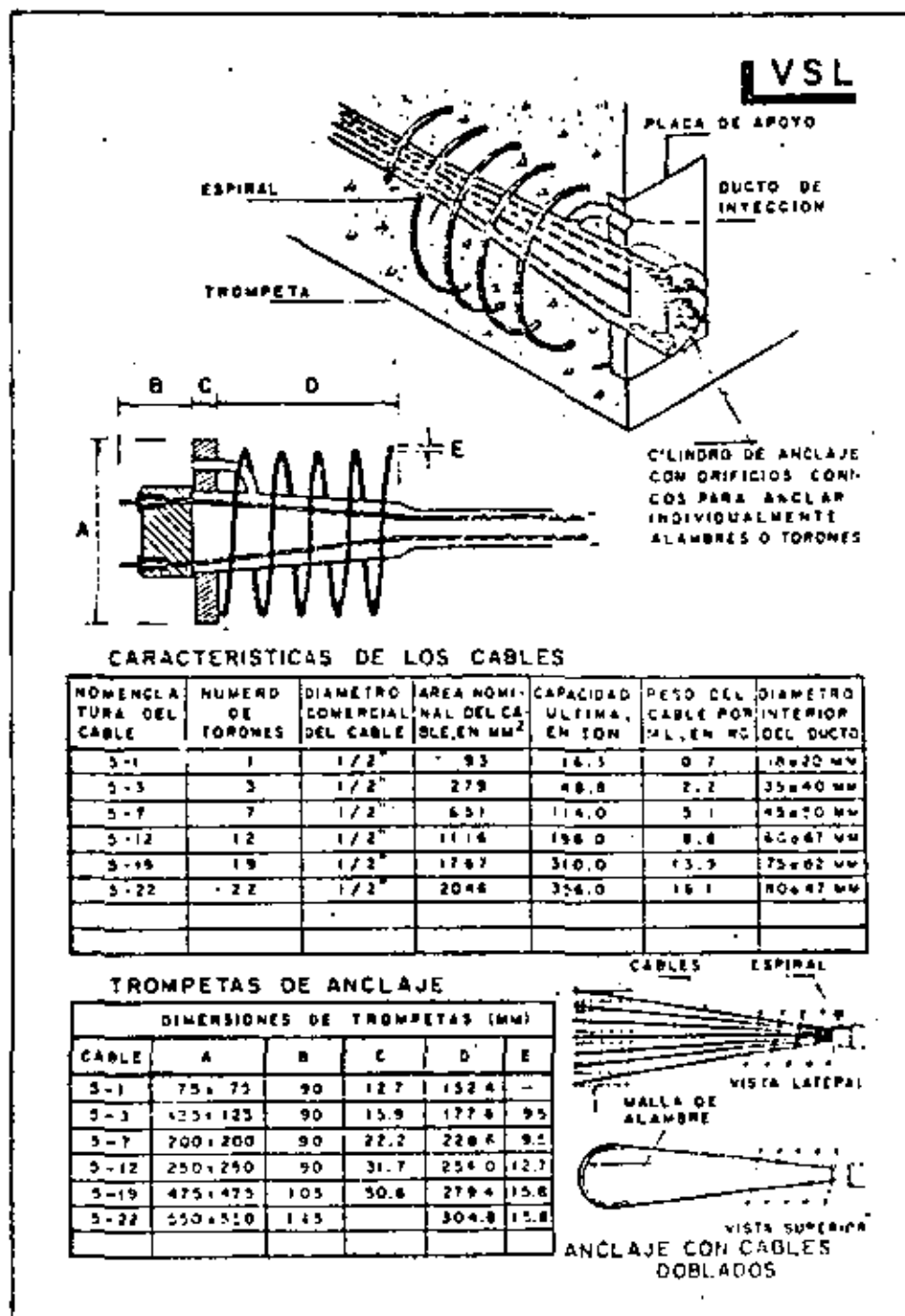
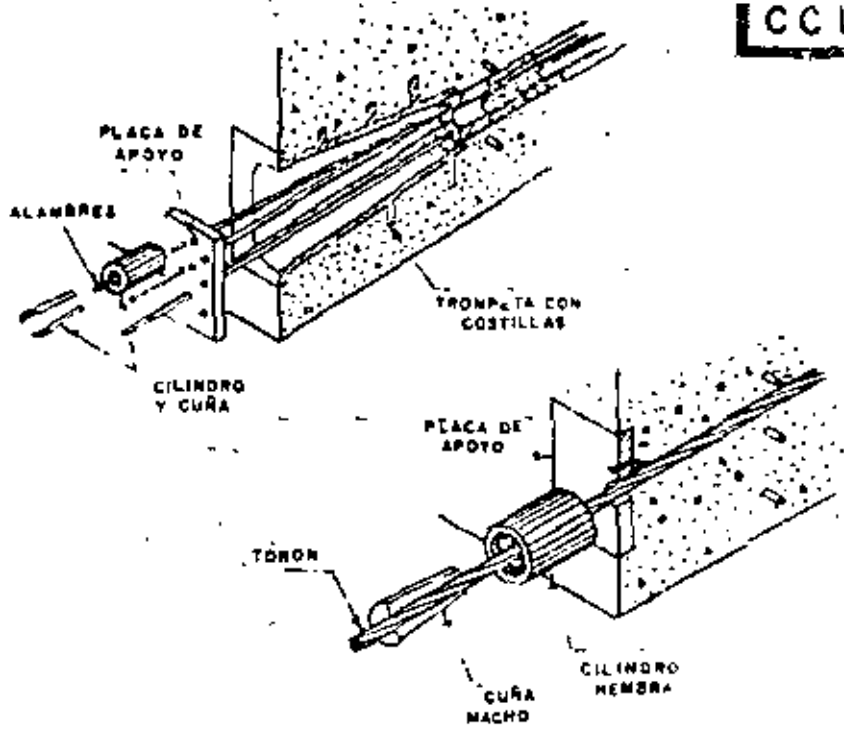


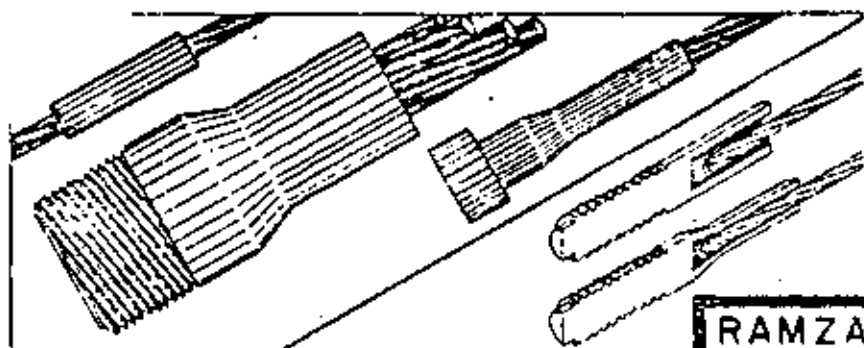
Fig 21.

CCL



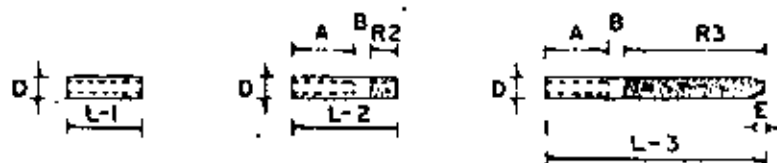
CARACTERISTICAS DE LOS CABLES

NOMENCLATURA DEL CABLE	NUMERO DE ALAMBRES	DIAMETRO COMERCIAL DEL CABLE	AREA NOMINAL DEL CABLE, EN MM ²	CAPACIDAD ULTIMA, EN TON	PESO DEL CABLE POR ML, EN KG
6 0 3	6	3 MM	136	29.7	1.23
6 0 7	6	7 MM	307	48.2	2.42
6 0 3/16"	6	3/16"	297	32.0	2.36
6 0 3/8"	6	3/8"	412	72.0	3.29
6 0 1/2"	6	1/2"	740	129.0	5.90
12 0 3	12	3 MM	232	38.8	1.82
12 0 7	12	7 MM	462	89.2	3.63
12 0 3/16"	12	3/16"	447	78.2	3.54
12 0 3/8"	12	3/8"	620	108.0	4.90
12 0 1/2"	12	1/2"	1120	196.0	8.80



RAMZA
CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES

DIAMETRO DE ANCLAJE	FORMA DE SUJECION	MATERIAL SUJETO										
		ALAMBRE DE PRESFUERZO					TORON DE PRESFUERZO					
		2	3	5	7	3/16"	3/8"	1/2"				
NUMERO DE ALAM.	CAPACIDAD ULTIMA, EN TON.	NUMERO DE ALAM.	CAPACIDAD ULTIMA, EN TON.	NUMERO DE ALAM.	CAPACIDAD ULTIMA, EN TON.	NUMERO DE TORONES	CAPACIDAD ULTIMA, EN TON.	NUMERO DE TORONES	CAPACIDAD ULTIMA, EN TON.	NUMERO DE TORONES	CAPACIDAD ULTIMA, EN TON.	
3/4	A	14	9.7	3	10.3	2	12.3	1	6.0	1	8.4	
	C	2-7	9.7									
1"	A	28	19.4	6	20.6	3	18.5				1	16.6
	C	4-7	19.4					2	14.1			
1 1/2"	A	70	48.4	14	48.1	8	49.3					
	C	10-7	48.4	2-7	48.1			7	49.2	5	47.6	
2"	A	133	91.9	24	82.5	14	86.2					
	C	19-7	91.9	3-7	72.2	2-7	86.2	12	84.4	9	83.7	4



CARACTERÍSTICAS DEL ANCLAJE

DIAMETRO D (MM)	MATERIAL SUJECION	DIMENSIONES							
		A	B	E	L			R	
		MM	MM	MM	L-1 MM	L-2 MM	L-3 MM	R-2 MM	R-3 MM
19.1	A	80	10	10	80	150	700	60	110
	C	80	10	10	80	150	200	60	110
25.4	A	100	20	10	100	200	250	80	130
	C	80	20	10	80	150	250	50	130
38.1	A	150	30	15	150	250	400	70	220
	C	80	30	15	80	200	400	90	290
50.8	A	200	40	25	200	400	600	160	360
	C	80	40	25	80	250	600	130	460

⊙ A
HAZ DE ALAMBRES, TORON O CABLE INDIVIDUAL, EN PERFORACION CENTRAL

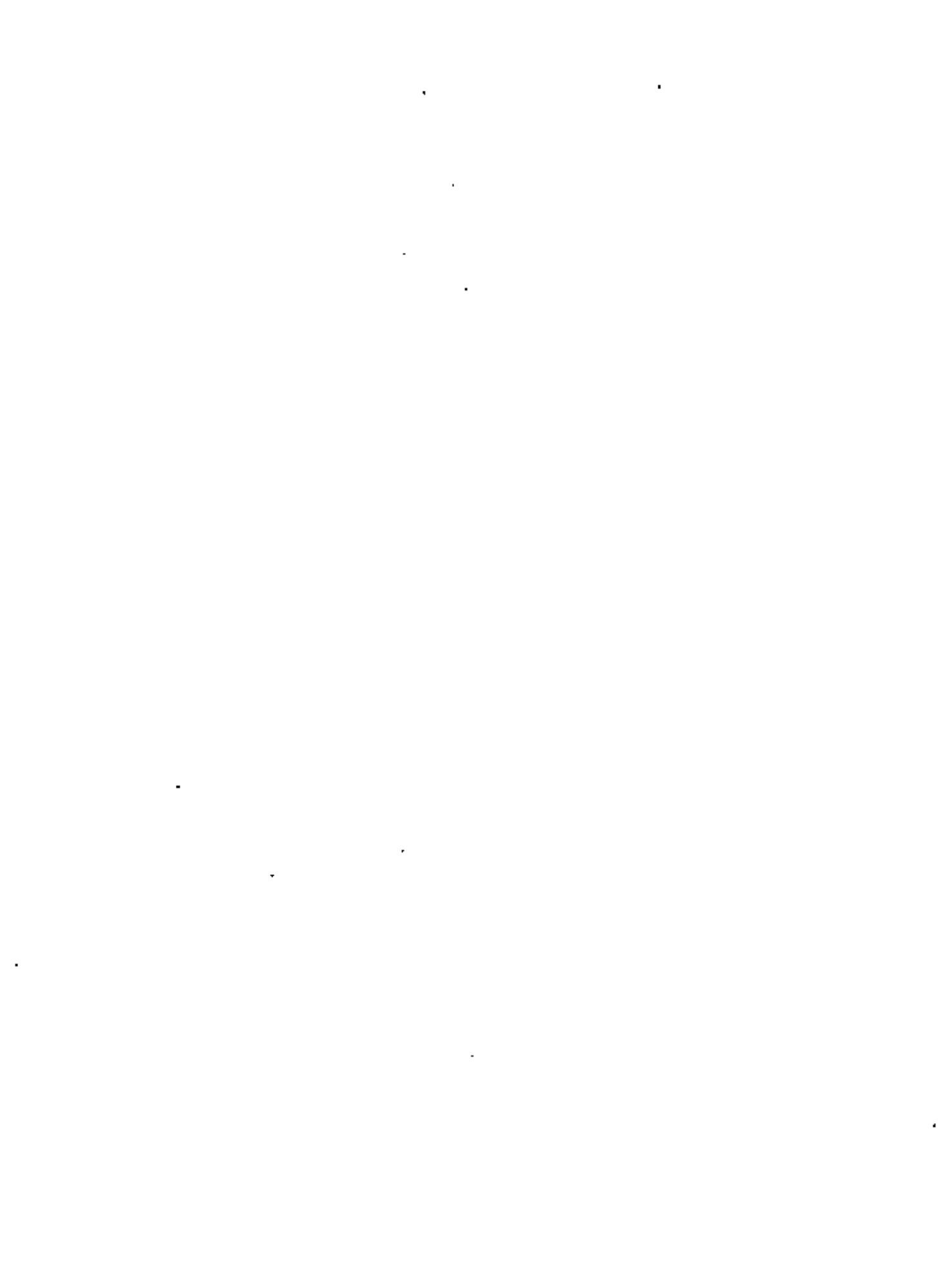
⊙ B
HAZES DE 7 ALAMBRES TORONES O CABLES INDIVIDUALES EN PERFORACIONES MÚLTIPLES

Fig. 23.

CUARTO CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

PUENTE CON LOSA DE 3 BERVADURAS
DE 30 M DE CLARO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
NOVIEMBRE DE 1991



CALCULOS HIDRAULICOS DEL ARROYO EN EL SITIO DE CRUCE. -

Estos cálculos nos fueron proporcionados por la Residencia de Construcción en Tomatlán, Jal., y por instrucciones del Jefe del Departamento de Conales, tras un estudio previo, nos indicó que podían tomarse como buenas, por lo tanto solo las consignaremos:

$$N.A.M.E., \text{ elev.} = 65.50$$

$$\text{Area de la Cuenca} = 11056 \text{ Has}$$

$$\text{Pendiente promedio del arroyo} = 0.002$$

$$\text{Gasto de la Cuenca} = 220 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Tirante de la Sección} = 3.77 \text{ m} \quad (\text{En el sitio de Cruce})$$

$$\text{Area de la Sección} = 100 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado de la Sección} = 61.00 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico} = 1.639 \text{ m}$$

$$\text{Gasto en el sitio de cruce} = 207.90 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Velocidad en la sección} = 2.079 \text{ m/seg.}$$

CALCULOS HIDRAULICOS BAJO EL PUENTE. -

(La plantilla en el sitio de cruce es sensiblemente plana)

Area bajo el puente:

$$A_{bp} = (17.40 + 1.5 \times 3.77) \times 3.77 = 85.41 \text{ m}^2$$

Velocidad bajo el puente:

$$V_{bp} = \frac{207.90}{85.41} = 2.43 \text{ m/seg}$$

Velocidad de llegada:

$$V_o = 2.079 \text{ m/seg}$$

Sobreelevación:

$$h = \frac{V_{bp}^2 - V_o^2}{2g} = \frac{2.430^2 - 2.079^2}{2 \times 9.81} = 0.08m$$

$$h = 8 \text{ cm.}$$

DESCRIPCION. -

La presente memoria corresponde al cálculo estructural de una losa para puente, con tres nervaduras, de concreto reforzada, tal como se muestra en el esquema de la hoja núm. 2, de acuerdo con los siguientes datos:

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Claro = 30.00 m

Longitud total = 30.60 m

Ancho de la calzada = 7.50 m

Ancho de las guarniciones = 0.80 m

Ancho total del puente = 9.10 m

Ancho de la carpeta asfáltica = 6.50 m

Peralte de las guarniciones = 0.28 m

Espesor de la carpeta asfáltica = 0.03 m

Bombeo = 0.08 m (Perfil a dos aguas con 2% de pendiente)

Esviajamiento = 0° (El puente es normal al arroyo)

Número de nervaduras. = 3

Parapeto tipo GD-1312-SRH, con remate recto.

Carga móvil tipo HS-20, en dos fajas de circulación

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO. -

$$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

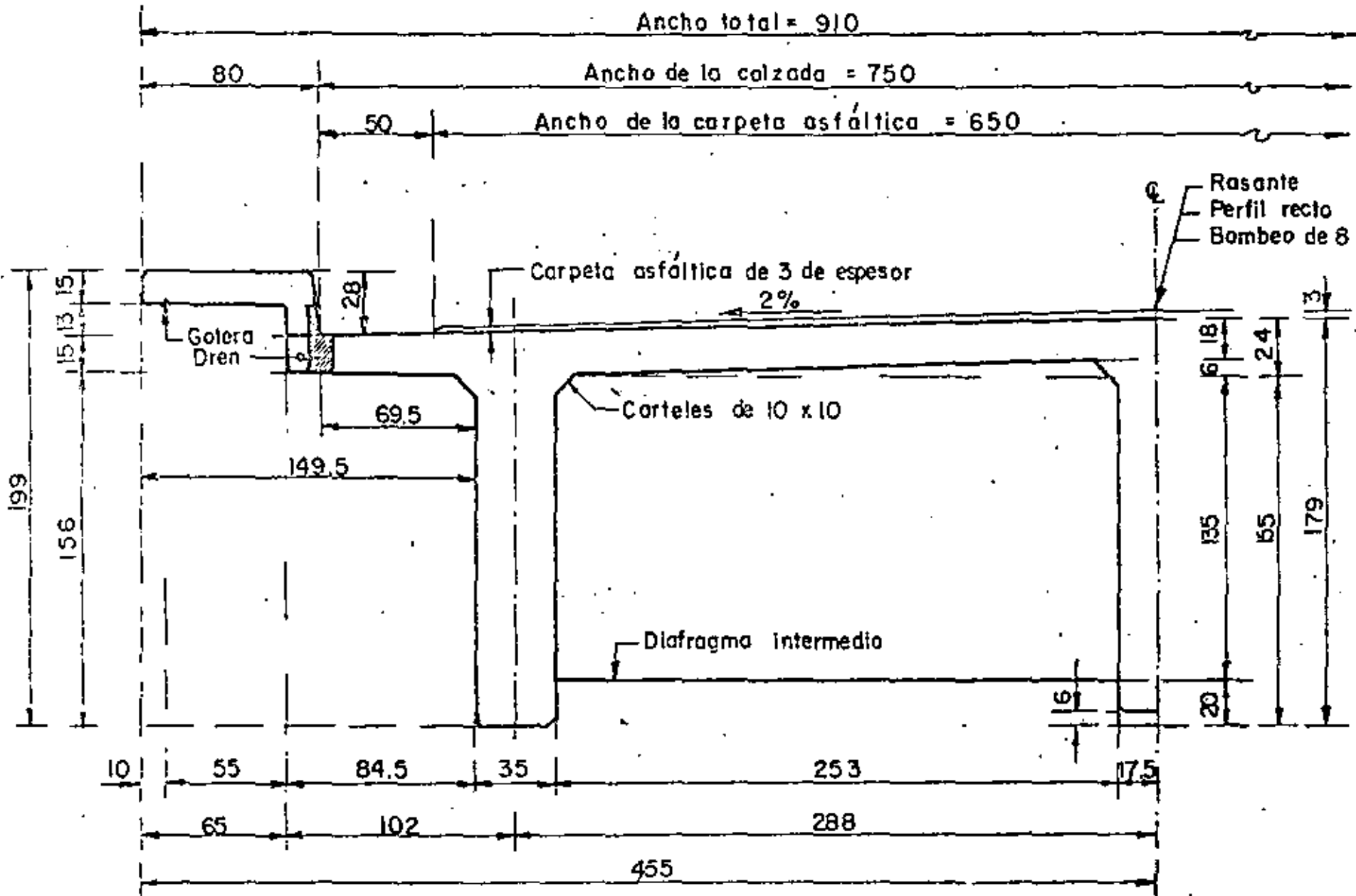
$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.330$$

$$J = 0.890$$



MEDIA SECCION NORMAL

P-C-A
A

$$K = 14.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.262$$

SEPARACION ENTRE NERVADURAS. -

Esta separación se obtiene buscando el equilibrio entre los momentos de la parte que queda en voladizo y el de la parte central, con respecto a los paños de la nervadura.

