

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

✓ 17-1-47

820

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
LA POBLACION DE
SALINAS VICTORIA, NUEVO LEON

UNICO

TESIS

PRESENTA EL PASANTE
JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL
PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL.

704

MEXICO, D. F.

1947.

TL

TD229

.S25

P5

1947

c.1

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

V. 17-1-47

820

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
LA POBLACION DE
SALINAS VICTORIA, NUEVO LEON

UNICO

TESIS

QUE PRESENTA EL PASANTE
JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL
PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL.

704

MEXICO, D. F.

1947.

TL
T0229
.525
p5
1947



1080124250



(SELLO)

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
Dirección
Núm. 731-1748
Exp. Núm. 731/214.2/-989

Al Pasante señor José Luis PINZON MENDIZABAL.
P R E S E N T E .

En atención a su solicitud relativa me es grato - transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero Anastasio Guzmán para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"Formúlese el proyecto de Abastecimiento de Agua Potable para la población de Salinas Victoria del Estado de Nuevo León, incluyendo presupuesto de las obras y la forma del financiamiento respectivo; exponiendo - algunas consideraciones que pudiesen servir de ilustración para el caso de pequeñas poblaciones en que no se dispone de recursos amplios para la ejecución de las - instalaciones correspondientes."

Ruego a usted que tome nota del contenido de la - Circular que me permito enviarle adjunta al presente, con - el fin de que cumpla con el requisito a que ella alude, indispensable para sustentar su examen profesional.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

México, D.F., a 26 de octubre de 1946.

EL DIRECTOR

Ing. Pedro Martínez Tornel.

(RUBRICA)

Circular Anexa.

PMT.TB.mr.

I N T R O D U C C I O N

Todas las grandes civilizaciones que han dominado el mundo, han ejecutado importantísimas obras de irrigación y abastecimiento de agua, dentro de sus medios disponibles según la época de la historia en que se han desarrollado y que como ejemplo tenemos los numerosos canales y acueductos Romanos cuyas - moles gigantescas todavía se levantan; las grandes obras de -- irrigación de la cuenca del Nilo, ejecutadas por los Egipcios antes de la era Cristiana; las obras ejecutadas por los Españoles aquí, en nuestro suelo patrio, como son las construcciones de defensa contra las aguas del lago de Texcoco; así como los canales que salvaban obstáculos para traer el agua de Xochimilco, Cuautitlán, Barrientos, etc., para el centro de la Capital.

El problema de aprovisionamiento de agua potable para - las poblaciones y en general, para los habitantes de un país, es sin duda alguna, uno de los más importantes de toda la higiene pública. Abordado de brillante manera por los Romanos y Griegos, fué dejado en lamentable olvido por los representantes de las civilizaciones posteriores y podemos decir que hasta hace unos 3/4 de siglo cuanto asunto de tamaña trascendencia ha recibido toda la atención que se merece. En la actualidad, la conducción del agua a grandes distancias y la purificación de estas ha quedado resuelto ó al menos es posible la realización de estas finalidades de un modo completamente satisfactorio.

La higienización de agua acarrea importantísimos beneficios disminuyendo la morbilidad y mortalidad en una ciudad - aún fuera de las enfermedades de origen principalmente hídri-

co: tifoidea y paratifoidea, disenterías, cólera asiático, - gastro-enteritis, etc. Muchas poblaciones eran diezmados con - tualmente ó periódicamente por el terrible cólera "La más - hídrica de las enfermedades hídricas." En la actualidad, unas cuantas naciones, verdaderamente retrazadas en el progreso sanitario, descuidan este problema fundamental y son víctimas - aun en grandes escalas de la tifoidea, de las disenterías y - muchos sufren aun del cólera. No es posible lamentar demasia- do que en parte, tengamos que contar con ellos a nuestro país, que no ha abordado hasta ahora resueltamente la cuestión del - aprovisionamiento de aguas, debido principalmente a que no se cuenta con los medios suficientes. Por fortuna son ya varias las ciudades, incluyendo a la capital de la República, que de - sinfectan correctamente su agua de consumo público, pero la - situación para la gran mayoría de poblaciones y principalmen- te las de menor importancia es mala; muchas cuentan con una - escasa cantidad de agua turbia, dura, con cuentas bacterianas de 10,000, 100,000 y más germenos por c.c. y con abundantes - colibacilos, siendo clara la consecuencia: ya que la tifoidea, la paratifoidea y disenterías reinan aún endemicamente en Ve- racruz, Tamaulipas, Yucatán, el Bajío, etc.