1. - LOSA EN VOLADIZO. -

a). - Por carga muerta

$$\text{Parapeto tipo} = 150 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = 1.495 - 0.125 = 1.37 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 150 \times 1.37 = 206 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Guarnición} = 0.65 \times 0.15 \times 2400 = 234 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = 1.495 - 0.325 = 1.17 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 234 \times 1.17 = 274 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Guarnición} = 0.135 \times 0.28 \times 2400 = 91 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = 0.845 - 0.068 = 0.78 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 91 \times 0.78 = 70 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Losa en voladizo} = 0.17 \times 0.845 \times 2400 = 345 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = \frac{0.845}{3} \left(\frac{0.15 + 2 \times 0.18}{0.15 + 0.18} \right) = 0.435 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 345 \times 0.435 = 151 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Asfalto en el voladizo} = 0.195 \times 0.03 \times 2200 = 13 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 0.098 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 13 \times 0.098 = 1 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

$$\leq M = 702 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda a un pié de la guarnición)

$$P = 7257 \text{ Kg.}$$

$$X = 0.695 - 0.305 = 0.39 \text{ m}$$

$$E = 0.80 X + 1.143 = 0.80 \times 0.39 + 1.143 = 1.455 \text{ m}$$

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.10} = 0.224 \quad (22.4\% \text{ de la carga viva})$$

$$M_{cv+I} = 1.224 \frac{PX}{E} = \frac{1.224 \times 7257 \times 0.39}{1.455} = 2381 \text{ Kg-m/m}$$

Por tanto, el momento total en el voladizo vale:

$$M_{vol.} = 702 + 2381 = 3083 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

2. - LOSA ENTRE NERVADURAS

a). - Por carga muerta

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.18 \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} = 0.03 \times 220 = \frac{66}{498} \text{ Kg/m}^2$$

$$M = \frac{498 \times 2.53^2}{10} = 319 \text{ Kg-m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda en el q. entre nervaduras)

$$E = 0.063S + 1.42 \quad S = 2.53 \text{ m}$$

$$E = 0.063 \times 2.53 + 1.42 = 1.579 \text{ m}$$

$$M = 1.224 \frac{P}{5E} S = \frac{1.224 \times 7257 \times 2.53}{5 \times 1579} = 2846 \text{ Kg-m/m}$$

El valor del momento total entre nervaduras es:

$$M_{\text{nervs}} = 319 + 2846 = 3165 \text{ Kg-m/m}$$

Como $M_{\text{vol.}} \approx M_{\text{nervs}}$, se acepta la separación propuesta. -

DISEÑO DE LA LOSA

$$d = \alpha \sqrt{M} = 0.262 \sqrt{3165} = 14.74 \text{ cm.}$$

Se adopta: $d = 15 \text{ cm}$; $r = 3 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$.

a). - Acero principal de refuerzo. - (A_{sp})

$$A_{sp} = \frac{316500}{1800 \times 0.89 \times 15} = 13.17 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 15 cm ($A_{sp} = 13.20 \text{ cm}^2$) y se doblarán a una distancia $X = 0.354 \times 2.53 = 0.90 \text{ m}$ a partir del centro del claro entre dos nervaduras y medido sobre el semiperalte.

b). - Acero para distribución. - (A_{sd})

$$\% \text{ de } A_{sp} = \frac{100}{\sqrt{3.285 \times 5}} = \frac{100}{\sqrt{3.285 \times 2.53}} = 34.71\%$$

$$\text{Entonces } A_{sd} = 0.3471 \times 13.20 = 4.58 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 27 cm.

c). - Acero por temperatura. - (A_{st})

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 18 = 2.70 \text{ cm}^2$$

El cálculo nos da varillas 4C a cada 47 cm, pero para estar acordes con los demás espaciamientos ya calculados, los colocaremos de la siguiente manera:

Vars. 4C a cada 27 cm en el sentido paralelo al eje del camino

Vars. 4C a cada 30 cm en el sentido perpendicular al eje del camino

d). - Acero adicional (bastones) sobre los diafragmas. - (A_{so})

$$A_{so} = 50\% \text{ de } A_{sp}$$

$$A_{so} = 0.50 \times 13.20 = 6.60 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 5C a cada 27 cm y serán de una longitud $L = 0.25S + 0.50 = 0.25 \times$

P-C-A

✓

nes tendrán una longitud total de $2 \times 1.15 + 0.20 = 2.50$ m.

DISEÑO DE LAS NERVADURAS POR FLEXION. -

Grado de Rigidez de la Estructura. -

Se investigará si es de aplicarse el criterio de Courbón o de Leonhardt.

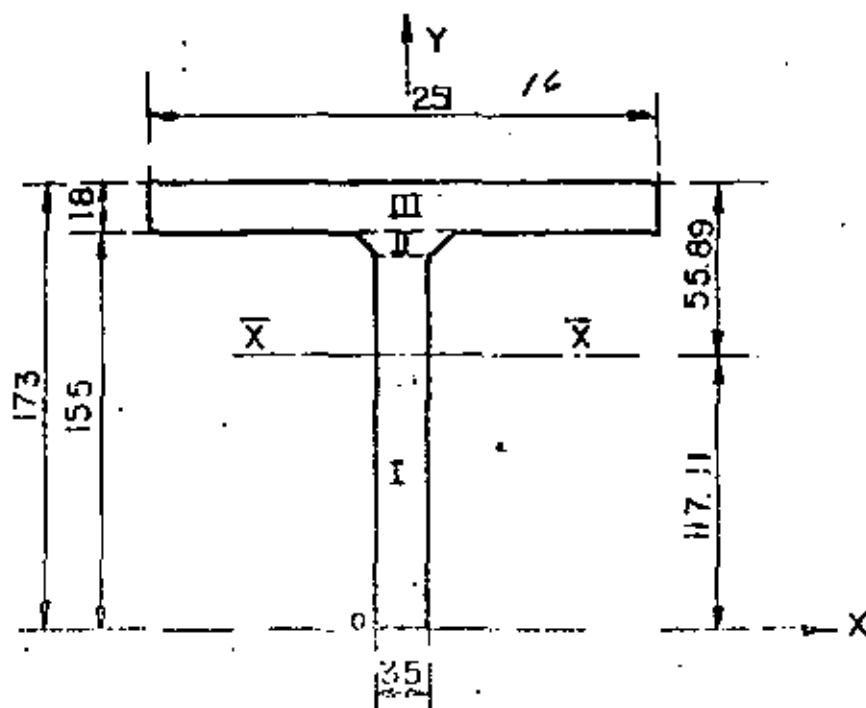
Para esto encontraremos las características geométricas de las secciones de las nervaduras y diafragmas.

Para la nervadura el ancho efectivo del patín será:

$$b = \frac{L}{4} = \frac{3000}{4} = 750 \text{ cm}$$

$$b = \text{c.a. c. de nervaduras} = 288 \text{ cm}$$

$$b = 12t + b' = 12 \times 18 + 35 = 251 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige}$$



En la zona (II) el centro de gravedad vale:

$$\bar{Y}_{II} = \frac{10}{3} \left(\frac{2 \times 55 + 35}{55+35} \right) = 5.37 \text{ cm.}$$

$$A_{II} = (55+35) 0.5 \times 10 = 450 \text{ cm}^2$$

El centro de gravedad de toda la sección es:

$$\bar{X} = 0 \text{ (La sección es simétrica)}$$

$$\bar{Y} = \frac{145 \times 35 \times 72.5 + 450 \times 149.37 + 251 \times 18 \times 164}{5075 + 450 + 4518}$$

$$\bar{Y} = 117.11 \text{ cm}$$

Por lo tanto el momento de inercia respecto al eje $\bar{X}-\bar{X}$ será:

$$I_{xxI} = \frac{35 \times 145^3}{12} + 5075 \times 44.61^2 = 18\,991\,337 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{10^3 (55^2 + 4 \times 55 \times 35 + 35^2)}{36 (55 + 35)} + 450 \times 33.26^2 = 501\,491 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = \frac{251 \times 18^3}{12} + 4518 \times 46.89^2 = \frac{10\,055\,587 \text{ cm}^4}{29\,548\,415 \text{ cm}^4}$$

$$I_{xx \text{ tot}} =$$

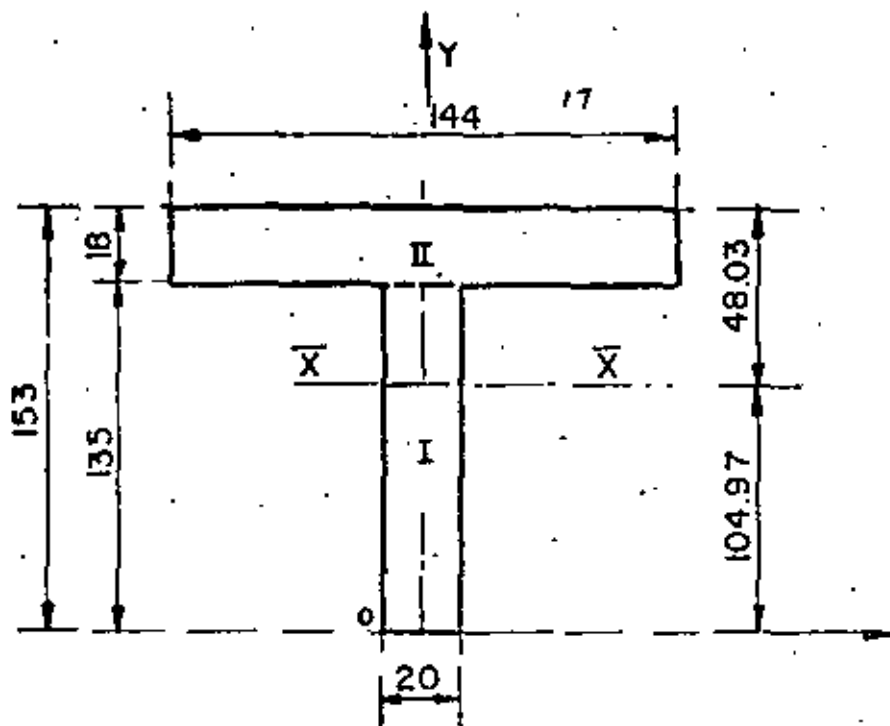
$$J_L = 0.2955 \text{ m}^4$$

Para el diafragma, el ancho efectivo del patín valdrá:

$$b = \frac{L'}{4} = \frac{576}{4} = 144 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige}$$

$$b = \text{c.a.c. de diafragma} = 600 \text{ cm}$$

$$b = 12t + b' = 12 \times 18 + 20 = 236 \text{ cm}$$



$$\bar{X} = 0$$

$$\bar{Y} = \frac{20 \times 135 \times 67.5 + 144 \times 18 \times 144}{2700 + 2592} = 104.97 \text{ cm}$$

$$\bar{Y} = 104.97 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el momento de inercia respecto al eje $\bar{X} - \bar{X}$ será:

$$I_{xxI} = \frac{20 \times 135^3}{12} + 2700 \times 37.47^2 = 7\,891\,427 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{144 \times 18^3}{12} + 2592 \times 39.03^2 = 4\,018\,484 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxtot} = 11\,909\,911 \text{ cm}^4$$

$$J_1 = 0.1191 \text{ m}^4$$

CALCULO DEL VALOR DE "λ" .-

$$\text{De la ecuación } \lambda = \frac{1}{2L} \sqrt[4]{\frac{L}{T} \left(\frac{N}{n} \frac{PL}{PT} \right)} \leq 0.30$$

P-C-A

De donde:

$$l = \text{Distancia entre nervaduras extremas} = 5.76 \text{ m}$$

$$L = \text{Longitud del puente} = 30.00 \text{ m}$$

$$N = \text{Número de nervaduras} = 3$$

$$n = \text{Número de diafragmas intermedios} = 4$$

$$I_L = \text{Momento de inercia centroidal de la nervadura} = 0.2955 \text{ m}^4$$

$$I_D = \text{Momento de inercia centroidal del diafragma} = 0.1191 \text{ m}^4$$

$$\text{Por lo tanto: } \lambda = \frac{5.76}{2 \times 30.00} \sqrt[4]{\frac{30.00}{5.76} \left(\frac{3 \times 0.2955}{4 \times 0.1191} \right)} = 0.1694$$

Como $\lambda = 0.1694 < 0.30$, usaremos el Método de Courbón para investigar los estados críticos de carga para cada una de las nervaduras, de acuerdo con las siguientes hipótesis:

1.- La deformación de los diafragmas, por efectos de excentricidad transversal de las cargas, se verifica según una recta, lo cual implica admitir una rigidez infinitamente grande en dichos diafragmas.

2.- La parte de la carga que toma cada una de las nervaduras es proporcional a su momento de inercia y al asentamiento en la misma nervadura, producido por las cargas aplicadas, teniendo en cuenta la primera hipótesis.

Del folleto "Taboleiros de Pontes como Grelha pelo Método de Engesser-Courbón", página 38, tenemos:

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \frac{2i - (n+1)}{n^2 - 1} \frac{e}{E} \right]$$

En donde:

R = Carga correspondiente a la nervadura "i"

i = Rango de la nervadura en estudio

n = Número de nervaduras.

e = Excentricidad de la carga viva considerado

E = distancia entre ejes de nervaduras

p = Carga total sobre las nervaduras

De acuerdo con esto, la ecuación anterior se simplifica en:

$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 6 \cdot \frac{2i - 4}{8} \times \frac{e}{2.88} \right]$$

$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 6 \cdot \frac{2(i - 2)}{8} \cdot \frac{e}{2.88} \right]$$

$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 0.5208 (i - 2) e \right] \dots 1$$

Antes de aplicar la fórmula 1, calcularemos las solicitaciones que afectan a las nervaduras.

CUBICACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA. -

1.- Losa, Guarnición, Carteles y Nervaduras. -

$$\text{Guarnición} = 0.65 \times 0.15 = 0.0975 \text{ m}^2$$

$$\text{Guarnición} = 0.135 \times 0.28 = 0.0378 \text{ m}^2$$

$$\text{Voladizo} = 0.17 \times 1.02 = 0.1734 \text{ m}^2$$

$$\text{Losa} = 0.18 \times 2.88 = 0.5184 \text{ m}^2$$

$$\text{Nervaduras} = (0.35 \times 1.55) 1.5 = 0.8138 \text{ m}^2$$

$$\text{Carteles} = (0.10^2 \times 0.5) 3 = \frac{0.0150 \text{ m}^2}{0.5A = 1.6559 \text{ m}^2}$$

$$A = 3.3117 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso por metro} = 3.3117 \times 1.00 \times 2400 = 7948 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 7948 \times 30.60 = 243\,211 \text{ Kg.}$$

2.- DIAFRAGMAS EXTREMOS. -

$$A = 1.58 \times 2.53 - 0.10^2 \times 0.5 \quad \times 2 = 3.9874 \text{ m}^2$$

$$V = 3.9874 \times 0.20 = 0.7975 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de un diafragma} = 0.7975 \times 2400 \times 2 = 3828 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso de dos diafragmas} = 3828 \times 2 = 7656 \text{ Kg.}$$

3. - CUATRO DIAFRÁGMAS INTERMEDIOS. -

$$A = 1.38 \times 2.53 - 0.010 = 3.4814 \text{ m}^2$$

$$V = 3.4814 \times 0.20 = 0.6963 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de un diafragma} = 0.6963 \times 2400 \times 2 = 3342 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de 4 diafragmas} = 3342 \times 4 = 13369 \text{ Kg.}$$

4. - CARPETA ASFALTICA DE 0.03 m DE ESPESOR. -

$$\text{Peso por metro} = 0.03 \times 6.50 \times 2200 = 429 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 429 \times 30.60 = 13127 \text{ Kg.}$$

5. - PARAPETO TIPO T-9.1.1, CON REMATES RECTOS. -

$$\text{Peso por metro} = 150 \times 2 = 300 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 300 \times 30.60 = 9180 \text{ Kg.}$$

6. - PESO TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA. -

$$P = 243\,211 + 7656 + 13369 + 13127 + 9180 = 286\,543 \text{ Kg.}$$

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES.

1. - POR CARGAS PERMANENTES UNIFORMES. -

Parapeto 300 Kg/m

Losa, guarniciones y nervaduras 7948 . "

P-C-A-13

Carpeta asfáltica

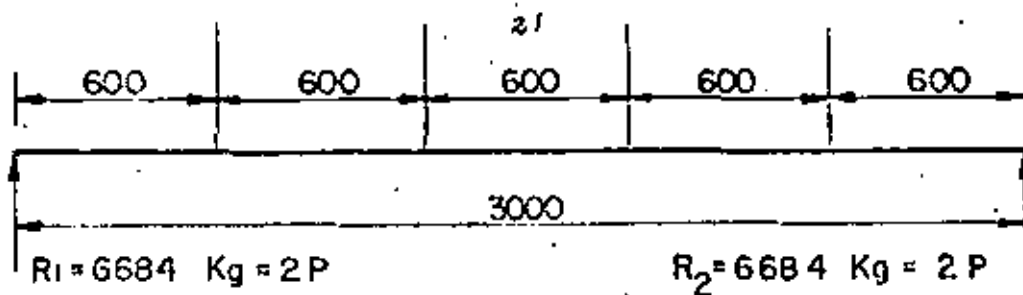
$$\omega_{cm} = \frac{429 \text{ Kg/m}}{8677 \text{ Kg/m}}$$

$$M_1 = \frac{8677 \times 30^2}{8} = 976\,163 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2. - POR CARGAS PERMANENTES CONCENTRADAS. -

(Intervienen los diafragmas intermedios únicamente)

$$P = 3342 \text{ Kg.}$$



$$M_2 = \frac{3 P L}{5} = \frac{3 \times 3342 \times 30}{5} = 60\,156 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El momento total por carga permanente vale:

$$M_{cm} = 1036\,319 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Teniendo en cuenta la segunda hipótesis ya mencionada anteriormente para las cargas permanentes, ya que estas son simétricas, es decir, la excentricidad vale $e = 0$, y las nervaduras tienen igual momento de inercia, cada nervadura tomará una tercera parte del momento total por carga permanente, esto es:

$$M_{cm} \text{ por nervadura} = \frac{1036\,319}{3} = 345\,440 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

P-C-A/4

3.- POR CARGA MOVIL.-

Del apéndice "A", página 163 de las Especificaciones de Puentes para Caminos, edición de noviembre de 1964; para una carga móvil tipo HS-20, en una faja de circulación se tendrá : (Interpolando)

M = 206 737 Kg - m/ faja

R = 29 563 Kg/ faja

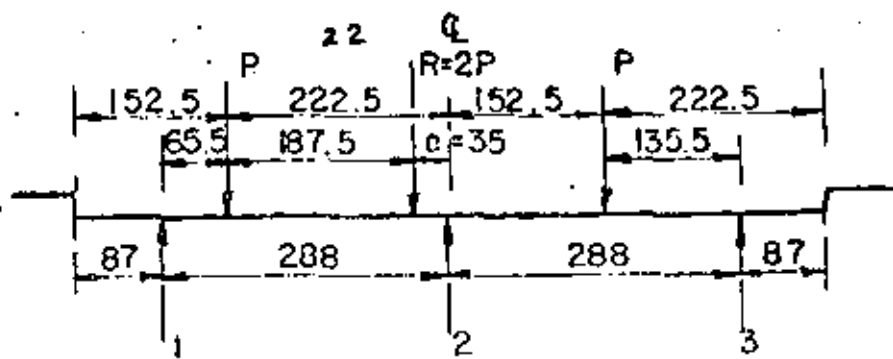
Teniendo en cuenta el impacto ya calculado y las dos fajas de circulación:

Mcv + I = 1.224 x 2 x 206 737 = 506 092 Kg - m

Rcv + I = 1.224 x 2 x 29563 = 72370 Kg.