En los últimos años, el Gobierno Federal se ha ocupado de procurar el abastecimiento de agua potable en numerosos pobla- dos de unos cuantos miles de habitantes; sin embargo, la mayo- ría de aquellos continúan careciendo del servicio.

Los procedimientos modernos de purificación de aguas ha hecho disminuir la mortalidad de una manera extraordinaria: de 100 a 4, a 2 y aun a 0.

PURIFICACION DEL AGUA.

La expresión "pura y saludable" usada tan frecuentemente en relación con el agua de los abastecimientos públicos es difícil de definir; diremos que en forma estricta el agua "pura" no se encuentra en la naturaleza.

Para que el agua sea "pura" es necesario que no contenga ni bacterias, ni sustancias químicas ó minerales. La única clase de agua que puede responder a esta descripción, es el agua destilada.

Toda el agua de cualquier abastecimiento público, contiene siempre cantidades diversas de sustancias extrañas ya sea en formas primarias ó mezcladas con minerales.

En un abastecimiento público, el agua debe ser clara, agradable y libre de impurezas las cuales como se sabe, son origen de un sinúmero de enfermedades; solo así, el agua se considera "pura y saludable".

El agua que llega a nosotros en forma de precipitación desde la atmósfera, al caer sobre la tierra, se filtra en el terreno por las grietas ó cae a los lagos y entonces ó bien se evapora ó es absorbida por las raíces de los vegetales.

Tanto el agua que se infiltra en el terreno, como la que cae en los depósitos superficiales puede aprovecharse para surtir abastecimientos públicos los cuales cuando se abastecen de las grietas ó de lagos, lagunas, etc., reciben el nombre de superficiales. Estos siempre necesitan alguna forma de tratamiento ya que en lugares habitados con seguridad el agua se encuentra más ó menos contaminada.

Los abastecimientos de agua obtenidos de pozos, manantiales ó galerías de infiltración se llaman subterráneos y se pre

fieren a los demás por la claridad del agua, la temperatura menor y más baja que tiene ésta, por estar libres de contaminación y por poder obtenerse con menor inversión de capital.

CONDICIONES SANITARIAS.

Cuando se requiera una agua potable de buena calidad, debe cumplir con las condiciones químicas físicas y bacteriológicas aceptadas para un abastecimiento.

Para usos industriales y comerciales son de gran importancia las sustancias químicas existentes en el agua; para el gusto del consumidor, las características físicas tales como turbiedad, color, sabor y temperatura serán apreciadas y desde el punto de vista de la salud, la condición bacteriológica del agua es la más importante.

El agua potable debe ser clara, incolora, fría, agradable y deberá ser deshechada totalmente para beber, si contiene bacterias que puedan provocar enfermedades. Cuando contiene minerales en exceso, puede deshecharse hasta para los usos industriales según convenga y cuando minerales, como el sulfato de magnesio, los cloratos y el hierro y algunos gases como el bioxido de carbono no se encuentran en cantidades notables, puede tomarse el manantial como satisfactorio para abastecer una comunidad siempre que sea bacteriológicamente aceptable. Así pues, las condiciones más importantes para escoger una fuente de provisión de agua para usos domésticos son las sanitarias.

Gran cantidad de desechos negros de las municipalidades proveniente de las habitaciones ó de las industrias, descarga en las corrientes de agua, lo cual puede provocar contaminaciones en el abastecimiento.

El agua de lluvia al caer al suelo acarrea lodo, desperdicios, vegetales, residuos humanos, residuos de animales y gran cantidad de inmundicias que van a parar a los lagos y a las corrientes de agua; debido a ésto, las condiciones sanitarias de un abastecimiento superficial varías de día a día y - aún de hora en hora.

Algunos creen que las corrientes de agua se purifican por sí solas al recorrer una distancia definida, lo cual se ha comprobado que es inexacto, ciertamente hay un proceso natural de sedimentación y oxidación constante que tiende a suprimir las impurezas, pero nunca al grado de poder considerarse como "purificadas" y buenas para tomar las aguas sin darles algún tratamiento para ayudar a purificarlas.

Las protecciones necesarias para los abastecimientos superficiales deben adoptarse con el objeto de evitar contaminaciones, a lo cual ayuda el tratamiento antes del desagüe con el objeto de alcanzar su desinfección ó bien relocalizando la toma para evitar que llegue hasta ella el agua contaminada del alcantarillado.

Las autoridades de Ingeniería Sanitaria, tienen facultad para aprobar ó desaprobar los planos para la construcción de abastecimientos o saneamientos desde su principio hasta la conclusión, por lo que deberá negar permisos para la construcción de saneamientos que tiendan a contaminar las corrientes de -- agua ó arriesguen la seguridad de un abastecimiento. Esta requiere que se mantenga una distancia determinada entre los pozos y las fuentes de contaminación tales como albañales, tanques sépticos, etc., y de tal modo que la construcción, diseños y materiales empleados, estén de acuerdo con los métodos.

aprobados. El agua de un pozo, puede contaminarse fácilmente por el alcantarillado localizado cerca de él, lo que se ha comprobado por las epidemias desarrolladas por esta causa.

Grandes esfuerzos se hacen para resguardar los abastecimientos de la contaminación con el objeto de salvaguardarlos de las enfermedades que produce el agua. Dichas enfermedades son causadas por bacterias que se propagan por la orina ó los excrementos de una persona enferma, al penetrar en un organismo sano por medio de agua ó alimentos infectados.

El ahorro de los fondos Municipales a expensas de la pureza de un abastecimiento público de agua es falsa economía y un crimen contra la sociedad.

En lugares densamente poblados como las ciudades, el terreno se contamina rápidamente con la densidad de individuos de la comunidad, por lo que deben protegerse los abastecimientos y el agua no debe utilizarse sin los análisis que determinen las condiciones sanitarias. Aún cuando un pozo esté en buenas condiciones por el momento; no se puede asegurar que seguirá indefinidamente sobre todo si se encuentra localizado en un lugar muy poblado.

Debe comprobarse la seguridad del terreno donde se perfora un pozo y más aún cuando el agua va a emplearse para beber. Si el manto de agua está cubierto por una capa de arcilla ó por una capa gruesa de cualquier otro material impermeable - el cual por su compacidad no ofrezca las posibilidades de contaminación y cuando la camisa del pozo no deje pasar agua del manto, hay una probabilidad casi nula de que la contaminación llegue hasta el abastecimiento. Es peligroso que no exista tal capa protectora.

Es difícil casi siempre convencer al propietario de un pozo de la posibilidad de que se contamine con el fin de que lo proteja.

Las condiciones sanitarias del agua subterránea varían mucho de un lugar a otro y con la profundidad a que se encuentran localizadas.

CANTIDAD DE AGUA.

El consumo de agua de una comunidad se mide en litros por habitante y por días. Esta cantidad no se aplica a un solo día; es el promedio anual y se basa en la población de la comunidad.

Las ciudades Americanas y especialmente los estados del medio oeste, utilizan grandes cantidades de agua, en su consumo diario; la mayoría de las ciudades de Michigan deberían poseer equipos para proporcionar un gasto de 500 lts/habitante/día y hay lugares que necesitan gastos mayores, debido al desperdicio y a los escapes existentes en las cañerías causadas por uniones defectuosas.

El uso constante del agua, añadiendo el rápido incremento de población, en la mayoría de las ciudades demanda un proyecto concienzudo para mantener un abastecimiento suficiente con costo razonable y que elimine el desperdicio y la fuga de agua en las cañerías.

Cuando el abastecimiento se toma de un manantial superficial, las medidas y cálculos deben determinar si el gasto de la corriente es o no suficiente durante todo el tiempo para asegurar un abastecimiento adecuado o si es necesaria una presa ó un depósito para almacenar agua.

La cantidad y las condiciones del agua saludable para

surtir a la comunidad proveniente de pozos, se determina por el regimen pluviométrico, la extensión y naturaleza del área tributaria y las condiciones geológicas y minerales del terreno por el cual se filtra el agua.

Las fuentes de que se abastecen los depósitos subterráneos v.gr. la lluvia, son durante algunos momentos agua superficial y en este tiempo pueden contaminarse. Por lo tanto, es indispensable tratarla para que sea adecuada para usos domésticos. Las condiciones del agua de cualquier pozo ó manantial dependen de las características del piso externo y de la naturaleza del terreno que atraviezan antes de llegar al pozo.

En donde existen grandes depósitos de arena y grava en capas de gran espesor se acumulan extensas reservas de agua formando lagos subterráneos. Esto también sucede en formaciones de roca, localizadas a un nivel más abajo que las capas anteriores.