4.- FACTOR DE CONCENTRACION.- (Coeficientes)

Se hará uso de la ecuación 1 acomodando las cargas de los camiones, según lo indica el artículo 2.7 de las especificaciones AASHO.



De acuerdo con esta posición vemos la excentricidad vale e = 0.35, por lo tanto, sustiye-

do valores en la ecuación 1 de la hoja 21:

$$R_i = \frac{M}{3} \left[1 + 0.5208 (i - 2) - 0.35 \right] = \frac{M}{3} \left[(1 + 0.1823 (i - 2)) \right]$$

Por otra parte, $\frac{M}{3} = \frac{506\ 092}{3} = 168\ 697 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Tabulando

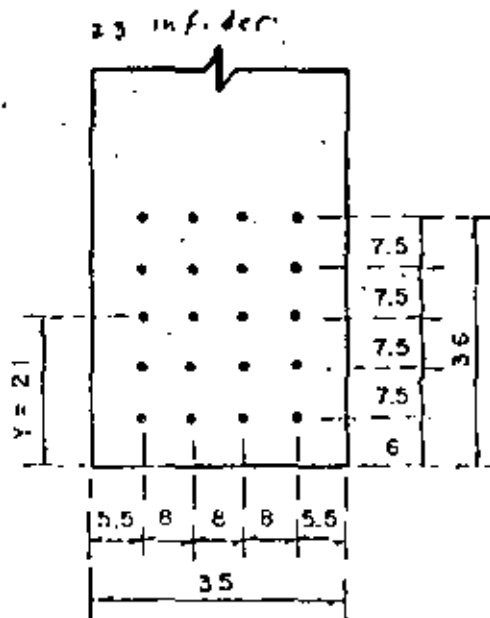
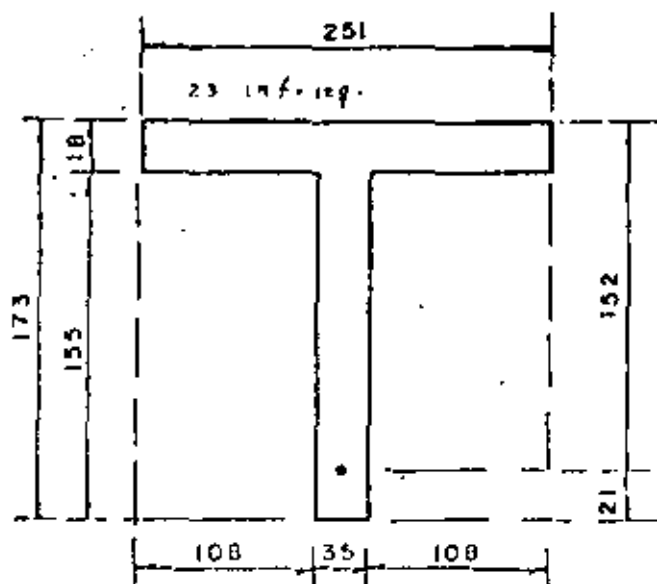
23 sup

NERV.	i	i - 2	0.1823 (i - 2)	1 + 0.1823 (i - 2)	R _i
1	1	-1	-0.1823	+0.8177	137944
2	2	0	0	+1.0000	168691
3	3	+1	+0.1823	+1.1823	199451

Finalmente, ya conocemos el momento máximo total en la nervadura más fatigada y vale:

$$M_{tot} = 345\ 440 + 199\ 451 = 544\ 891 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

DISEÑO DE LA NERVADURA



P-C-A-11

De acuerdo con las figuras anteriores, proponemos la sección y el acero de refuerzo principal, consistiendo éste en 20 varillas 12C, esto es, $A_s = 11.40 \times 20 = 228 \text{ cm}^2$

PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO. - (k_d)

Usaremos el "Método Aproximado", es decir, despreciando la compresión en el nervio; de acuerdo con esto se tiene que:

$$k_d = \frac{b t^2 + 2n A_{sd}}{2b t + 2n A_s}$$

$$b t^2 = 251 \times 18^2 = 81324 \text{ cm}^3$$

$$2n A_{sd} = 2 \times 9 \times 228 \times 152 = 623808 \text{ cm}^3$$

$$2b t = 2 \times 251 \times 18 = 9036 \text{ cm}^2$$

$$2n A_s = 2 \times 9 \times 228 = 4104 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces } k_d = \frac{81324 + 623808}{9036 + 4104} = 53.66 \text{ cm}$$

Como $53.66 \text{ cm} > 18 \text{ cm}$, decimos que la viga efectivamente trabaja como viga "T".

CALCULO DEL VALOR "Z". -

$$Z = \frac{t}{3} \left(\frac{3 k_d - 2t}{2 k_d - t} \right)$$

$$Z = \frac{18}{3} \left(\frac{3 \times 53.66 - 2 \times 18}{2 \times 53.66 - 18} \right) = 8.40 \text{ cm.}$$

$$\therefore J_d = d - Z = 152 - 8.40 = 143.60 \text{ cm}$$

ESFUERZOS DE TRABAJO. -

$$f_s = \frac{M}{A_s J_d} = \frac{54\,489\,100}{228 \times 143.60} = 1664 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1664 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

$$f_c = f_s \left[\frac{k_d}{n(d - k_d)} \right] = 1664 \left[\frac{53.66}{9(152 - 53.66)} \right] = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

P-C-A

$$100 \text{ Kg/cm}^2 \approx 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

$$f_s = f_s \left[\frac{(d - kd) + (\bar{Y} - r)}{(d - kd)} \right] = 1664 \left[\frac{9834 + 15}{94.34} \right] = 1917 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1917 \text{ Kg/cm}^2 < 2000 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

En conclusión, se acepta la sección propuesta.

ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS DE LAS NERVADURAS. -

Según las recomendaciones del Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales, de la Secretaría de Obras Públicas, para puentes mayores de 1.40 m el re fuerzo adicional en cada cara de la nervadura será del 4% del acero principal, es decir:

$$A_s = 0.04 \times 228 = 9.12 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 5 varillas 5C a cada lado de la nervadura y este mismo refuerzo será aplicado a las caras de los diafragmas.

REVISIÓN POR FUERZA CORTANTE. -

1. - EN LOS APOYOS.

a). - Por carga permanente

$$V_{cm} = \frac{w_{cm}}{3} \frac{L}{2} + \frac{2P}{3}$$

$$V_{cm} = \frac{8677 \times 30.00}{3 \times 2} + \frac{2 \times 3342}{3} = 45613 \text{ Kg}$$

b). - Por carga móvil más impacto. -

De acuerdo con lo obtenido en la hoja núm. 24

$$V_{cv+i} = 29563 \times 1.224 \times 1.182 = 42771 \text{ Kg.}$$

Entonces el cortante total en el apoyo, vale:

$$V_{cp} = 88384 \text{ Kg}$$

Por otra parte, si suponemos que hasta el apoyo llegan 8 varillas 12C, (las 12 restan-

tes se doblarán), de las 20 que tiene la sección, tendremos:

$$A_s = 8 \times 11.40 = 91.20 \text{ cm}^2$$

$$d = 173 - 9.75 = 163.25 \text{ cm}$$

$$J_d \stackrel{e}{=} d - 0.5t = 163.25 - 9 = 154.25 \text{ cm}$$

También observamos que según el Código ACI - 318 - 63

Artículo 1205, se tiene que para secciones con refuerzo en el alma, el cortante permisible vale:

$$v_{perm} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo calculado es: $v_{calc} = \frac{V}{bd}$

$$v_{calc} = \frac{88\,384}{35 \times 154.25} = 16.37 \text{ Kg/cm}^2$$

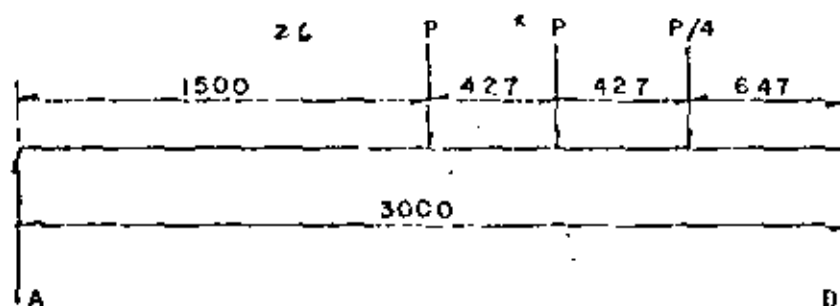
$$16.37 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

2. - EN EL CENTRO DEL CLARO

a). - Por carga permanente

$$V_{cm} = 0$$

b). - Por carga móvil. - (P = 14515 Kg)



$$R_a = \frac{14515 (15.00 + 10.73) + 3629 \times 6.46}{30.0} = 13230 \text{ Kg.}$$

$$\text{Entonces } V_{d, cv + i} = 13230 \times 1.224 \times 1.182 = 19141 \text{ Kg.}$$

$$\text{Por lo tanto: } V_{d, \text{ total}} = 19141 \text{ Kg.}$$

REVISION POR ADHERENCIA. -

Del mismo Código ACI, Artículo 1301, se tiene que para varillos del lecho superior el esfuerzo permisible de adherencia vale:

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{3.81} = 9.54 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Por otra parte: } \epsilon_o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 91.20}{3.81} = 95.75 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } \mu_{\text{calc.}} = \frac{V}{\epsilon_o J_d} = \frac{88\,384}{95.75 \times 154.25} = 5.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.98 \text{ Kg/cm}^2 < 9.54 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ bien}$$

DOBLADO DE VARILLAS. -

Al considerar que la variación de los momentos máximas es la de una parábola de 2º grado, las distancias a las cuales pueden doblarse las varillas, a partir del centro del claro, están dados por la siguiente expresión:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} = 15 \sqrt{\frac{A_d}{A_t}}$$

donde:

A_d = Área del acero por doblar

A_t = Área total del acero principal en la sección considerada

L = claro del puente.

De las 20 varillas que se tienen en la sección, se doblarán 12, corriendo las 8 restantes -

hasta el apoyo. De acuerdo con esto elaboraremos la siguiente tabla.

28

VARILLA DOBLADA	A_d / A_t	A_d / A_t	X real (m)	X adoptada (m)
1	0.05	0.224	3.354	3.295
2	0.10	0.316	4.743	4.545
3	0.15	0.387	5.810	5.745
4	0.20	0.447	6.708	6.895
5	0.25	0.500	7.500	7.920
6	0.30	0.548	8.216	8.970
7	0.35	0.592	8.874	9.970
8	0.40	0.633	9.488	10.920
9	0.45	0.671	10.052	11.745
10	0.50	0.707	10.607	12.545
11	0.55	0.742	11.124	13.245
12	0.60	0.775	11.619	13.845

CONSIDERACIONES QUE DEBERAN TOMARSE EN CUENTA PARA EL REFUERZO EN EL ALMA. -

(Basadas en las especificaciones del Código ACI-318-63, a excepción de la primera consideración)

1. - Se considera que el concreto no toma tensión diagonal.
2. - Toda la tensión diagonal la tomarán las barras dobladas y los estribos verticales.

3. - Los estribos verticales deberán absorber por lo menos la cuarta parte del cortante máximo en los apoyos, en los cuartos extremos de la nervadura.

4. - La distancia de la cara interior de la placa de apoyos a la primera barra doblada, medida sobre la línea a la mitad del peralte total deberá ser $\leq 0.5 d$

5. - La distancia entre dos barras dobladas, medida horizontalmente a éstas deberá ser $\leq Jd$

6. - La distancia entre el eje de apoyos y el primer estribo vertical deberá ser $\leq 0.25 d$

7. - La distancia entre dos estribos verticales deberá ser $\leq 0.5 d$

TENSION DIAGONAL EN VARILLAS DOBLADAS Y ESTRIBOS. -

a). - La tensión diagonal tomada por una varilla 12C, doblada a 45°, está dada por la siguiente expresión:

$$V_{vd} = \frac{A_s f_s Jd}{S \sin 45^\circ} = \frac{11.40 \times 1800 \times 154.25}{0.70711 S} = \frac{4\,476\,263}{S}$$

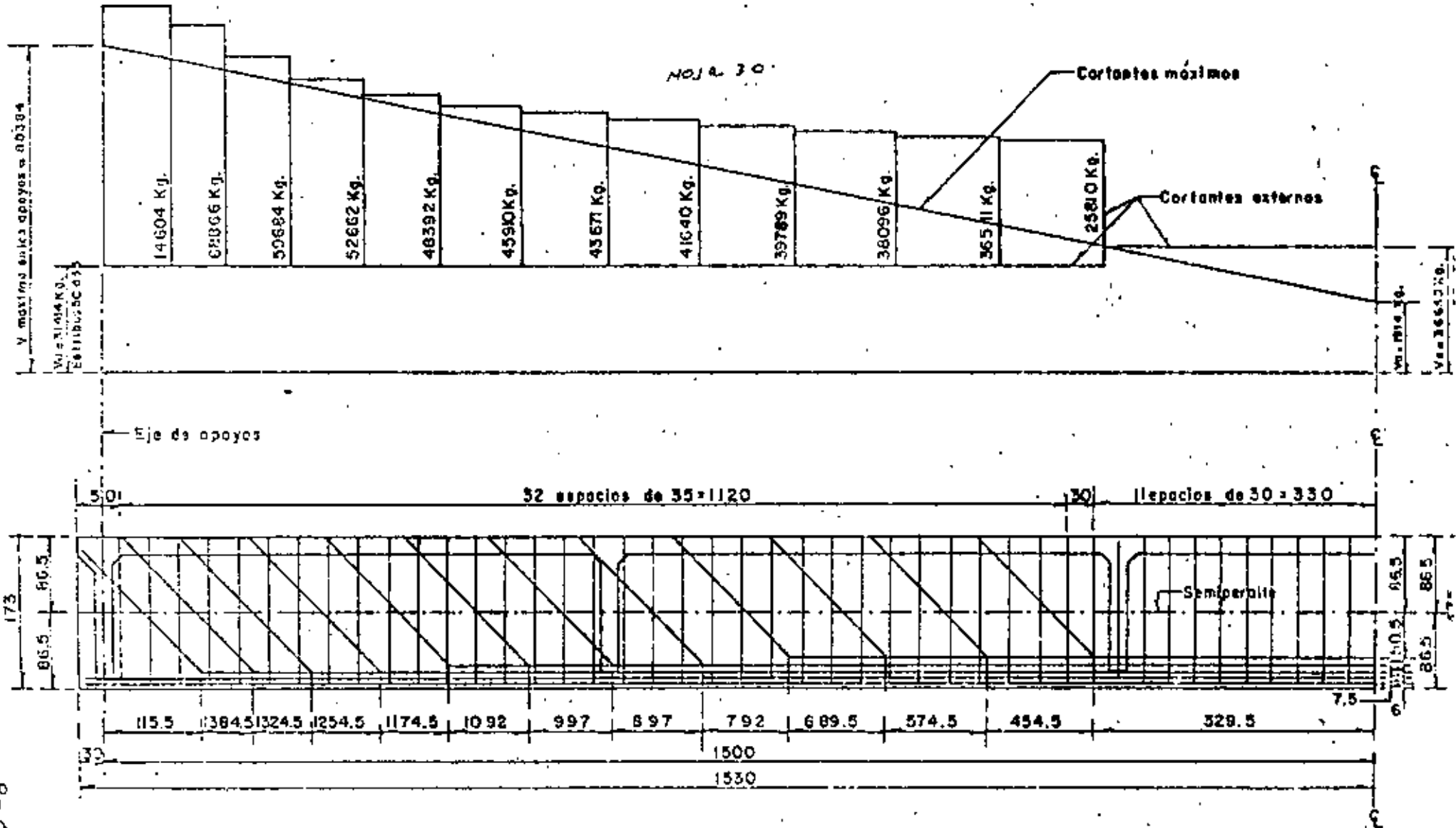
Para S =	60 cm	V _{vd} =	74 604 Kg.
	65		68866
	75		59684
	85		52662
	92.5		48392
	97.5		45910
	102.5		43671
	107.5		41640
	112.5		39789
	117.5		38096
	122.5		36541
	125		35810

b). - La tensión diagonal tomada por un estribo vertical 5C, de dos ramas, está dada por la siguiente expresión.

$$V_a = \frac{2 A_s f_s Jd}{S} = \frac{2 \times 1.98 \times 1800 \times 154.25}{S} = \frac{1099\,494}{S}$$

Para S =	30 cm,	V _a =	36650 Kg.
	35		31414

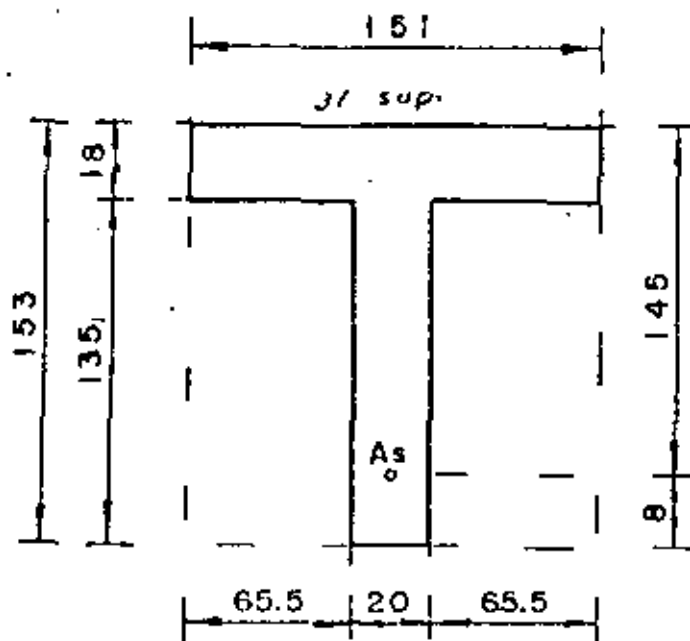
PROPORCIONAMIENTO DE VARILLAS DOBLADAS Y ESTRIBOS



P-C-A
23

CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS DIAFRAGMAS. -

Se analizará, por ser más desfavorable, un diafragma intermedio. Estos diafragmas, según M. Courbón, se deben proyectar para soportar su carga correspondiente, considerando la losa del piso apoyada isostáticamente en los diafragmas adyacentes. (Manual du Béton -- Précontrain, de M.V. Weimber, página 125), es decir que la losa está libremente apoyada en los dos diafragmas contiguos que en este caso distan 6.00m centro a centro entre sí. También según AASHO, artículo 1.7.4.-a, se considerará al diafragma como viga en sustentación elástica.



En este caso:

$$\frac{t}{d} = \frac{18}{145} = 0.124$$

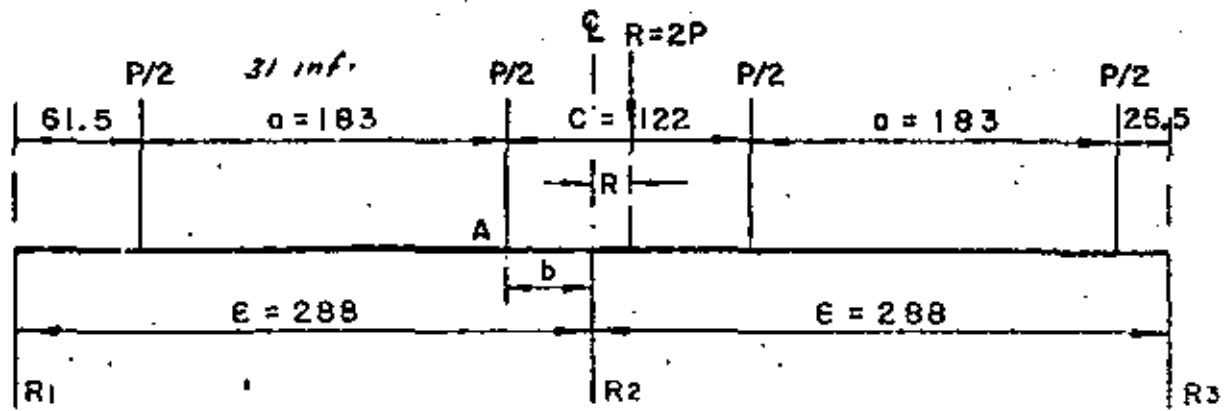
Entonces $J = 0.939$

Por tanto $Jd = 0.939 \times 145$

$Jd = 136.16 \text{ cm.}$

ANALISIS POR CARGA VIVA. - (Momentos)

P = 14515 Kg.