Cuando el agua se obtiene de un depósito de areniscas, no existen dudas acerca de su seguridad, pero si su origen es de yacimientos arcillosos no debe aceptarse su pureza hasta que se compruebe totalmente por medio de varios experimentos.

Generalmente, los pozos perforados en roca, poseen condiciones más seguras para los abastecimientos, no así los que se han perforado en arcilla.

Habiendo sido designado para llevar a cabo el estudio y proyecto de abastecimiento de agua potable para la población de Salinas Victoria Cabecera del Municipio del mismo nombre - en Nuevo León, procederé en primer lugar a enumerar los datos de la localidad, sujetando el programa a lo siguiente:

PRIMERA PARTE.

.....

I.- GENERALIDADES.

Datos Históricos.

- A.- Situación Geográfica de Salinas Victoria.
- B.- Ubicación.
- C.- Aspecto de la Población.
- D.- Vías de Comunicación.
- E.- Topografía.
- F.- Hidrografía.
- G.- Clima.
- H.- Lluvias.
- I.- Servicios Públicos.
- J.- Abastecimiento Actual del Agua.
- K.- Actividades de la Población.
- L.- Enfermedades y datos demográficos.

SEGUNDA PARTE.

.....

- A.- Estudio de la Población.
- B.- Dotación de agua.
- C.- Elección de la Fuente de Abastecimiento.

TERCERA PARTE.

.....

- A.- Captación.
- B.- Localización del Tanque de Regularización.
- C.- Capacidad del tanque.
- D.- Línea de Bombeo.
- E.- Estudio Económico.

CUARTA PARTE.

.....

- A.- Cálculo de la Caseta de Bombas.
- B.- Cálculo del Tanque de Regularización.
- C.- Cálculo de la Red.

QUINTA PARTE.

.....

- Analisis de Costos.
- Presupuesto.
- Financiamiento.

PRIMERA PARTE.
=====

I.- GENERALIDADES.

Datos Históricos.

- A.- Situación Geográfica de Salinas Victoria.
- B.- Ubicación.
- C.- Aspecto de la Población.
- D.- Vías de Comunicación.
- E.- Topografía.
- F.- Hidrografía.
- G.- Clima.
- H.- Lluvias.
- I.- Servicios Públicos.
- J.- Abastecimiento Actual del Agua.
- K.- Actividades de la Población.
- L.- Enfermedades y datos demográficos.

HISTORIA DE SALINAS VICTORIA.