Se colocará en el ancho total de la calzada, la carga de un eje en cada carril de tránsito, conservando el ancho de cada eje A = 183 cm, así como la separación mínima libre de una rueda a la guarnición 0.5 C = 61 cm, tal como lo especifica AASHO, con el objeto de llegar a obtener la excentricidad máxima, así como se hizo al obtener los coeficientes de concentración.

En el análisis del diafragma como viga continua, ésta deja de ser hiperestática debido a que de antemano se pueden conocer las reacciones, aplicando la fórmula ya conocida.

$$R_i = \frac{R}{n} \left[1 + 6 \frac{2i - (n+1)}{n^2 - 1} \frac{e}{E} \right]$$

$$R_j = \frac{2P}{3} \left[1 + 6 \frac{2 \times 1 + (3+1)}{3^2 - 1} \cdot \frac{e}{288} \right]$$

$$R_1 = 2P \cdot (0.333 - 0.001736 e)$$

$$R_2 = \frac{2P}{3} \left[1 + 6 \frac{2 \times 2 - (3+1)}{3^2 - 1} \cdot \frac{e}{288} \right]$$

$$R_2 = \frac{2 P \cdot}{3} = 0,6667 P$$

Por otra parte, según la figura anterior vemos que: $b = \frac{C}{2} - e$

Por lo tanto, el momento en "A", vale:

$$M_A = 2 P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5}{3E} e \right) (\epsilon - b) - 2 P \left(\frac{a}{4} \right)$$

$$M_A = 2 P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5}{3E} e \right) \left(\epsilon - \frac{C}{2} + e \right) - 2 P \left(\frac{a}{4} \right)$$

$$M_A = 2 P \left(\frac{\epsilon}{3} - \frac{C}{6} - \frac{e}{6} + \frac{1.5 C}{6E} e - \frac{1.5}{3E} e^2 - \frac{a}{4} \right) \dots (III)$$

Para obtener el valor máximo de "A" derivamos la ecuación respecto a la excentricidad e igualamos a cero.

$$\frac{dM_A}{de} = 0 = 2 P \left(- \frac{1}{6} + \frac{1.5 C}{6E} - \frac{2 \times 1.5}{3E} e \right)$$

$$\frac{e}{E} = \frac{1.5 C}{6 E} - \frac{1}{6}$$

$$e = \frac{1.5 C}{6} - \frac{E}{6}$$

$$e = \frac{1.5 \times 122}{6} - \frac{288}{6} = -17.50 \text{ cm.}$$

El signo menor significa que la excentricidad se encuentra a la derecha del centro del claro en la figura considerada.

Entonces el Momento en "A" vale:

$$M_A = 2 P \left(\frac{288}{3} - \frac{122}{6} - \frac{17.5}{6} + \frac{1.5 \times 122 \times 17.5}{6 \times 288} - \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} - \frac{183}{4} \right)$$

$$M_A = 56.64 P = 5664 \times 14515 = 822\,176 \text{ Kg-m}$$

$$M_A = 822\,176 \text{ Kg-m} \quad (\text{Sin tomar en cuenta la concentración longitudinal})$$

Las reacciones en cada nervadura valen pues:

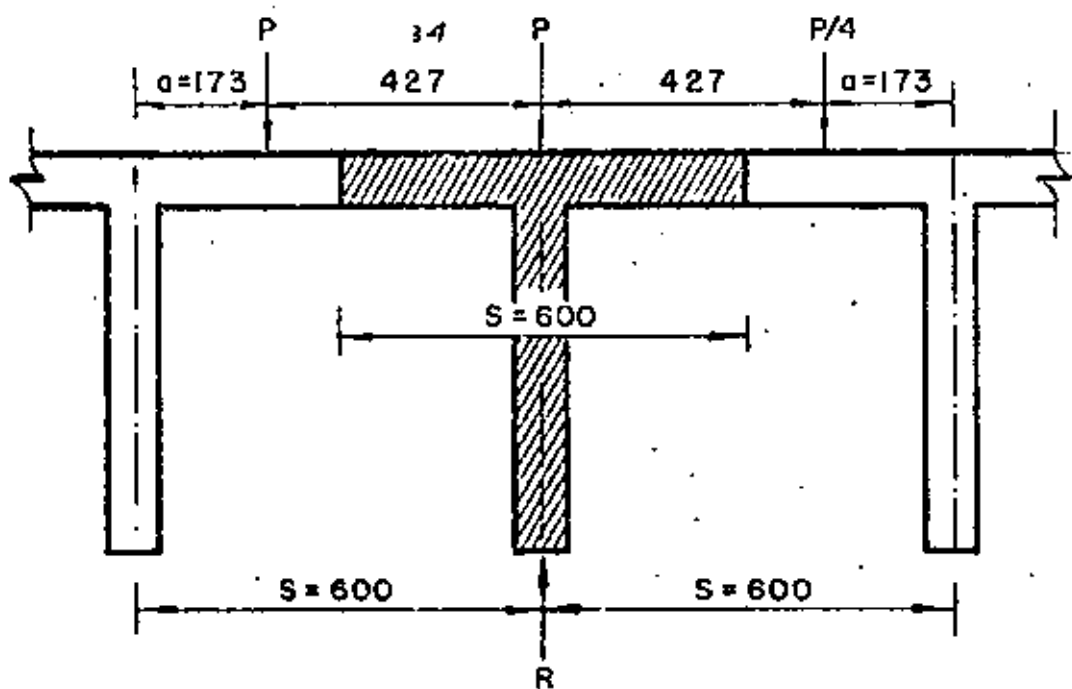
P-C-A

$$R_1 = 2P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} \right) = 0.6059 P$$

$$R_2 = \frac{2P}{3} = 0.6667 P$$

$$R_3 = 2P \left(\frac{1}{3} + \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} \right) = 0.7274 P$$

Para obtener el factor de concentración longitudinal por el Método de Courbán, simplificado, se colocará un solo camión a manera de producir el esfuerzo máximo al diafragma.



El valor de la reacción máxima R vale:

$$R = P + \frac{Pa}{S} + \frac{P}{4} \cdot \frac{a}{S} = P \left(1 + \frac{a}{S} + \frac{a}{4S} \right) = P \left(1 + \frac{5a}{4S} \right)$$

$$R = \left(1 + \frac{5 \times 1.73}{4 \times 6.00} \right) P = 1.360 P$$

ANÁLISIS PARA CARGA VIVA.- (Cortinas)

De acuerdo con la figura de la hoja núm. 23 analizada para los momentos, podemos también utilizarla para cortantes, es decir:

$$R = 2P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5e}{3E} \right)$$

$$\therefore V_{cv+I} = 1.224 \times 2 \times 14515 \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5 \times 0.175}{3 \times 2.88} \right) = 10765 \text{ Kg.}$$

$$V_{cv+I} = 10765 \text{ Kg.}$$

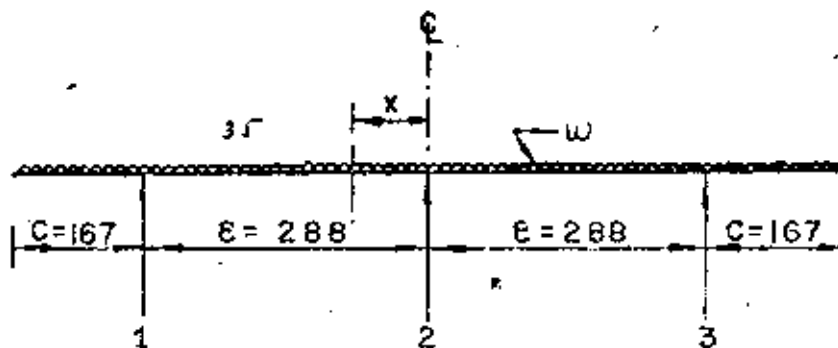
RESUMEN.

$$M_{cv+I} = 8221 \times 1.224 \times 1.3604 = 13689 \text{ Kg - m}$$

$$V_{cv+I} = 10765 \times 1.3604 = 14644 \text{ Kg.}$$

ANALISIS POR CARGA MUERTA.- (Momentos)

Admitiendo que las cargas permanentes están repartidas uniformemente ("Le Béton Précontraint", Baretz, página 157) y que se distribuyen por igual en cada uno los apoyos, se tiene:



$$R_1 = R_2 = R_3 = \frac{2C + 2E}{3} w$$

(Stielcor. - Tomo II. - Pág. 1814)

$$M_x = R_1 (E - x) = w \frac{(C + E - x)^2}{2}$$

$$M_x = R_1 E = R_1 X - \frac{\omega}{2} (C^2 + E^2 + X^2 + 2CE - 2CX - 2EX)$$

$$M_x = R_1 E - \frac{\omega C^2}{2} - \frac{\omega E^2}{2} - \omega CE + (\omega C + \omega E - R_1) X - \frac{\omega X^2}{2}$$

Para obtener el valor máximo de M_x tendremos:

$$\frac{dM_x}{dx} = \omega C + \omega E - R_1 - X = 0$$

$$\text{Por lo tanto: } X = \frac{\omega C + \omega E - R_1}{\omega} = C + E = \frac{R_1}{\omega}$$

$$X = C + E - \frac{2C + 2E}{3} = \frac{3C + 3E - 2C - 2E}{3} = \frac{C + E}{3}$$

$$X = \frac{167 + 288}{3} = 151.67 \text{ cm}$$

Por otra parte: $\omega = 0.18 \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}^2$. (Se considera solamente el peso propio de la losa).

$$\text{Entonces } R_1 = 432 \left(\frac{2 \times 1.67 + 2 \times 2.88}{3} \right) = 1130 \text{ Kg/m}$$

$$M_{m\acute{a}x.} = 1130 (2.88 - 1.5167) - 432 \frac{(1.67 + 2.88 - 1.5167)^2}{2}$$

$$M_{m\acute{a}x.} = -436 \text{ Kg-m/m}$$

La zona de influencia de la carga muerta en un diafragma intermedio puede considerarse muy conservadoramente, como lo muestra el esquema de la hoja 36 en la parte sombreada.

Por lo tanto:

$$M_{cm} m\acute{a}x. = -436 \times 6.00 = -2616 \text{ Kg-m}$$

$$V_{cm} = 1130 \times 6.00 = 6828 \text{ Kg.}$$

RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTANTES TOTALES.-

$$M_{tot} = M_{cv} + I + M_{cm} = 13689 - 2616 = 11073 \text{ Kg-m}$$

$$V_{tot} = V_{cv} + I + V_{cm} = 14644 + 6828 = 21472 \text{ Kg.}$$

DISEÑO DE DIAFRAGMAS.- (Véase figura de la hoja 23)

Considerando $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$ (dos varillas 6C)

$$k_d = \frac{151 \times 18^2 + 2 \times 9 \times 5.70 \times 145}{2 \times 151 \times 18 + 2 \times 9 \times 5.70} = 11.52 \text{ cm}$$

$k_d = 11.52 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$, por tanto vemos que la sección en estudio se comporta como viga rectangular por lo que podemos calcular directamente el acero de refuerzo principal con los datos ya obtenidos, es decir:

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{1107300}{1800 \times 0.89 \times 145} = 4.77 \text{ cm}^2$$

Se colocarán dos varillas 6C ($A_s = 5.70 \text{ cm}^2$) en la parte inferior de cada diafragma.

REVISION POR CORTANTE.- (Código ACI-318-63)

$$v_{perm} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{calc.} = \frac{V}{b d} = \frac{21472}{20 \times 145} = 7.40 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $7.40 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$ la sección no falla por esfuerzo cortante.

REVISION POR ADHERENCIA.-

$$\text{Para varillas del lecho superior: } \mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.91} = 19.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma \mu_{calc.} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 5.70}{1.91} = 11.94 \text{ cm}$$

$$\therefore \mu_{calc.} = \frac{V}{\Sigma \mu J d} = \frac{21472}{11.94 \times 0.89 \times 145} = 13.94 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $13.94 \text{ Kg/cm}^2 < 19.04 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por adherencia.

ESTRIBOS EN LOS DIAFRAGMAS. -

Utilizando estribos verticales 4C de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2a_s f_s J_d}{V} = \frac{2 \times 1.27 \times 1800 \times 0.89 \times 145}{21472} = 27.48 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 27 cm.

REFUERZO ADICIONAL EN LAS CARAS DE LOS DIAFRAGMAS. -

Se colocarán 5 varillas 5C a cada lado del diafragma.

NOTA. - Los diafragmas extremos llevarán el mismo refuerzo obtenido para los diafragmas intermedios.

CALCULO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

(1). - APOYOS MOVILES. -

CARGAS Y REACCIONES. -

a). - Por carga permanente. -

Peso total de la superestructura:

$$W_{cm} = 286\,543 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción} = 143\,272 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción por nervadura} = 47\,757 \text{ Kg.}$$

b). - Por carga móvil. -

Reacción producida por un camión tipo HS-20. -

$$R = 29\,563 \times 2 = 59\,126 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción por nervadura} = \frac{59\,126 \times 1.224 \times 1.182}{3} = 28\,514 \text{ Kg}$$

c). - Fuerza total que gravita en cada nervadura. -

$$F_{cm} = 47\,757 \text{ Kg}$$

$$F_{cm+1} = \underline{28\,514 \text{ Kg}}$$

$$F_{\text{total}} = 76\,271 \text{ Kg.}$$

d). - Alargamiento en la superestructura. -

El producido por esfuerzo permisible vale:

$$\Delta e = \frac{f_s L}{E} = \frac{1800 \times 3000}{2\,100\,000} = 2.571 \text{ cm.}$$

Y el producido por temperatura es:

$$\Delta t = 0.000011 \times 15\% \times 3000 = 0.495 \text{ cm.}$$

Por lo tanto el alargamiento total vale:

$$\Delta_{\text{tot}} = 3.066 \text{ cm.}$$

e). - Espesor del Neopreno. -

Suponemos tres placas de neopreno de $39 \times 35 \times 1.27$, separadas por dos láminas de acero de $39 \times 35 \times 0.16$ cm.

f). - Esfuerzos permisibles. -

$$\text{Por carga muerta: } f_{cm} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por carga muerta y viva: } f_{cm} + c_v + i = 56. \text{ Kg/cm}^2$$

g). - Comprobación de esfuerzos. -

$$f_1 = \frac{47\,757}{39 \times 35} = 34.99 \text{ Kg/cm}^2 < 35 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

$$f_2 = \frac{76\,271}{39 \times 35} = 55.88 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

h). - Factor de forma. -

$$Ff = \frac{35 \times 39}{3 \times (35+39) \cdot 1.27} = 4.84 \quad \left[Ff = \frac{A \times L}{N^{\text{º}} \text{ nervs. } (A+L) \text{ esp. } l \cdot L} \right]$$

De acuerdo con la tabla para Dureza Shore 60, este calor (deformación) es menor del 15% especificado.

i). - Fuerza horizontal por la deformación de 3.066 cm. -

$$F_H = \frac{E_v \cdot A \cdot \Delta}{T} =$$

Donde E_v = Módulo de deformación de las placas de neopreno de dureza Shore 60 = 7.73 Kg/cm^2 .

A = Área de la placa de neopreno

Δ = Alargamiento total.

T = Altura total de las tres placas de neopreno, sin contar las láminas de acero intermedias.

$$F_H = \frac{7.73 \times 1365 \times 3.066}{3.81} = 8491 \text{ Kg.}$$

Y en los tres apoyos: $3F_H = 3 \times 8491 = 25473 \text{ Kg.}$

J). - Deformación límite sin que se produzca resbalamiento en el apoyo. -

$$\Delta r = \frac{CM \times T \times 1.9}{5 A E_v} = \frac{47757 \times 3.81 \times 1.9}{5 \times 1361 \times 7.73} = 6.57 \text{ cm}$$

$6.57 \text{ cm} > 3.066 \text{ cm} \therefore$ bien

II). - APOYOS FIJOS.

Se propone una placa de neopreno, dureza Shore-60, de $39 \times 35 \times 1.27 \text{ cm}$ y comprobaremos que ésta placa deberá tener capacidad para equilibrar las fuerzas horizontales que en éste caso son frenaje y fricción.

Frenaje = $0.05 (P + \omega L) \times 2$ (AASHO. - Artículo 213)

$Fr = 0.05 (8165 + 952 \times 30) \times 2 = 3673 \text{ Kg.}$

Fricción en apoyos móviles = 54% de $3 F_H$

$FR = 0.54 \times 25473 = 13755 \text{ Kg}$

$\therefore FR + Fr = 17428 \text{ Kg.}$

Por fricción el apoyo fijo puede soportar:

Con CM: $F_h = 0.40 \times 47757 = 19103 \text{ Kg.}$

Con CM + CV + I: $F_h = 0.40 \times 76271 = 30508 \text{ Kg.}$

Cada una de éstas fuerzas es mayor que 17428 Kg. por lo tanto decimos que se cumple la condición.

CUBICACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA. -

1. - Concreto de $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

De las hojas núms. 19 y 20 se tiene:

$$V = \frac{243\,211 + 7656 + 13359}{2400} = 110.10 \text{ m}^3$$

2.- Concreto Asfáltico.-

$$V = \frac{13127}{2200} = 5.97 \text{ m}^3$$

3.- Drenes de tubo de 10 ¢

20 piezas.

4.- Neopreno, Dureza Shore 70, en apoyos.

$$V = 3.90 \times 3.50 \times 0.127 \times 12 = 20.80 \text{ dm}^3$$

5.- Acero estructural en apoyos.-

$$= 3.90 \times 3.50 \times 0.016 \times 6 \times 7.85 = 10.29 \text{ Kg.}$$

6.- Compribond en juntas de dilatación.- (Las dos juntas)

$$A = 7.80 \times 0.07 \times 2 = 1.09 \text{ m}^2$$

7.- Acero estructural en juntas de dilatación.- (Las dos juntas)

$$W = 1.50 \times 0.095 \times 78.00 \times 4 \times 7.85 = 349.02$$

CUBICACIONES DEL PARAPETO.- (L = 55.28 m)

a).- Cuatro pilastras tipo I.-

$$\text{Acero} = 31 \times 4 = 124 \text{ Kg}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 4 = 0.80 \text{ m}^3$$

b).- Once pilastras tipo II.-

$$\text{Acero} = 11 \times 11 = 121 \text{ Kg.}$$

$$\text{Concreto} = 0.04 \times 11 = 0.44 \text{ m}^3$$

c).- 55.28 m de viga.-

$$\text{Acero} = 5 \times 55.28 = 276.4 \text{ Kg.}$$

Total de acero = 521 Kg.

Total de concreto = 3.45 m³.

CABALLETES NÚMS. 1 Y 2.

El presente cálculo corresponde al de un caballete de concreto reforzado, con sobrecarga apoyado sobre dos méchones y éstos a su vez desplazados sobre una zapata.

Las características del mencionado caballete, así como sus dimensiones propuestas pueden verse en las hojas núms. 49, 50 y 51.

DATOS PARA EL PROYECTO.-

Caballete núm. 1, est. 3 + 601.00

Caballete núm. 2, est. 3 + 631.00

Elevación de la rosante = 66.40 m

Elevación de la corona = 66.43 m

Elevación del desahante = 60.20 m.

CONSIDERACIONES.-

1.- El peso volumétrico de la tierra se considera de: $\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$

2.- Para el empuje de tierras se utilizará la fórmula de Rankine con sobrecarga, es decir,

$$E = 0.5 K_0 h^2 (a + 2s)$$

3.- El factor K_0 tendrá un valor de 0.268γ , que equivale a considerar un talud de reposo de tierra de 1.5:1, pero este valor no será menor de 480 Kg/m^3 , según las recomendaciones AASHTO.

4.- La sobrecarga por carga viva se considerará de 1.20 m según recomendaciones del Manual de Puentes de la S.O.P.

CONSTANTES DE ENLUCO PARA EL CONCRETO REFORZADO.-

1.- 2000 Kg/cm^2 $\gamma = 0.30$

16
17

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

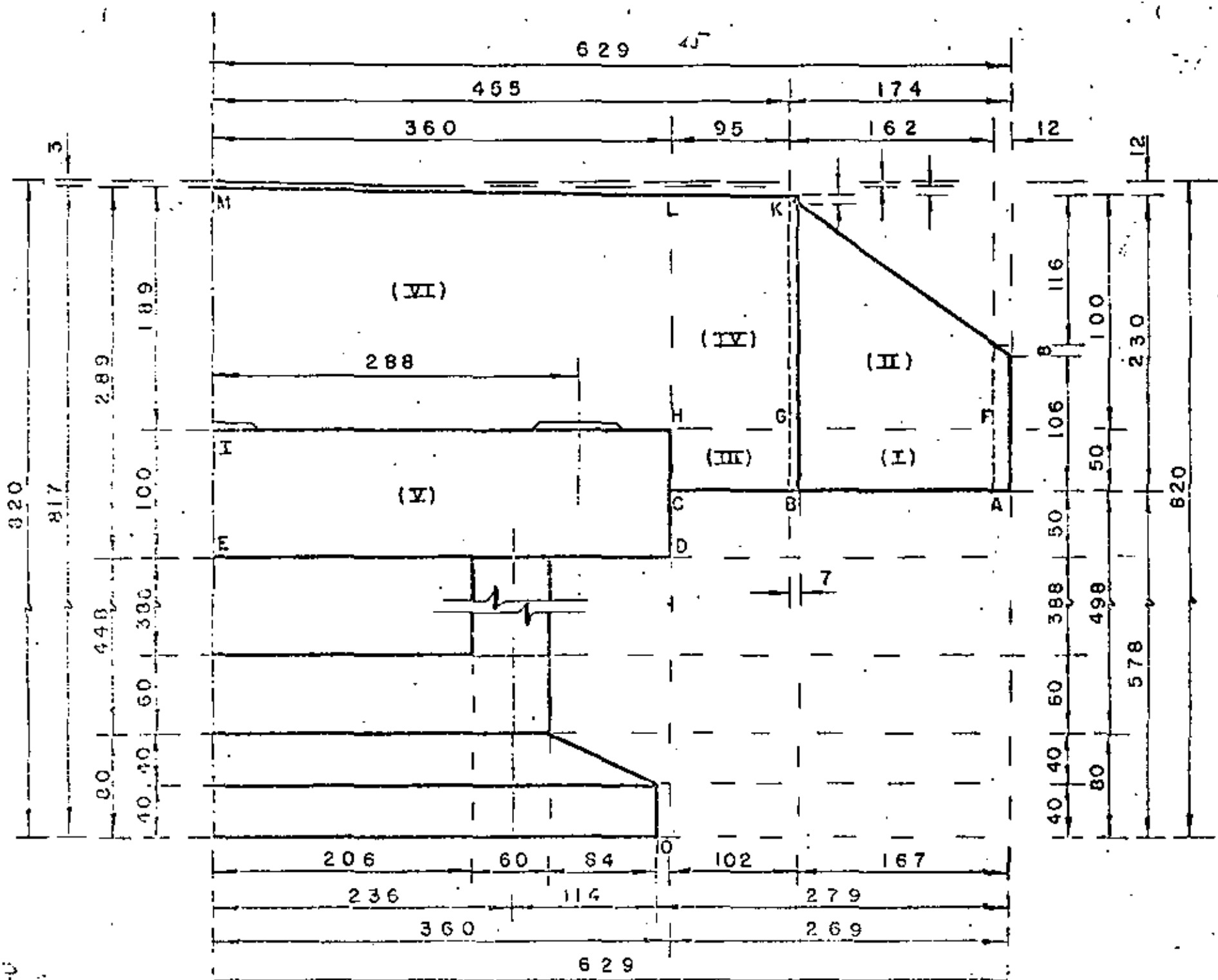
$$J = 0.90$$

$$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

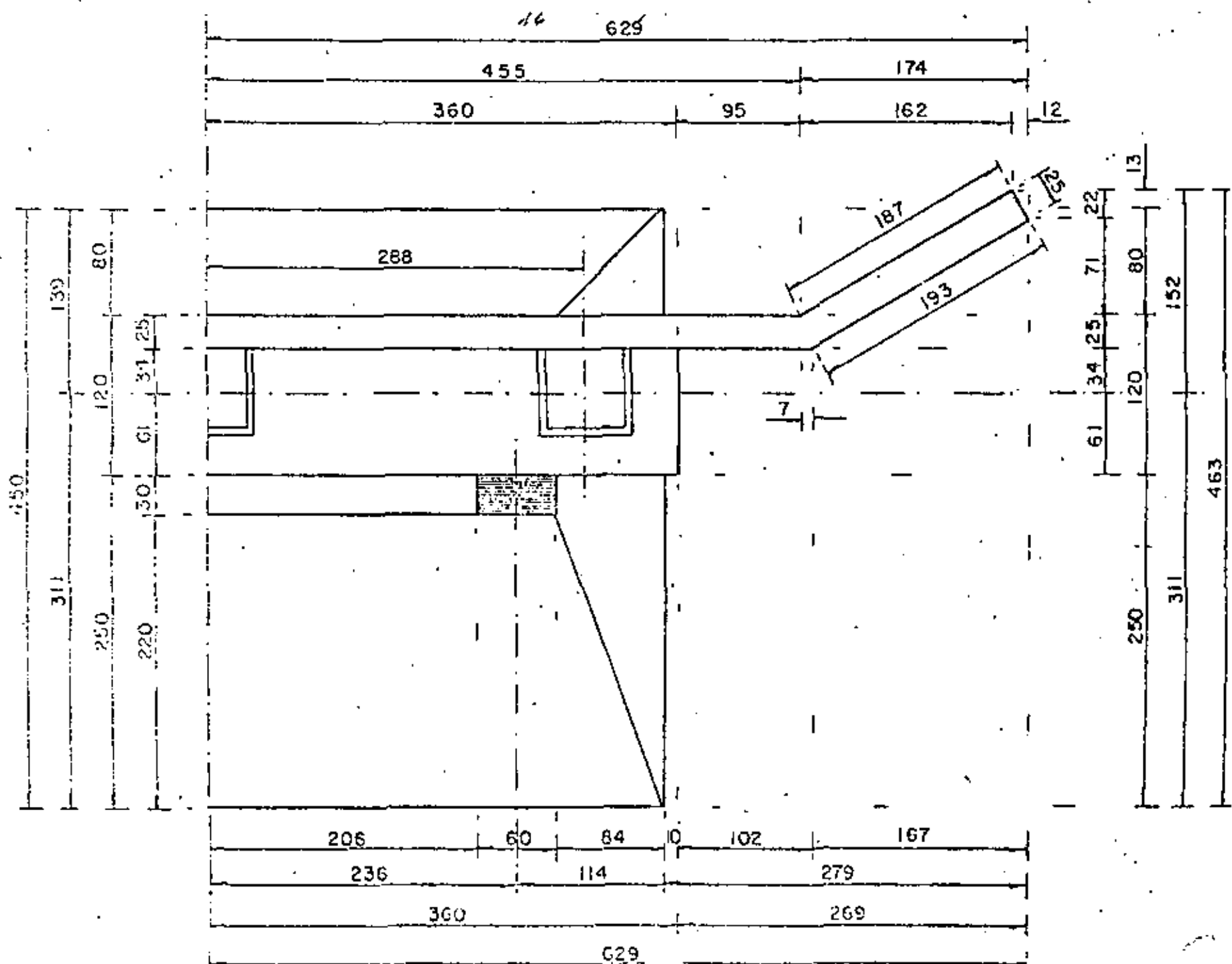
$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$\alpha = 0.270$$

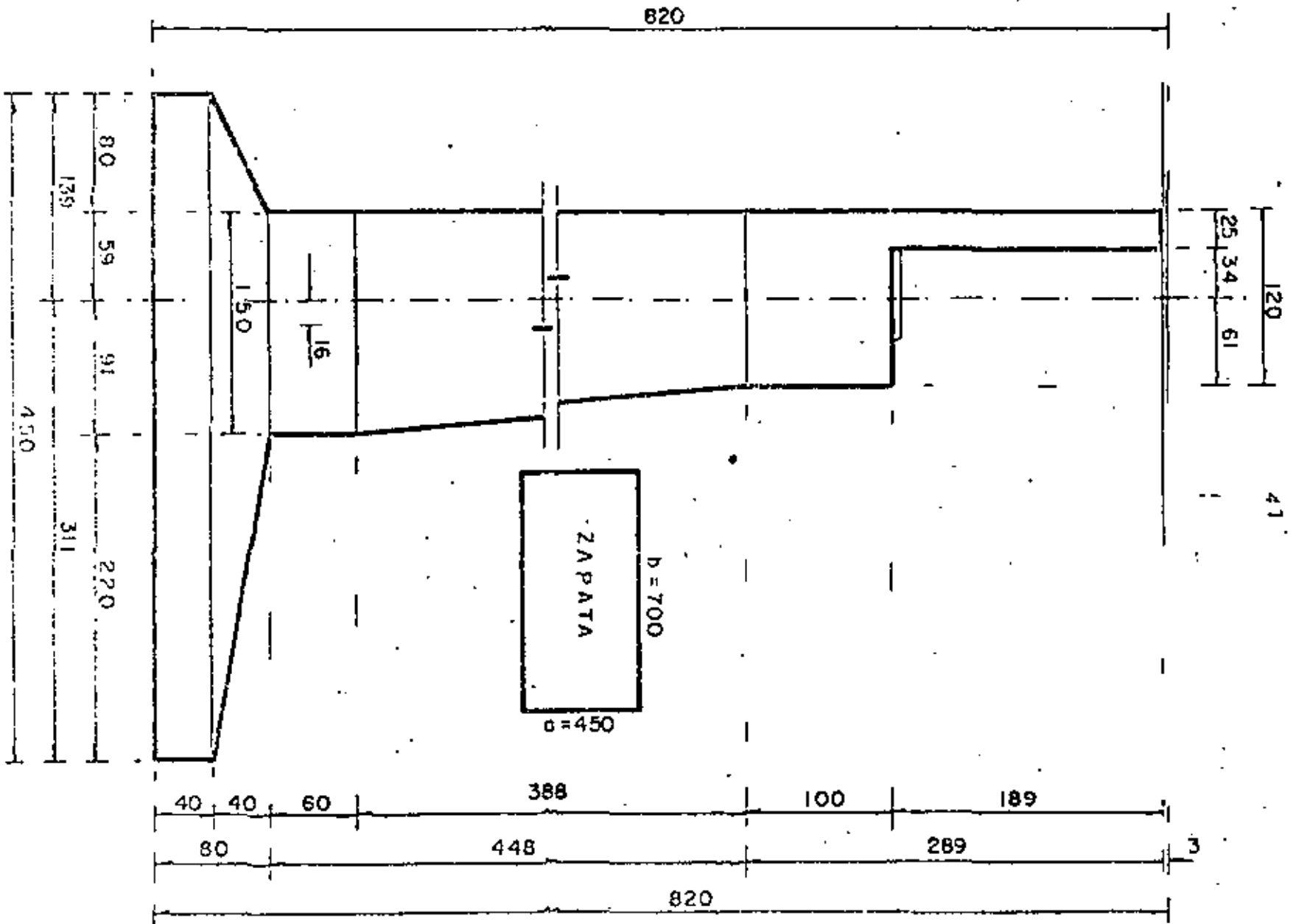


MEDIA ELEVACION



MEDIA PLANTA

C O R T E



DISEÑO DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS

EMPUJE DE TIERRAS. -

$$K_0 = 0.268 \times 1600 = 429 \text{ Kg/m}^3 < 480 \text{ Kg/m}^3$$

Se adopta: $K_0 = 480 \text{ Kg/m}^3$

De acuerdo con la figura de la hoja n.º 45, tendremos:

$$P_a = 480 (1.14 + 0.00) = 547 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_b = 480 (2.30 + 1.20) = 1680 \text{ "}$$

$$P_c = 480 (2.32 + 1.20) = 1690 \text{ "}$$

$$P_d = 480 (2.82 + 1.20) = 1930 \text{ "}$$

$$P_e = 480 (2.89 + 1.20) = 1963 \text{ "}$$

$$P_f = 480 (0.64 + 0.00) = 307 \text{ "}$$

$$P_g = 480 (1.80 + 1.20) = 1440 \text{ "}$$

$$P_h = 480 (1.82 + 1.20) = 1450 \text{ "}$$

$$P_i = 480 (1.89 + 1.20) = 1483 \text{ "}$$

$$P_j = 480 (0.00 + 0.00) = 0 \text{ "}$$

$$P_k = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

$$P_l = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

$$P_m = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

1. - MOMENTOS RESPECTO AL EJE DCHL .-

ZONA (1). -

$$w_{cf} = (547 + 307) 0.5 \times 0.50 = 214 \text{ Kg/m}$$

$$w_{bg} = (1680 + 1440) 0.5 \times 0.50 = \frac{780}{994} \text{ Kg/m}$$

$$E_I = 994 \times 0.5 \times 1.87 = 929 \text{ Kg}$$

$$E_{Ix} = 929 \text{ Sen } 30^\circ = 465 \text{ "}$$

$$E_{Iy} = 929 \text{ Cos } 30^\circ = 805 \text{ "}$$

$$\text{Brazo}_{Ix} = 1.87 \times 0.50 \times \text{Sen } 30^\circ = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_{Iy} = 1.87 \times 0.50 \times \text{Cos } 30^\circ + 0.95 = 1.76 \text{ m}$$

$$M_{Ix} = 465 \times 0.47 = 217 \text{ Kg-m}$$

$$M_{Iy} = 805 \times 1.76 = 1417 \text{ Kg-m}$$

ZONA (II). -

$$\omega_{fj} = (307 + 000) 0.5 \times 0.64 = 98 \text{ Kg/m}$$

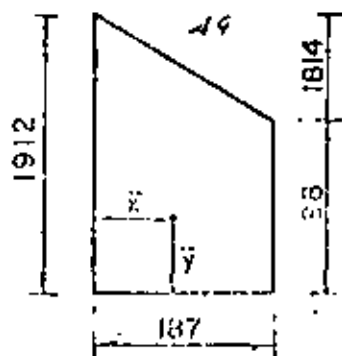
$$\omega_{gk} = (1410 + 576) 0.5 \times 1.80 = \frac{1814}{1912} \text{ Kg/m.}$$

$$E_{II} = 1912 \times 0.5 \times 1.87 = 1778 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 1778 \text{ Sen } 30^\circ = 894 \text{ "}$$

$$E_{IIy} = 1778 \text{ Cos } 30^\circ = 1548 \text{ "}$$

Los brazos para ésta zona son:



$$\bar{X} = \left(\frac{1.87}{3} \frac{1912 + 2 \times 98}{1912 + 98} \right) = 0.65 \text{ m}$$

$$\therefore B_{IIx} = 0.65 \text{ Sen } 30^\circ = 0.33 \text{ m}$$

$$B_{IIy} = 0.65 \text{ Cos } 30^\circ + 0.95 = 1.52 \text{ m}$$

Entonces:

$$M_{IIx} = 894 \times 0.33 = 295 \text{ Kg-m}$$

$$M_{IIy} = 1548 \times 1.52 = 2347 \text{ Kg-m}$$

ZONA (III).-

$\omega_{bg} = (1680 + 1440) 0.5 \times 0.50 = 780 \text{ Kg/m}$

$\omega_{ch} = (1690 + 1450) 0.5 \times 0.50 = \frac{785}{1565} \text{ Kg/m}$

$E_{IIIy} = 1565 \times 0.5 \times 0.95 = 743 \text{ Kg}$

$B_{IIIy} = 0.95 \times 0.5 = 0.475 \text{ m}$

$M_{IIIy} = 743 \times 0.475 = 353 \text{ Kg/m}$

ZONA (IV).-

$\omega_{gk} = (1440 + 576) 0.5 \times 1.90 = 1814 \text{ Kg/m}$

$\omega_{hl} = (1450 + 576) 0.5 \times 1.82 = \frac{1844}{3658} \text{ Kg/m}$

$E_{IVy} = 3658 \times 0.5 \times 0.95 = 1738 \text{ Kg.}$

$B_{IVy} = 0.95 \times 0.5 = 0.475 \text{ m}$

$M_{IVy} = 1738 \times 0.475 = 826 \text{ Kg - m}$

2.- MOMENTOS RESPECTO AL EJE FGHT .-

ZONA (II).-

$E_{II} = 1788 \text{ Kg.}$

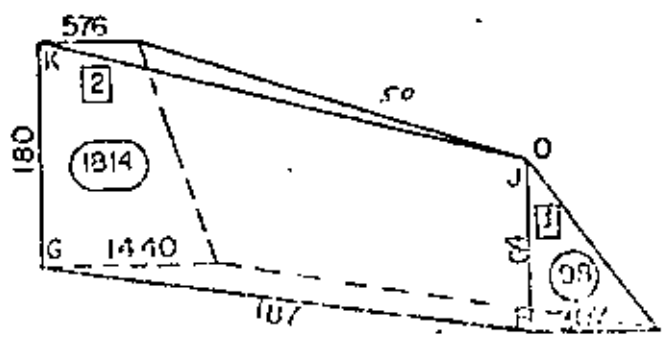
$E_{IIx} = 894 \text{ ''}$

$E_{IIy} = 1543 \text{ ''}$

$Y_1 = \frac{0.64}{3} = 0.213 \text{ m}$

$Y_2 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.771 \text{ m}$

$M_I = 98 \times 0.213 = 21 \text{ Kg.}$



$$M_2 = 1814 \times 0.771 = \frac{1399 \text{ Kg}}{1420 \text{ Kg.}}$$

$$\therefore \bar{Y}_{II} = \frac{1420}{93 + 1814} = 0.743 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces: } M_{IIy} = 1548 \times 0.743 = 1150 \text{ Kg-m}$$

ZONA (IV).-

$$E_{IVy} = 1738 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.77 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1450}{576 + 1450} \right) = 0.78 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} \approx 0.775 \text{ m}$$

$$M_{IVy} = 1738 \times 0.775 = 1347 \text{ Kg-m}$$

ZONA (V).-

$$\omega_{HI} = (1450 + 576) 0.5 \times 1.82 = 1844 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{IM} = (1483 + 576) 0.5 \times 1.89 = \frac{1946}{3790} \text{ Kg/m}$$

$$E_{Vly} = 3790 \times 0.5 \times 3.60 = 6822 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{1.82}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1450}{576 + 1450} \right) = 0.78 \text{ m}$$

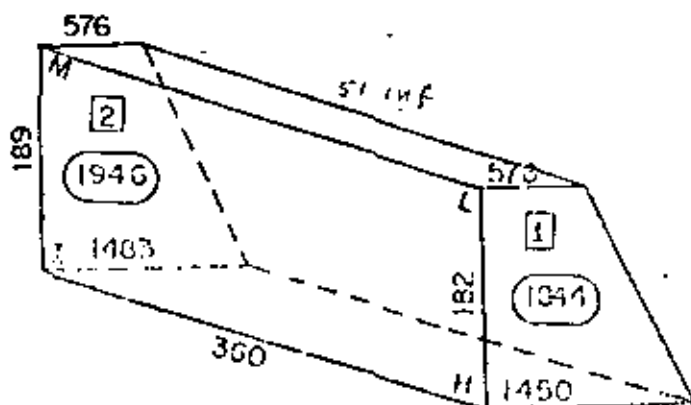
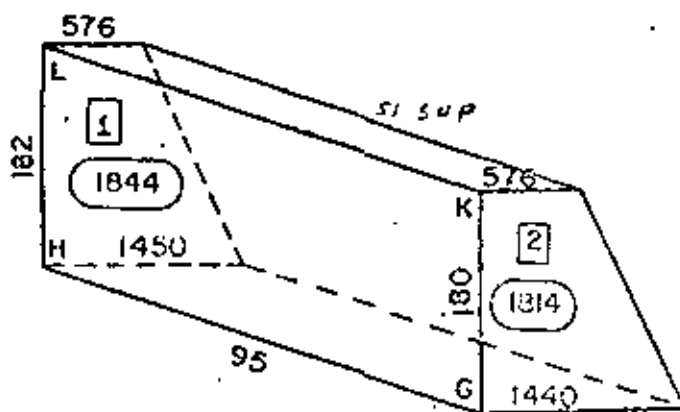
$$Y_2 = \frac{1.89}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1483}{576 + 1483} \right) = 0.81 \text{ m}$$

$$M_1 = 1844 \times 0.78 = 1437 \text{ Kg}$$

$$M_2 = \frac{1946 \times 0.81}{3042} = 1569 \text{ Kg.}$$

$$\bar{Y} = \frac{3042}{1844 + 1946} = 0.80 \text{ m}$$

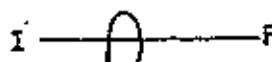
$$M_{Vly} = 6822 \times 0.80 = 5476 \text{ Kg-m.}$$



3. - RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRAS. -



sz sup

a). - RESPECTO AL EJE DCHL

(b = 232 cm; d = 19 cm)

sz med.

ZONA	E (Kg)	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg - m)	My (Kg - m)
I	929	465	805	217	1417
II	1788	894	1548	295	2347
III	743	0	743	0	353
IV	1738	0	1738	0	876
	5198	1359	4834	512	4943

b).- RESPECTO AL EJE \overline{FGHI} .- (b = 455 ; d = 19 cm)

sz inf

ZONA	E (Kg)	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg-m)	My (Kg-m)
II	1788	0	1548	0	1150
IV	1738	0	1738	0	1347
VI	6822	0	6822	0	5476
	10348	0	10108	0	7973

4.- PERALTE NECESARIO.-

Caso A).- $\sum M = 494\ 300$ Kg-cm ; b = 232 cm

$$d = \sqrt{\frac{494\ 300}{13.69 \times 232}} = 12.48 \text{ cm} < 19.00 \text{ cm}$$

Caso B).- $\sum M = 797\ 300$ Kg-cm ; b = 455 cm.

$$d = \sqrt{\frac{797\ 300}{13.69 \times 455}} = 11.31 \text{ cm} < 19.00 \text{ cm}$$

Se adopta: d = 19 cm ; r = 5 cm ; h = 25 cm.

5.- REFUERZO HORIZONTAL EN DIAFRAGMAS Y ALEROS.-

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje \overline{DCHE} .

a).- ZONAS I y III.-

$$\sum M = 1417 + 353 = 1770 \text{ Kg-m} = 177000 \text{ Kg-cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{177\ 000}{2000 \times 0.90 \times 19} = 5.18 \text{ cm}^2 / 0.50 \text{ m} = 10.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se colocarán 4 varillas 4C en las zonas I y III.

b). - ZONAS II y IV. -

$$\leq M = 2347 + 826 = 3173 \text{ Kg - m} = 317\,300 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 182 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{317\,300}{2000 \times 0.90 \times 19} = 9.28 \text{ cm}^2 / 1.82 \text{ m} = 5.10 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

El acero mínimo especificado por recomendaciones de la S. O. P. para aleros y diafragmas de caballetes es de $6.00 \text{ cm}^2 / \text{m}$, es decir, varillas 4C a cada 20 cm.

$$A_{s_1} = \frac{0.667 \times 9.28}{0.91} = 6.80 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 18 cm en la mitad inferior de la altura del alero de las zonas II y IV.

$$A_{s_2} = \frac{0.333 \times 9.28}{0.91} = 3.40 \text{ cm}^2 < 6.00^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm. en la mitad superior de la altura del alero de las zonas II y IV.

Ambos refuerzos se prolongarán de lado a lado de los aleros, es decir; pasando por el diafragma.

6. - REFUERZO VERTICAL EN EL DIAFRAGMA -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje \overline{FGHT}

ZONAS II, IV, y VI. -

$$\leq M = 7973 \text{ Kg - m} = 797\,300 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 617 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{797\,300}{2000 \times 0.90 \times 19} = 23.31 \text{ cm}^2 / 6.17 \text{ m} = 3.78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

En el tercio central:

$$A_{s_1} = \frac{0.20 \times 23.31}{2.057} = 2.27 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

En los tercios extremos:

$$A_{s_2} = \frac{0.80 \times 23.31}{4.113} = 4.53 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm, a todo lo largo del diafragma, dentro del cabezal.

7. - REFUERZO VERTICAL EN LA PROLONGACION DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS. -

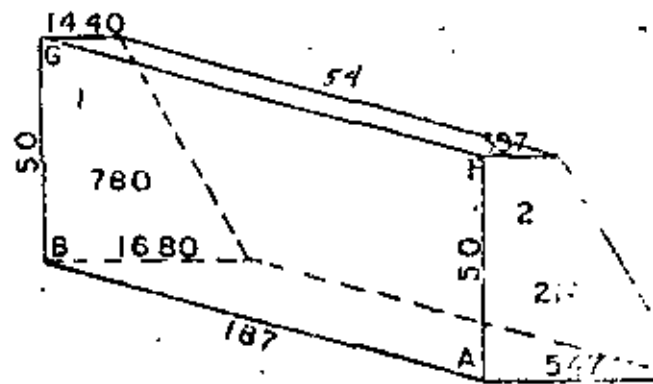
a). - Mom. torsionante respecto al empuje de tierras. - (Eje \overline{DCHL})

ZONA 1. -

$$E_{ly} = 805 \text{ Kg.}$$

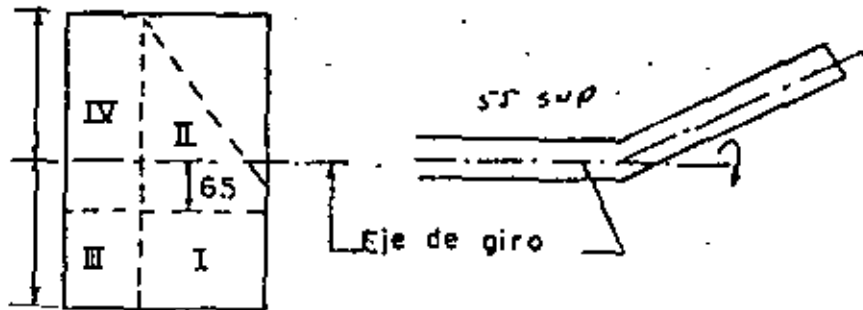
$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1680 + 1440}{1680 + 1440} \right) = 0.26 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 547 + 307}{547 + 307} \right) = 0.27 \text{ m}$$



$$\therefore \bar{Y} \approx 0.265 \text{ m} \quad (\text{Abajo de la corona})$$

NOTA. - Sin error apreciable suponemos que el alero es rectangular, de altura $h = 2.30 \text{ m}$, siendo el centro de gravedad C.G. = 1.15 m, por donde pasará el eje de giro según las figuras siguientes.



El brazo para la zona I vale:

$$B_1 = 0.265 + 0.650 = 0.915 \text{ m} \quad (\text{Abajo de la corona})$$

$$\text{Entonces } M_{1y} = 805 \times 0.915 = 733 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA II.-

$$E_{IIy} = 1548 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.771 \text{ m}$$

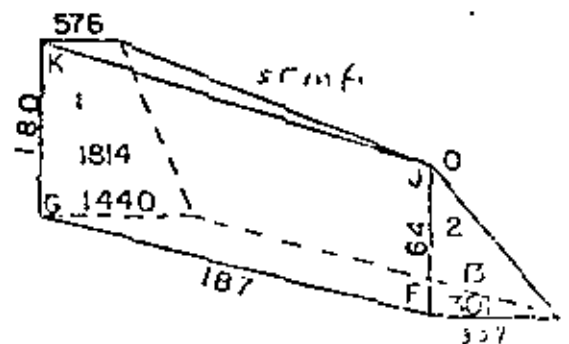
$$Y_2 = \frac{0.64}{3} = 0.213 \text{ m}$$

$$M_1 = 1814 \times 0.771 = 1399 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 98 \times 0.213 = \frac{21}{1420} \text{ Kg.}$$

$$\bar{Y} = \frac{1420}{1814 + 98} = 0.743 \text{ m} \quad (\text{Arriba del eje de giro})$$

El brazo para la zona II vale:



$$B_{II} = 0.743 - 0.650 = 0.093 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces } M_{IIy} = 1548 \times 0.093 = 144 \text{ Kg - m}$$

ZONA III.-

$$E_{IIIy} = 743 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1690 + 1450}{1690 + 1450} \right) = 0.256 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1680 + 1440}{1680 + 1440} \right) = 0.256 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} = 0.256 \text{ m (Abajo de la corona)}$$

El brazo para la zona III, vale:

$$B_{III} = 0.256 + 0.650 = 0.906 \text{ m (Abajo de la corona)}$$

$$\text{Entonces } M_{IIIy} = 743 \times 0.906 = 673 \text{ Kg - m}$$

ZONA IV.-

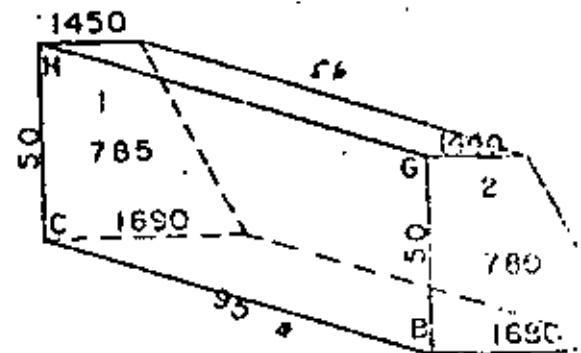
$$E_{IVy} = 1738 \text{ Kg.}$$

El brazo para la zona IV, vale:

$$B_{IV} = 0.780 - 0.650 = 0.130 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces: } M_{IVy} = 1738 \times 0.130 = 226 \text{ Kg - m}$$

RESUMEN DEL INCISO "a" .-



CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
Ely	805	- 0.910	- 733
Elly	1548	+ 0.093	+ 144
Elly	743	- 0.906	- 673
EIVy	1738	+ 0.130	+ 226
	4834		-1036

La posición horizontal de la fuerza debida al empuje de tierras en todo el alero es:

$$Y = - \frac{1036}{4834} = - 0.214 \text{ m} \quad (\text{Abojo del eje de giro})$$

b). - MOMENTO TORSIONANTE DEBIDO AL PESO PROPIO DEL ALERO. -

Se tomarán los giros que se produzcan a través de un eje que pase por el centro y a todo lo largo del diafragma y por lo tanto los brazos se tomarán gráficamente.

ZONA I. -

$$PP_I = (1.87 + 1.93) 0.5 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 570 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo} = 0.475 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 570 \times 0.475 = 271 \text{ Kg-m}$$

ZONA II. -

$$PP_{II} = (1.80 + 0.60) 0.5 \times 0.25 \times 1.90 \times 2400 = 1368 \text{ Kg.}$$

$$\text{Posición} = \frac{1.90}{3} \left(\frac{1.80 + 2 \times 0.60}{1.80 + 0.60} \right) = 0.792 \text{ m}$$

$$\text{Brazo} = 0.395 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 1368 \times 0.395 = 540 \text{ Kg} - \text{m}$$

ZONA III .-

$$PP_{III} = (0.95 + 1.02) 0.5 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 296 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 0 \text{ Kg} - \text{m}$$

ZONA IV .-

$$PP_{IV} = (0.95 + 1.02) 0.5 \times 0.25 \times 1.81 \times 2400 = 1070 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 0 \text{ Kg} - \text{m}$$

RESUMEN DEL INCISO "b" .-

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)		
PPI	570	0.475	271		
PPII	1368	0.395	540		
PPIII	296	0	0		
PPIV	1070	0	0		
	3304		811		

El brazo al eje de apoyos vale:

$$X = \frac{811}{3304} + 0.125 + 0.340 = 0.710 \text{ m}$$

Como puede observarse, éstos momentos también resultan negativos y por lo tanto, para

obtener el momento torsionante total, se sumarán ambos, es decir:

$$M_{\text{tot.}} = 1036 + 811 = 1847 \text{ Kg-m}$$

c). - MOMENTOS POR FLEXION VERTICAL DEBIDO AL PESO PROPIO. -

En este caso también tomaremos gráficamente los giros que se produzcan sobre el eje \overline{DCHL}

59

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
PPI	570	1.810	1032
PPII	1358	1.675	2291
PPIII	296	0.493	146
PPIV	1070	0.493	527
	3304		3996

$$\bar{x} = \frac{3996}{3304} = 1.028 \text{ m del eje } \overline{DCHL}$$

PERALTE NECESARIO. - (d = 224 cm)

$$d = \sqrt{\frac{399600}{13.69 \times 25}} = 34.17 \text{ cm} < 224 \text{ cm}$$

Se adopta: d = 224 ; r = 6 cm; h = 230 cm

REFUERZO. -

$$A_s = \frac{399600}{2000 \times 0.90 \times 224} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 2 varillas 4C en el hombro del alero.

ESFUERZO CORTANTE POR TORSION. -

Según el "Reinforced Concrete". - de Dunham, se tiene:

54

$$\sqrt{v}_{tors.} = K \frac{M_{tor}}{b^2 h} \quad \text{donde } K = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{h}{b}}$$

$$K = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{230}{25}} = 3.628$$

$$\text{Entonces: } \sqrt{v}_{tors.} = \frac{3.628 \times 184700}{25^2 \times 230} = 4.72 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\sqrt{v}_{fv} = \frac{V}{bd} = \frac{3304}{25 \times 224} = 0.59 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\sqrt{v}_{m\acute{a}x} = \sqrt{v}_{tors.} + \sqrt{v}_{fv} = 4.72 + 0.59 = 5.31 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS. -

$$\sqrt{v}_{ct} = \frac{V_{et}}{bd} = \frac{4834}{25 \times 224} = 0.86 \text{ Kg/cm}^2$$

FINALMENTE, TENSION DIAGONAL DEBIDO AL ESFUERZO COMBINADO DE FLEXION Y TORSION. -

$$\sqrt{v}_{td} = \sqrt{\sqrt{v}_{m\acute{a}x}^2 + \sqrt{v}_{et}^2} = \sqrt{5.31^2 + 0.86^2} = 5.38 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible, según el apartado 6.15.3 del Reglamento Australiano, para la tensión diagonal vale:

$$\sqrt{v}_{perm} = 0.08 f'c + 5.60 = 0.08 \times 250 + 5.60 = 25.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $5.38 \text{ Kg/cm}^2 < 25.6 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por tensión diagonal.

Por otra parte, puesto que según el Departamento de Puentes de la S.O.P., el concreto no puede absorber tensión, tanto el esfuerzo cortante por torsión como por flexión vertical serán tomados con estribos.

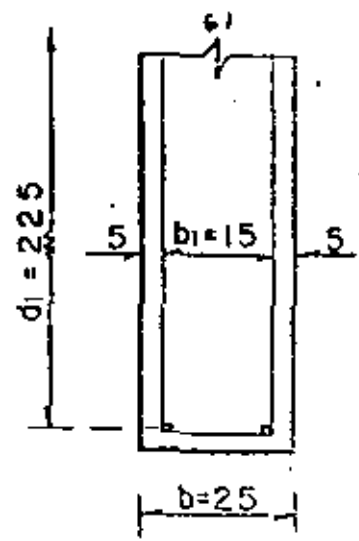
55

a). - Por torsión. -

Según Cowan : $A_{tors.} = \frac{M_{tors.}}{0.80 f_s b_1 d_1}$

$$A_{tors.} = \frac{184\,700}{0.80 \times 2000 \times 15 \times 225} = 0.0342 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$$A_{tors.} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{m.}$$



b). - Por flexión vertical. -

$$A_{fv} = \frac{V S}{f_s d}$$

Para nuestro caso: $V = \sqrt{f_v} b d ; S = 1$

$$\text{Entonces: } A_{fv} = \frac{\sqrt{f_v} b}{f_s} = \frac{0.59 \times 25}{2000} = 0.0074 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{fv} = 0.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c). - Area Total . -

$$A_{tot.} = A_{tors} + A_{fv} = 3.42 + 0.74 = 4.16 \text{ cm}^2$$

d). - Separación de estribos. -

Considerando estribos 4C de dos ramas, la separación será:

$$S = \frac{2 a_s \times 100}{A_{tot}} = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{4.16} = 61 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de 2 ramas a cada 20 cm.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABEZAL. - (Reacciones)

1. - CARGA MUERTA. -

El peso total de la superestructura vale 206 453 Kg.

56

Entonces: $R_{CM} = 286453 \times 0.5 = 143\ 227$ Kg

Y en cada nervadura $R_{CM}/nerv = \frac{143\ 227}{3}$

$R_{CM}/nerv = 47742$ Kg.

2. - CARGA VIVA. -

$RCV + I = 72370$ Kg

Y en cada nervadura: $RCV/nerv = \frac{72\ 370}{3}$

$RCV/nerv = 24123$ Kg.

3. - PESO PROPIO. -

a). - Por el diafragma

$P_a = 1.855 \times 7.20 \times 0.25 \times 2400 = 8014$ Kg.

b). - Por los aleros. -

Consideramos este peso como carga concentrada a 1.028 m de la orilla del cabezal.

$P_b = 3304$ Kg.

c). - Por el cabezal. -

$P_c = 1.20 \times 1.00 \times 7.20 \times 2400 = 20736$ Kg

Entonces, la carga uniformemente repartida vale:

$\omega = \frac{8014 + 20736}{7.20} = 3993$ Kg/m

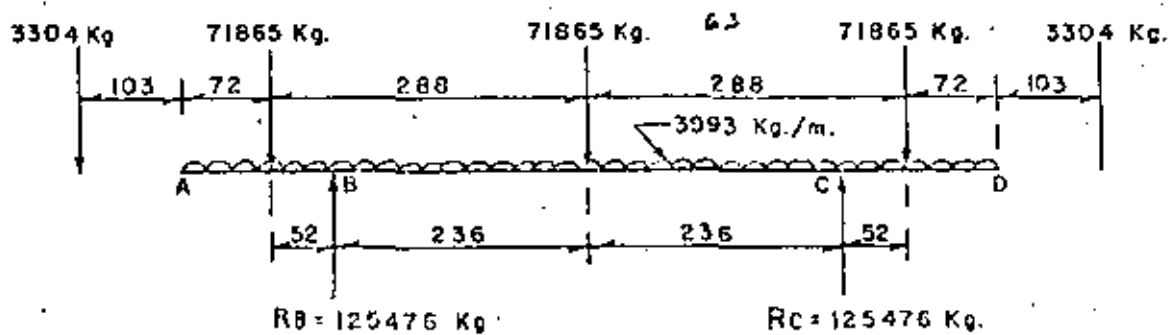
La carga concentrada en cada apoyo vale:

$W = 47742 + 24123 = 71865$ Kg.

De acuerdo con las cargas anteriores nos falta encontrar la separación a la que irán las columnas que sostienen el cabezal. Esta separación deberá ser de manera tal que el - $\sum X$

momento negativo en el voladizo sea prácticamente del mismo valor que el momento flexionante entre dichas columnas.

Suponiendo que la separación entre ejes de columnas sea de 4.72m, tenemos:



El momento negativo vale:

$$M_b = 3304 \times 2.27 + 71865 \times 0.52 + \frac{3993 \times 1.24^2}{2}$$

$$M_b = 7500 + 37370 + 3070 = 47940 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

El momento flexionante vale:

$$M_{flex} = \frac{71865 \times 4.72}{4} + \frac{3993 \times 4.72^2}{8} - 47940$$

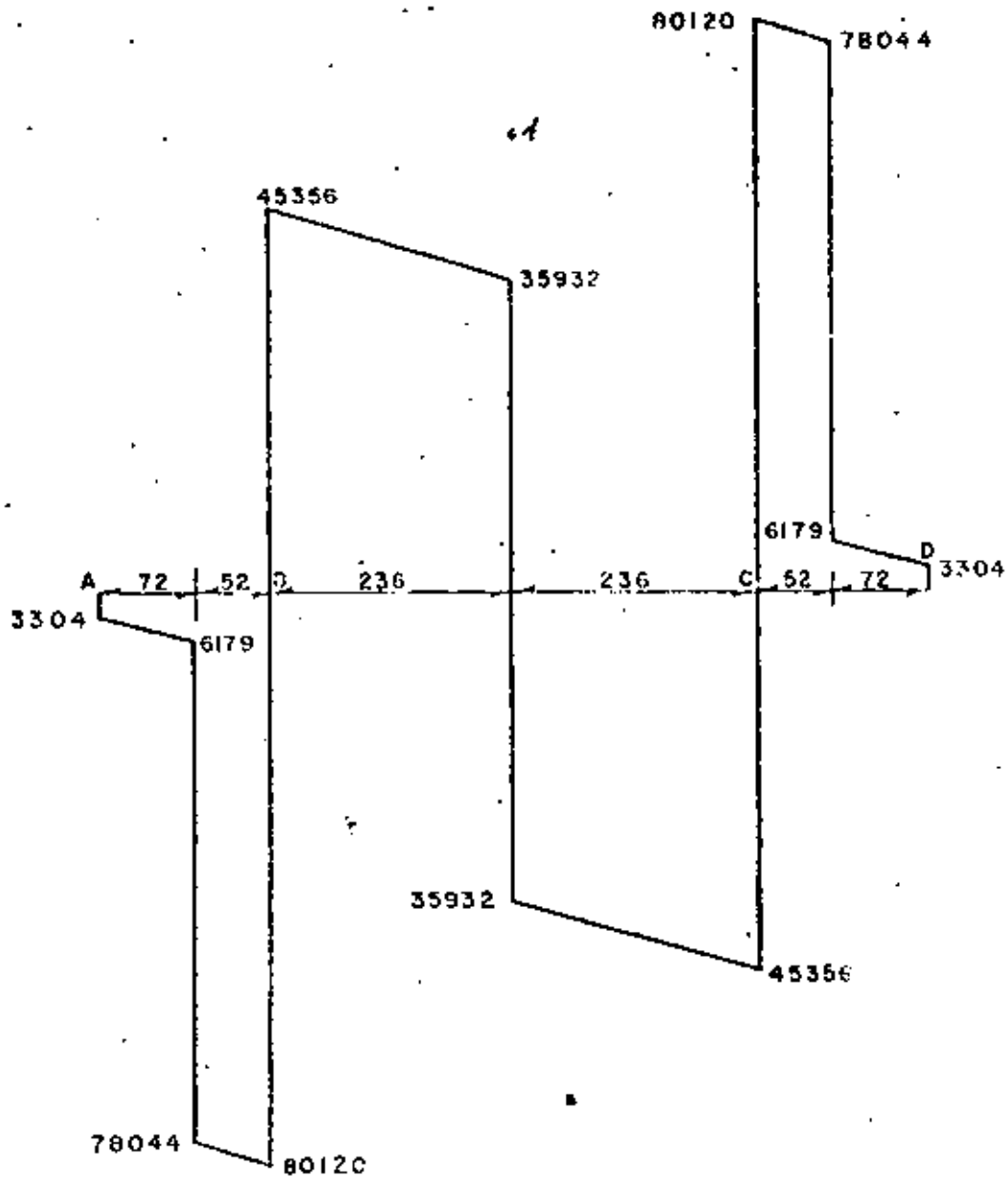
$$M_{flex} = 84800 + 11119 - 47940 = 47979 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Como $M_b \approx M_{flex}$, consideramos correcta la separación entre columnas.

$$R_c = R_b = \frac{2 \times 3304 + 3 \times 71865 + 7.20 \times 3993}{2} = 125476 \text{ Kg}$$

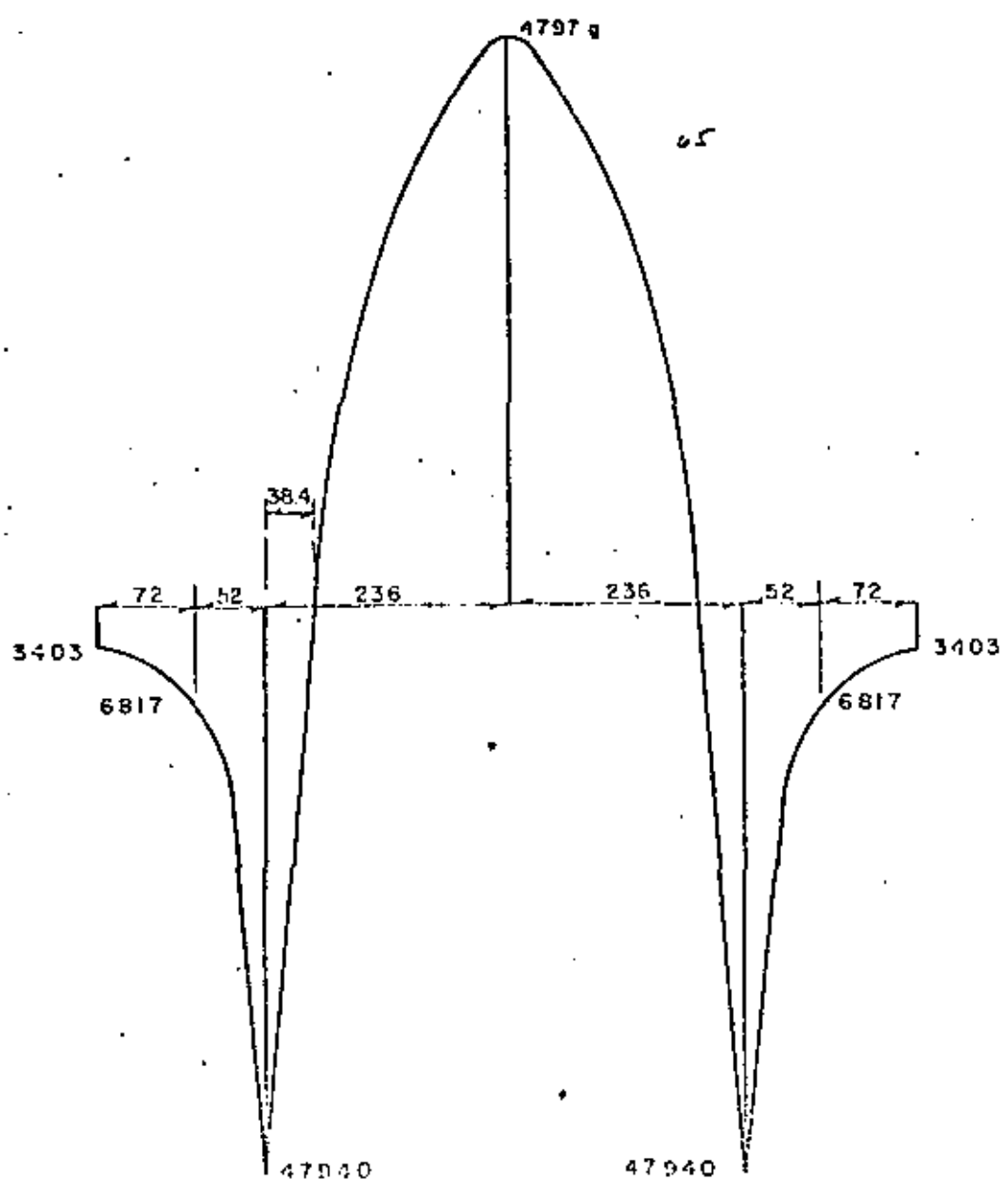
Los diagramas de cortantes y momentos aparecen consignados en las hojas siguientes:

DIAGRAMA DE FUERZAS CONSTANTES (En Kg.)



59
P.C-A

DIAGRAMA DE MOMENTOS (En Kg-m.)



REFUERZO EN EL CABEZAL. -

Peralte del cabezal por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{4\,797\,900}{13.69 \times 120}} = 54.04 \text{ cm}$$

Peralte del cabezal por cortante:

$$d_v = \frac{80\,120}{20.87 \times 120} = 31.99 \text{ cm}$$

Se asopta: $d = 92 \text{ cm}$; $r = 8 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$

Por lo tanto, el acero de refuerzo principal será:

$$A_s = \frac{4\,797\,900}{2000 \times 0.90 \times 92} = 28.97 \text{ cm}^2$$

Pero según ACI-911, el mínimo acero de refuerzo principal, tanto positivo como negativo, deberá ser:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} A_g = \frac{14 \times 100 \times 120}{4\,200} = 40.0 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 9 varillas 8C, tanto en la parte superior como en la parte inferior del cabezal.

$$(A_s = 45.63 \text{ cm}^2)$$

REVISION POR ADHERENCIA. -

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma \sigma_{\text{calc.}} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 45.63}{2.54} = 71.86 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc.}} = \frac{V}{\Sigma \sigma_{\text{calc.}}} = \frac{80\,120}{71.86 \times 0.90 \times 92} = 13.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$13.47 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$, por lo tanto la sección NO falla por adherencia.

REVISION POR CONSTANTE. -

$$\sqrt{v}_{perm} = 1.32 \sqrt{f'c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}_{calc} = \frac{V}{bd} = \frac{80120}{120 \times 92} = 7.26 \text{ Kg/cm}^2$$

Puesto que $7.26 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$, la sección NO falla por esfuerzo cortante.

ESTRIBOS EN EL CABEZAL. -

Utilizando estribos 5C de 4 ramas, tendremos una separación de:

$$S = \frac{4 \sigma_s f_s Jd}{V} = \frac{4 \times 1.98 \times 2000 \times 0.90 \times 92}{80120} = 16.37 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 5C de 4 ramas a cada 16 cm.

ACERO DE REFUERZO POR FLEXION LATERAL. -

De acuerdo con la experiencia de otros cálculos similares se ha observado que domino el acero de refuerzo mínimo, especificado por la S. O. P., es decir, $A_{smin} = 6.00 \text{ cm}^2$ por metro, por lo tanto colocaremos en las caras laterales del cabezal 3 varillas 5C a cada lado.

DISEÑO DE LA ZAPATA

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABALLETE. -

1. - CARGA MUERTA. - (CM)

$$CM = 143\,227 \text{ Kg}$$

2. - CARGA VIVA + IMPACTO .- (CV + I)

$$CV + I = 72\,370 \text{ Kg.}$$

3. - FRENAJE. - (FR)

$$FR = 0.05 \times 72370 = 3619 \text{ Kg.}$$

4. - FRICCION. - (Fr)

b²

$$Fr = 0.05 \times 143227 = 7161 \text{ Kg}$$

5. - VIENTO NORMAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. - (VNS)

$$VNS = 2.25 \times 30.00 \times 0.5 \times 244 = 6725 \text{ Kg.}$$

6. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. - (VTS)

$$VTS = 2.25 \times 30.00 \times 60 = 3308 \text{ Kg.}$$

7. - VIENTO NORMAL SOBRE LA CARGA VIVA. - (VNCV)

$$VNCV = 30.00 \times 149 = 3650 \text{ Kg.}$$

8. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA CARGA VIVA. - (VTCV)

$$VTCV = 30.00 \times 60 = 1470 \text{ Kg.}$$

NOTA. - Con excepción del VNS y el VNCV, todas las demás cargas las consideraremos aplicadas en la corona.

9. - EMPUJE DE TIERRAS. -

(Los brazos están referidos al desplante del caballete)

a). - Sobre diafragma, aleros y cabezal. -

Cálculo de E_V :

$$\omega_{dm} = (1930 + 1450) 0.5 \times 1.00 = 1690 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{ei} = (1963 + 1483) 0.5 \times 1.00 = \frac{1723}{3413} \text{ Kg/m}$$

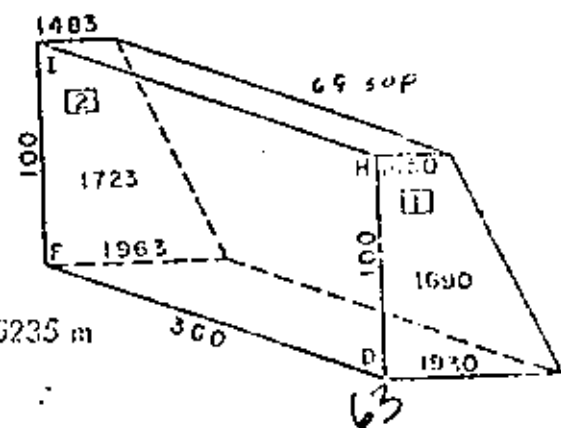
$$E_V = 3413 \times 0.5 \times 7.20 = 12287 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{1.00}{3} \left(\frac{2 \times 1450 + 1930}{1450 + 1930} \right) = 0.476 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.00}{3} \left(\frac{2 \times 1483 + 1963}{1483 + 1963} \right) = 0.477 \text{ m}$$

$\therefore \bar{Y} = 0.4765 \text{ m}$ (arriba de la subcorona, ó bien, a 0.5235 m

abajo de la corona)



El brazo al desplante será = 5.28 + 0.48 = 5.76 m

RESUMEN:

en mf

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
E _I	1610	6.020	9692
E _{II}	3096	7.023	21743
E _{III}	1486	6.024	8952
E _{IV}	3476	7.060	25541
E _V	12285	5.760	70773
E _{VI}	13644	7.080	96600
	35599		233301

Posición del empuje de tierras sobre el diafragma, aleros y cabezal, respecto al desplante:

$$\bar{Y} = \frac{233\ 301}{35\ 599} = 6.55 \text{ m (Arriba del desplante)}$$

Entonces ET₁ = 35 599 Kg; Y₁ = 6.55 m

b). - Sobre el respaldo de las columnas. -

(La S.O.P. recomienda que el empuje sea tres veces el área expuesta)

$$P_{inf} = 480 (6.77 + 0.60) = 3538 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (2.89 + 0.60) = \frac{1675}{5213} \text{ Kg/m}^2$$

$$ET_2 = (5213 \times 0.5 \times 0.60 \times 3.88) 2 \times 3 = 36403 \text{ Kg}$$

64

$$\bar{Y} = \frac{3.88}{3} \left(\frac{2 \times 1675 + 3538}{1675 + 3538} \right) = 1.71 \text{ m}$$

Brazo al desplante: $Y_2 = 1.40 + 1.71 = 3.11 \text{ M}$

c). - Sobre el respaldo de la contratrabe. -

$$P_{inf} = 480 (7.37 + 0.60) = 3826 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (6.77 + 0.60) = \frac{3538}{7364} \text{ Kg/m}^2$$

$$ET_3 = 7364 \times 0.5 \times 0.60 \times 5.32 = 11753 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{0.60}{3} \left(\frac{2 \times 3538 + 3826}{3538 + 3826} \right) = 0.30 \text{ m}$$

El brazo al desplante es: $Y_3 = 0.80 + 0.30 = 1.10 \text{ m}$

d). - Sobre el respaldo de la zapata. -

$$P_{inf} = 480 (8.17 + 0.60) = 4210 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (7.37 + 0.60) = \frac{3826}{8036} \text{ Kg/m}^2$$

$$ET_4 = 8036 \times 0.5 \times 0.80 \times 7.00 = 22501 \text{ Kg}$$

$$Y_4 = \frac{0.80}{3} \left(\frac{2 \times 3826 + 4210}{3826 + 4210} \right) = 0.39 \text{ m}$$

RESUMEN:

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
Et1	35599	6.55	233 173
Et2	36403	3.11	113 229
Et3	11753	1.10	12 923
Et4	22501	0.39	8 775
	106261		368 105

65

Posición total de los empujes de tierra sobre el caballete, respecto al desplante

$$Y_{et} = \frac{368\,105}{106\,261} = 3.46$$

10. - PESO PROPIO DEL CABALLETE. -

Los brazos son al punto x mostrado en la "elevación", hoja 49.

a). - Por los aleros. -

$$PP_1 = 6609 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 0.245 + 0.465 + 3.11 = 3.82 \text{ m}$$

b). - Por el diafragma sobre el cabezal. -

$$PP_2 = 7.20 \times 1.855 \times 0.25 \times 2400 = 8014 \text{ Kg.}$$

$$X_2 = 0.465 + 3.11 = 3.575 \text{ m}$$

c). - Por el cabezal. -

$$PP_3 = 1.20 \times 1.00 \times 7.20 \times 2400 = 20736 \text{ Kg.}$$

$$X_3 = 3.10 \text{ m}$$

d). - Por las columnas. -

$$PP_4 = (1.20 + 1.50) 0.5 \times 0.60 \times 3.88) \times 2 \times 2400 = 15085 \text{ Kg.}$$

$$X_4 = 3.70 - \frac{1.20 \times 3.88 \times 0.60 + 0.30 \times 3.88 \times 0.5 \times 0.70}{1.20 \times 3.88 + 0.30 \times 3.88 \times 0.5} = 3.09 \text{ m}$$

e). - Por la contratraba. -

$$PP_5 = 1.50 \times 5.32 \times 0.60 \times 2400 = 11\,491 \text{ Kg}$$

$$X_5 = 3.11 - 0.16 = 2.95 \text{ m}$$

f). - Por la zapata. -

$$V_1 = 7.00 \times 4.50 \times 0.40 = 12.60 \text{ m}^3$$

$$\text{Para el } V_2 : \quad (h = 0.40 \text{ m})$$

66

$$A_{inf} = 7.00 \times 4.50 = 31.50 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 5.32 \times 1.50 = 7.98 \text{ "}$$

$$\therefore V_2 = (31.50 \div 7.98 + \sqrt{31.50 \times 7.98}) \frac{0.40}{3} = 7.38 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen total da la zapata : } V_{tot} = 19.98 \text{ m}^3$$

$$PP_6 = 19.98 \times 2400 = 47\,952 \text{ Kg.}$$

El centroide de gravedad es:

A R E A (m ²)	BRAZO (m)	MOMENTO (m ³)
0.40 x 0.40 = 1.600	2.250	3.600
0.40 x 0.80 x 0.5 = 0.160	0.533	0.085
0.40 x 1.50 = 0.600	1.550	0.930
0.40 x 2.20 x 0.5 = 0.440	3.033	1.335
= 2.800		5.950

$$X_6 = 4.50 - \frac{5.95}{2.80} = 2.38 \text{ m}$$

RESUMEN DEL PESO PROPIO. -

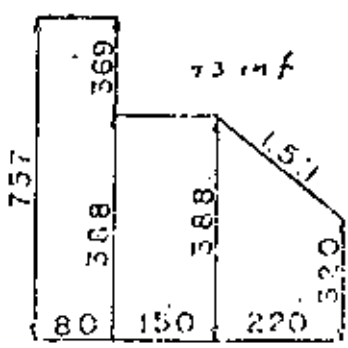
73

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
PP ₁	6608	3.820	25243
PP ₂	8014	3.575	28650
PP ₃	20736	3.100	64281
PP ₄	15085	3.090	45613
PP ₅	11491	2.950	33898
PP ₆	47952	2.380	114126
	109886		312811

Posición del total del peso del caballete respecto al punto (x)

$$X_{PP} = \frac{312811}{109886} = 2.85 \text{ m}$$

11. - PESO DE LA TIERRA SOBRE LA ZAPATA. -



$$Pt_1 = 7.57 \times 0.80 \times 7.00 \times 1600 = 67827 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 4.10 \text{ m}$$

$$Pt_2 = 1.50 \times 3.38 \times 5.80 \times 1600 = 54010 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$Pt_3 = 2.20 \times 3.54 \times 7.00 \times 1600 = 67226 \text{ Kg.}$$

$$X_3 = 1.10 \text{ m}$$

68

RESUMEN:

7A SUP

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
Pt ₁	67827	4.10	278091
Pt ₂	54010	2.95	159329
Pt ₃	87226	1.10	95949
	209063		533369

Posición del total del peso de la tierra sobre la zapata con respecto al punto (x)

$$X_{pt} = \frac{533\,369}{209\,063} = 2.55 \text{ m}$$

RESUMEN GENERAL DE FUERZAS

a). - POR CARGAS VERTICALES. -

7A mcd

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
CM	143227	3.110	445436
CV+I	72370	3.110	225071
PP	109886	2.850	312811
PT	209063	2.550	533369
	534546		1516687

$$\bar{X} = 2.84 \text{ al punto } \odot x$$

b). - POR CARGAS HORIZONTALES. -

74 mf

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
FR	3619	6.28	22727
Fr	7161	6.28	44971
VTS	3308	6.28	20774
VTCV	1470	6.28	9232
ET	106261	3.46	368105
	121819		465809

$$\bar{Y} = 3.82 \text{ m al desplante.}$$

En éste último inciso no consignamos las fuerzas normales al oje del camino por tener un efecto muy pequeño.

COMBINACIONES DE CARGAS. -

Analizaremos los Grupos I y III, ya que por experiencia sabemos que son los grupos más desfavorables.

a). - GRUPO (I). - (100%). - (CM + CV + PP + PT)

$$\leq FV = 534\ 546 \text{ Kg}$$

$$\leq MV = 1526\ 687 \text{ Kg - m}$$

$$\leq FH = 121\ 819 \text{ Kg}$$

$$\leq MH = 465\ 809 \text{ Kg - m}$$

$$e = \frac{a}{2} - \left(\frac{\sum MV - \sum MH}{\sum FV} \right) = \frac{4.50}{2} - \left(\frac{1516 - 465\,809}{534\,546} \right) = 0.28 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{4.50}{6} = 0.75 \text{ m} > 0.28 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

ESFUERZOS. - $f = \frac{\sum FV}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right)$

$$f_{\text{máx}} = \frac{534\,546}{450 \times 700} \left(1 + \frac{6 \times 0.28}{450} \right) = 2.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = \frac{534\,546}{450 \times 700} \left(1 - \frac{6 \times 0.28}{450} \right) = 1.06 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de seguridad al volteamiento:

$$CSV = \frac{\sum MV}{\sum MH} = \frac{1\,516\,627}{465\,809} = 3.26 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

Coefficiente de seguridad al deslizamiento:

$$CSD = K \frac{\sum FV}{\sum FH} = 0.52 \frac{534\,546}{121\,819} = 2.28 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

b). - GRUPO (II). - (125%). - (ET + FR + Fr + 0.30 VTS + VTCV)

$$\sum Fv = 534\,546 \text{ Kg}$$

$$\sum MV = 1\,516\,587 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\sum FH = 118\,511 + 0.30 \times 33\,08 = 119\,503 \text{ Kg}$$

$$\sum MH = 445\,035 + 0.30 \times 20774 = 451\,267 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{4.50}{2} - \left(\frac{1516587 - 451\,267}{534\,546} \right) = 0.26 \text{ m}$$

$$\frac{4.50}{6} = 0.75 \text{ m} > 0.26 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

ESFUERZOS. -

$$f_{\text{máx}} = \frac{534\,546}{313\,000} \left(1 + \frac{6 \times 0.26}{4.50} \right) = 2.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{mín} = \frac{534\,546}{31\,5000} \left(1 - \frac{6 \times 0.26}{4.50} \right) = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de seguridad al volteamiento:

$$CSV = \frac{1\,516\,687}{451\,267} = 3.36 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

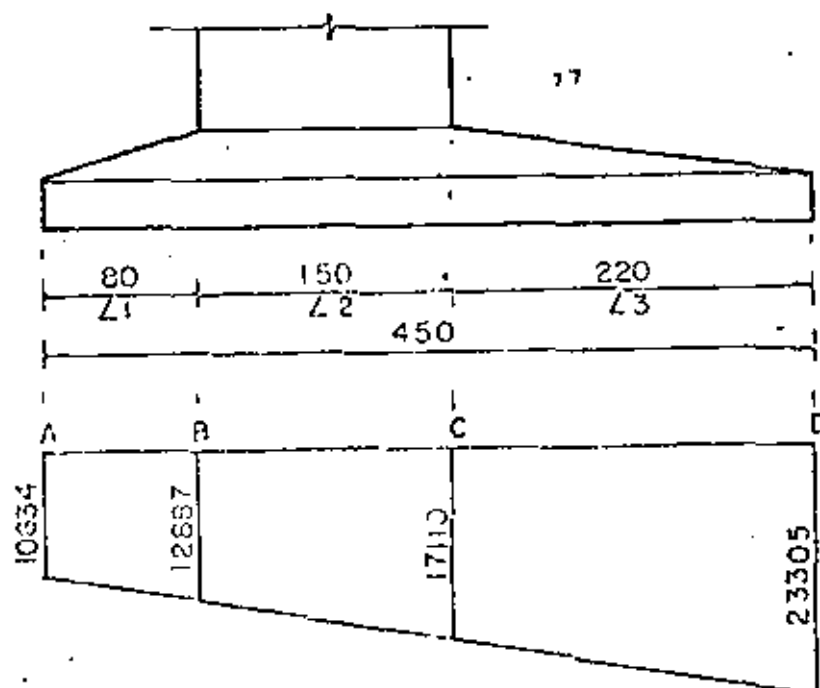
Coefficiente de seguridad al deslizamiento:

$$CSD = \frac{0.52 \times 534\,546}{119\,503} = 2.33 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

Obsérvese que el grupo I, para nuestro caso es el más desfavorable y por lo tanto los esfuerzos obtenidos en dicho grupo son los que utilizaremos para diseñar la zapata.

Por otra parte, en el estrato donde nos estamos desplantando, el terreno se muestra compacto, puesto que según la prueba de penetración estándar a esa profundidad se necesitaron más de 30 golpes para penetrar 30 cm, esto nos indica que el terreno soporta aproximadamente 3.00 Kg/cm^2 .

DISEÑO DE LA ZAPATA. -



$$f_a = 10634 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_d = 23305 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_b = 10634 + \frac{12671 \times 0.80}{4.50} = 12897 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_c = 10634 + \frac{12671 \times 2.30}{4.50} = 17110 \text{ Kg/m}^2$$

ANALISIS EN LA SECCION "C" .-

$$\text{Reacción del terreno: } R_t = \left(\frac{f_c + f_d}{2} \cdot l_3 \right)$$

$$R_t = \left(\frac{17110 + 23305}{2} \right) \times 2.20 = 44457 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bar{X}_{rt} = \frac{2.20}{3} \left(\frac{2 \times 17110 + 23305}{17110 + 23305} \right) = 1.044 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 44457 \times 1.044 = 46413 \text{ Kg - m/m}$$

Peso propio de la parte de la zapata en estudio. -

$$PP_{cd} = (0.40 \times 2.20 + 0.40 \times 2.20 \times 0.5) 2400 = 3168 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{2.20}{3} \left(\frac{0.80 + 2 \times 0.40}{0.80 + 0.40} \right) = 0.978 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 3168 \times 0.978 = 3098 \text{ Kg - m/m}$$

Peso de la tierra sobre la zapata. -

$$PT = 3.54 \times 2.20 \times 1600 = 12461 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pt} = \frac{2.20}{3} \left(\frac{2 \times 3.20 + 3.98}{3.20 + 3.98} \right) = 1.055 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 12461 \times 1.055 = 13271 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Por tanto } \Sigma V_c = 44457 - 3168 - 12461 = 28828 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma M_c = 46413 - 3098 - 13271 = 30044 \text{ Kg/m}^2$$

Peralte por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{3\,004\,400}{13.69 \times 100}} = 46.85 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$d_v = \frac{28\,828}{8.38 \times 100} = 34.40 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 72 \text{ cm}$; $r = 8 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$

Acero principal de refuerzo. -

$$A_s = \frac{3\,004\,400}{2000 \times 0.90 \times 72} = 22.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas 8C a cada 23 cm ($A_s = 22.04 \text{ cm}^2$)

REVISION POR CORTANTE. -

$$\tau_{perm} = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{calc} = \frac{28\,828}{100 \times 72} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$4.00 \text{ Kg/cm}^2 < 8.38 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$ bien

REVISION POR ADHERENCIA. -

$$z_{calc} = \frac{4 \times 22.04}{2.54} = 34.71 \text{ cm}$$

$$\tau_{perm} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{calc} = \frac{28\,828}{34.71 \times 0.90 \times 72} = 12.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$12.82 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$ bien

ACERO POR TEMPERATURA. -

$$A_{st} = 0.0015 \times 80 \times 100 = 12 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 6C a cada 23 cm ($A_s = 12.48 \text{ cm}^2$)

ANÁLISIS DE LA SECCIÓN "B" .-

$$R_t = \frac{12887 + 10634}{2} \times 0.80 = 9408$$

$$X_{rt} = \frac{0.80}{3} \left(\frac{1 \times 10634 + 12887}{10634 + 12887} \right) = 0.387 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 9408 \times 0.387 = 3641 \text{ Kg-m/m}$$

$$PP = (0.40 \times 0.80 + 0.40 \times 0.80 \times 0.5) 2400 = 1152 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{0.80}{3} \left(\frac{2 \times 0.40 + 0.80}{0.40 + 0.80} \right) = 0.356 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 1152 \times 0.356 = 410 \text{ Kg-m/m}$$

$$P_t = 7.56 \times 0.80 \times 1600 = 9690 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pt} = 0.80 \times 0.5 = 0.40 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 9690 \times 0.40 = 3876 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Entonces: } \leq VB = 9408 - 1152 - 9690 = -1434 \text{ Kg/m}^2$$

$$\leq MB = 3641 - 410 - 3876 = -645 \text{ Kg-m/m}$$

Observamos que con éstos momentos domina el acero de refuerzo por temperatura.

De acuerdo con éstos cálculos, la zapata quedará reforzada de la siguiente manera.

a). - Varillas cortas. - ($L = 4.40 \text{ m}$)

Parrilla superior: Varillas 6C a cada 23 cm.

Parrilla inferior: Varillas 8C a cada 23 cm.

b). - Varillas largas. - ($L = 6.90 \text{ m}$)

Parrilla superior: Varillas 6C a cada 23 cm.

Parrilla inferior: Varilla 6C a cada 23 cm.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS. -

Una forma simplificada para calcular el refuerzo en las columnas nos lo proporciona el

ría de Obras Públicas, y e la siguiente:

CALCULO DEL REFUERZO PRINCIPAL EN LAS COLUMNAS SEGUN DIN-1045. -
(CODIGO 27 DEL BETON KALENDER)

Porcentaje mínimos y máximos del refuerzo:

$\frac{H_s}{d}$	P mínimo (%)	f'_c (Kg/cm ²)	P máximo (%)
5	0.5	100 - 140	3
10	0.8	180 - 250	6

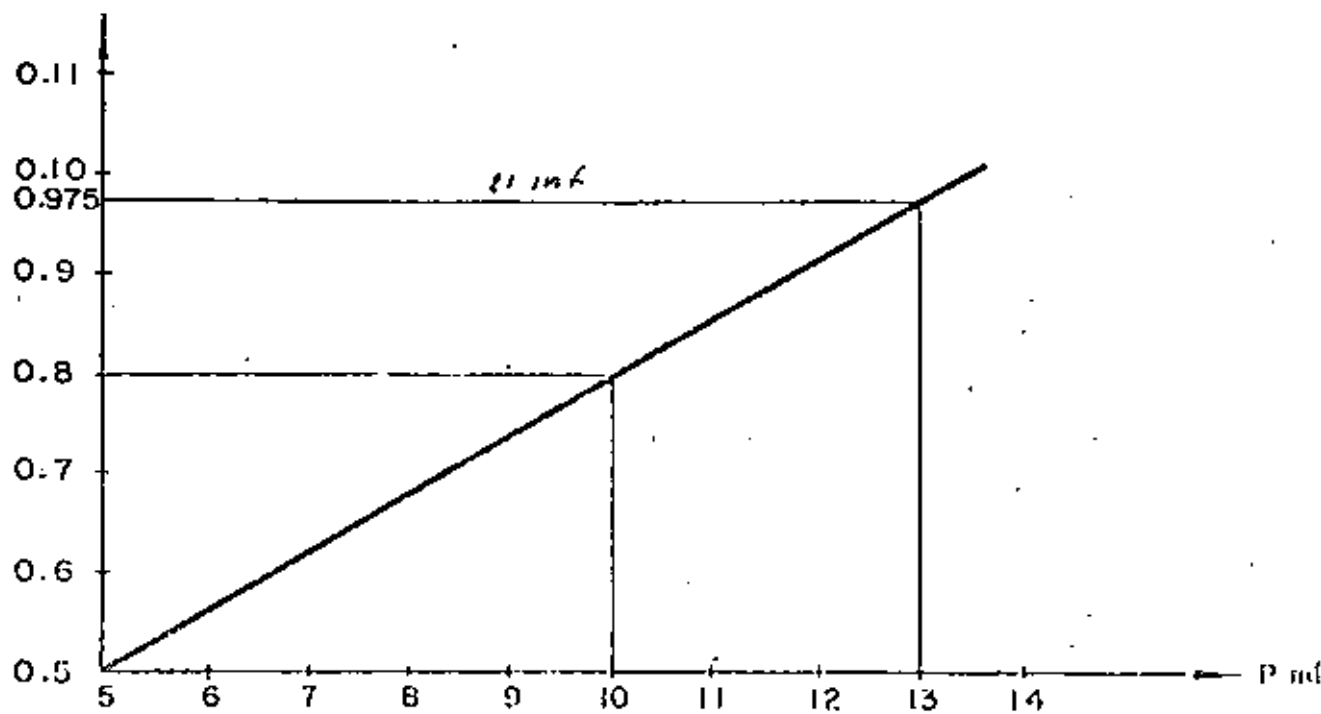
Donde : Hs = Longitud de pandeo
d = dimensión mínima de la sección.

Considerando, como caso más desfavorable, que la columna está empotrada en su parte inferior y libre en su parte superior, entonces la longitud de pandeo vale:

$H_s = 2H = 2 \times 3.88 = 7.76 \text{ m}$

$d_{min} = 0.60 \text{ m}$

$\frac{H_s}{d} = \frac{7.76}{0.60} = 12.93 \approx 13$



Ensayaremos entonces con $P = 0.975\%$, como porcentaje mínimo requerido y para fines de cálculo tomaremos el promedio de las secciones superior e inferior de la columna, es decir:

$$A_{\text{prom}} = (120 + 150) \cdot 0.5 \times 60 = 8100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces: } A_s = 0.00975 \times 8100 = 78.98 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 7 varillas 12C ($A_s = 79.80 \text{ cm}^2$)

REVISION POR PANDEO. -

Según el "Betón Refender", se deberá cumplir que:

$$\frac{\text{Puertura}}{w + \text{Pectuante}} \geq 3$$

77

Donde: $P_{act} = 125476 + (1.20 + 1.50) 0.5 \times 3.88 \times 0.60 \times 2400$

$P_{act} = 133019 \text{ Kg}$

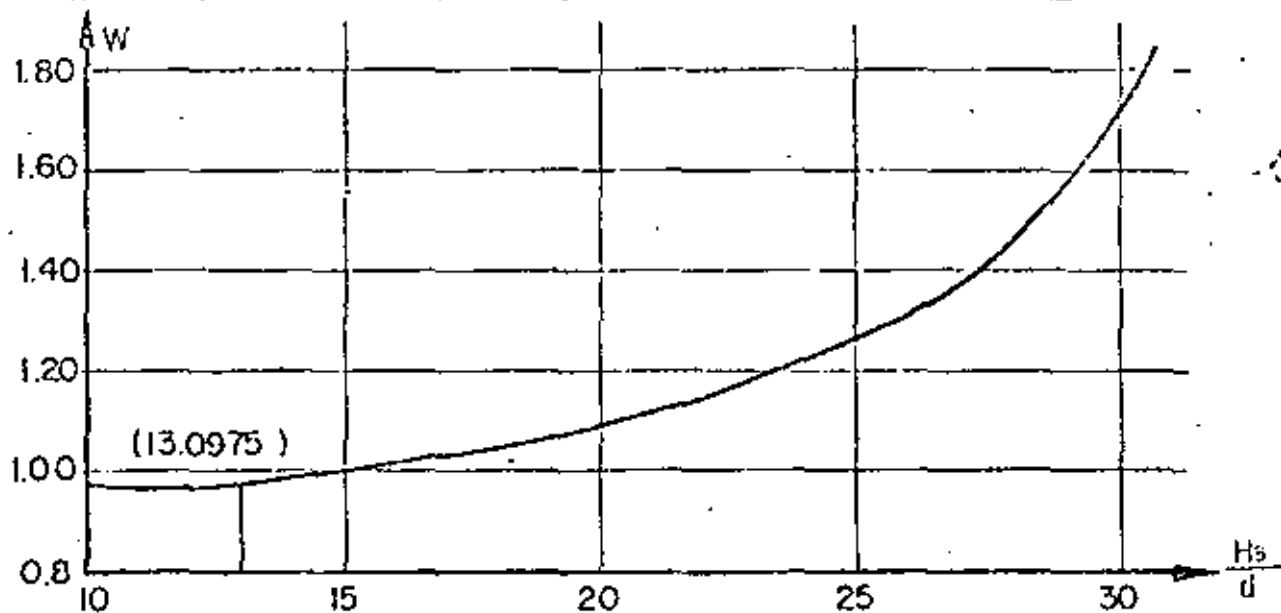
$P_{rupt} = A_c f'_c + A_s f_y = 8100 \times 250 + 78.98 \times 4200$

$P_{rupt} = 2\,356\,716 \text{ Kg.}$

El valor de ω lo obtenemos de la siguiente tabla

12

$\frac{H_s}{d}$	15	20	25	30	35	40
W	1.00	1.08	1.32	1.72	2.28	3.00



Según la gráfica y extrapolado, el valor de ω es aproximadamente: $\omega = 0.975$

Entonces: $P_{andau} = \frac{2\,356\,716}{0.975 \times 133\,019} = 18.2 \approx 3 \therefore$ bien

ESTRIBOS SEGUN DIN .-

Por especificación deberá ser el 0.25% del volumen unitario del concreto, esto es:

$V = 0.0025 \times 8100 \times 100 = 2025 \text{ cm}^3$

78
P-C-1

La longitud promedio de un estribo 4C de 4 ramas es:

$$L = (2 \times 77 + 2 \times 50) / 2 = 508 \text{ cm.}$$

Pero en un metro de columna se requieren:

$$A_s = \frac{2025}{508} = 3.99 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la separación será:

$$S = \frac{1.27 \times 100}{3.99} = 31.8 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de 4 ramas a cada 30 cm.

ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS ANCHAS DE LA COLUMNA. -

Se colocarán 4 varillas 12C para facilitar el armado de los estribos.

- DISEÑO DE LA CONTRATRABE -

Reacción sobre la contratrabe por los voladizos de la zapata. -

$$R = V_c - V_b = 28828 - (-1434) = 30262 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio de la contratrabe. -

$$PP = 1.50 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}$$

Peso de la tierra sobre la contratrabe. -

$$PT = 1.50 \times 3.88 \times 1.00 \times 1600 = 9312 \text{ Kg/m}$$

Reacción del terreno. -

$$RT = \frac{17110 + 12887}{2} \times 1.50 = 22498 \text{ Kg/m}$$

Carga uniforme total sobre la contratrabe. -

$$\omega = 30262 + 22498 - (2160 + 9312) = 41288 \text{ Kg/m.}$$

Entonces:

$$V_{\text{máx}} = \frac{41\,288 \times 4.72}{2} = 97\,440 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{41\,288 \times 4.72^2}{8} - \frac{41\,288 \times 1.14^2}{2} = 88150 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Peralte por momento. -

$$d_m = \sqrt{\frac{8\,815\,000}{13.69 \times 150}} = 65.5 \text{ cm}$$

Peralte por cortante. -

$$d_v = \frac{97\,440}{20.87 \times 120} = 38.9 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 132 \text{ cm}$; $r = 8 \text{ cm}$; $h = 140 \text{ cm}$.

Acero principal de refuerzo. -

$$A_s = \frac{8\,815\,000}{2000 \times 0.90 \times 132} = 37.10 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 7 varillas 8C en la parte superior de la contratrabe. -

$$(A_s = 35.49 \text{ cm}^2)$$

Por otra parte, el valor del momento torsionante por metro vale $M_t = M_c + M_b = 30044 - 645 = 29399 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$ y suponiendo que la contratrabe esté doblemente empotrada en los patios interiores de las columnas, tendremos:

$$L = 4.12$$

$$M_t = \frac{29399 \times 4.12}{2} = 60552 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

VERIFICACION DE LA SECCION. -

$$\text{Por cortante: } (\tau_{\text{perm}} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$v_{calc} = \frac{97\,440}{150 \times 132} = 4.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 3 + \frac{2.6}{\frac{0.45 + 140}{150}} = 4.88$$

$$v_{tors} = \frac{4.88 \times 6056\,200}{150^2 \times 140} = 9.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{total} = 4.92 + 9.38 = 14.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$14.30 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS PARA LA CONTRATRABE. -

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v^t = v_{tors} - v_c = 9.38 - 4.59 = 4.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{tor}^I = \frac{4.79 \times 29399}{9.38} = 15013 \text{ Kg-m/m}$$

$$A_s = \frac{1\,501\,300}{2000 \times 0.90 \times 132 \times 172} = 0.0445 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = 4.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Empleando estribos 4C de 2 ramas, la separación será la siguiente:

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{4.45} = 57.08 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 40 cm por especificación y se procurará utilizar las varillas de la parrilla inferior para una mejor colocación.

ACERO LONGITUDINAL EN LOS COSTADOS DE LA CONTRATRABE. -

$$A_s' = 0.0445 (132 + 142) = 12.19 \text{ cm}^2$$

Como $12.19 \text{ cm}^2 < 35.49 \text{ cm}^2$, ya no necesitamos varillas pero colocaremos 2 varillas 4C

en cada cora para fijar mejor los estribos.

- CUBICACIONES DEL CABALLETE -

CONCRETO. -

a). - Por diafragma y aleros. -

$$V_a = \frac{8014 + 6608}{2400} = 6.09 \text{ m}^3$$

b). - Por cabezal. -

$$V_b = \frac{20736}{2400} = 8.64 \text{ m}^3$$

c). - Por las columnas. -

$$V_c = \frac{15085}{2400} = 6.29 \text{ m}^3$$

d). - Por la contratrabe. -

$$V_d = \frac{11491}{2400} = 4.79 \text{ m}^3$$

e). - Por la zapata. -

$$V_e = 19.98 \text{ m}^3$$

f). - Por los zoclos. -

$$V_f = (0.673 \times 0.637 \times 0.073) \times 3 = 0.09 \text{ m}^3$$

Volúmen total de concreto en el caballete

$$V_{\text{total}} = 45.88 \text{ m}^3$$