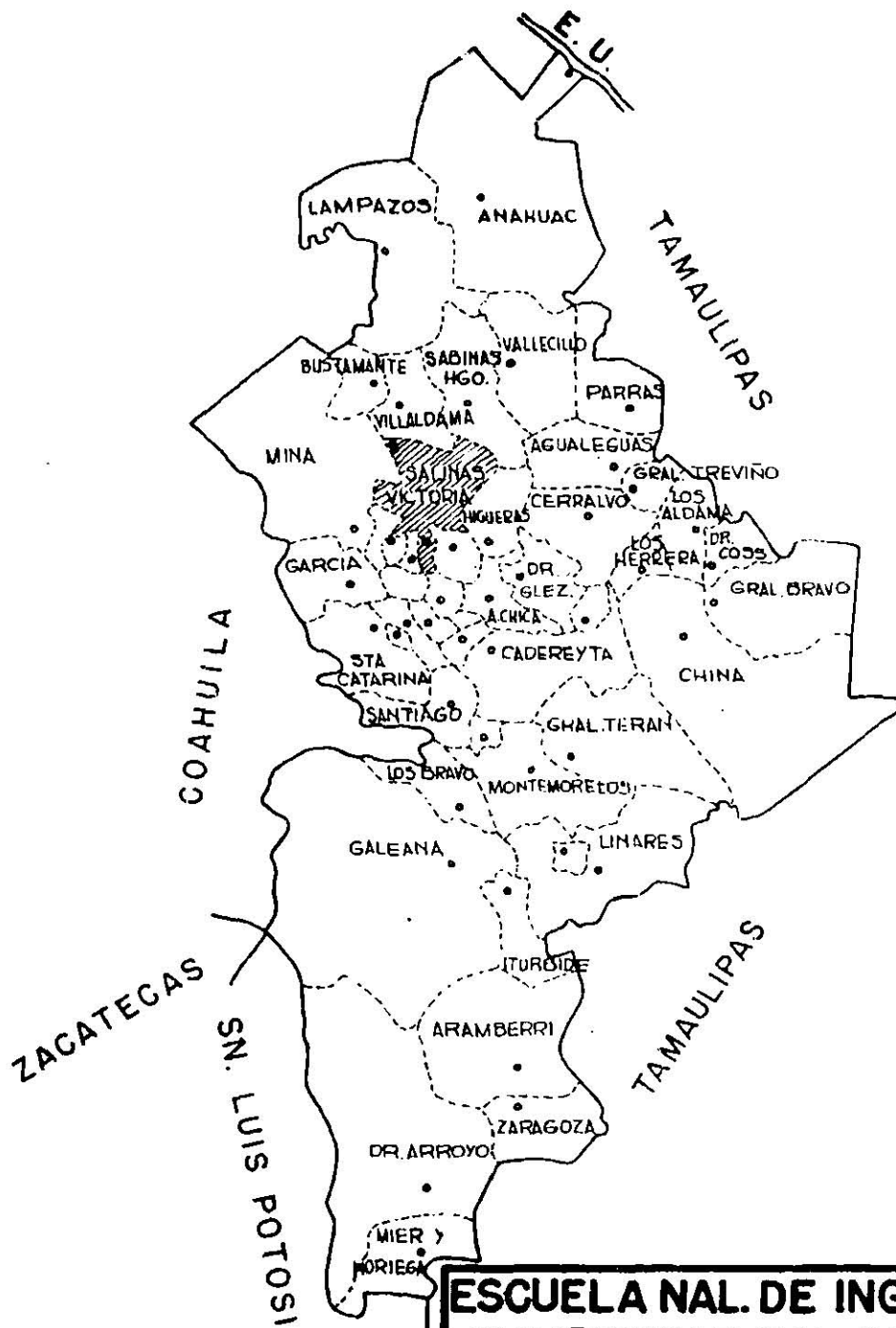
La cabecera del municipio de Salinas Victoria se cree -
fué fundada por el capitán español Diego de Villareal, o por
un Sr. de apellido Cantú, ésto fué por el año de 1609, para
completar las 7 misiones que fueron ordenadas por la Nueva -
España al Nuevo Reino de León (Eldo. de Nuevo León) se le pu-
so por nombre, Valle de Salinas, Puerto Real ó Misión o Valle
de Nuestra Sra. de Guadalupe de las Salinas, estaba formada
por tribus Cuanales y por tribus Aiguales las que continua-
mente tenían batallas para desalojar a los Españoles de Guada-
lupe de las Salinas, los que por su agricultura y ganadería -
eran muy codiciados. Se hicieron los cimientos para la Igle-
sia y la Presidencia al Este, a unos 3 Kms., en lo que lleva
por nombre "Hacienda de los Cantú", también a la orilla del
Río Salinas, pero habiéndose descubierto una mina de oro y -
plata (Mina del Rosario), dejaron estos cimientos y formaron
la población en donde actualmente está, encontrándose más o
menos a 7 Kms., de la mina, de donde bajaban hasta la orilla
del río lugar en que construyeron un lavadero para sus meta-
les (en la mina hay agua pero ésta se agota; pues sólo dura
3 meses). Se cree que cambiaron de lugar, en vista de que -
el nuevo contaba con caminos a Monclova y Cuatro Ciénegas.
Habiéndose agotado las vetas de oro y plata vendieron los es-
pañoles la mina a los Cantú que recogieron todo el Zinc que -
los españoles tiraron y explotaron, la mina para extraer éste
que era de lo mejor (Zinc blanco acaracolado); en ese tiem-
po, los Cantú construyeron definitivamente la Iglesia y la -
Presidencia (Año de 1721). Los Cantú dejaron de explotar la
mina por el año de 1900, y aun no la han vendido; la razón -
fué que en Salinas se hacían muchos dulces que se llevaban -

primero a lomo de animal y después en trenes formados por varias carretas a través del desierto hasta Sierra Mojada, atravesando por peligros como eran los indios que los atacaban - colgándolos ó ahogándolos con humo dentro de las carretas, esto lo hacían por el deseo de matar ya que casi nunca los robaban. A todo esto se atrevían las gentes de Salinas, ya que ganaban bien, pues compraban carga de piloncillo a \$ 7.00 teniendo la carga 320 piloncillos, saliéndoles a: $\frac{7.00}{320} = \$0.022$ y los vendían en: \$ 0.20 c/u, regresando con otros productos.

El 15 de septiembre de 1882, se inauguró el tren de vía angosta entre Laredo y Monterrey, con lo que Salinas ganó en importancia.

Antiguamente en Salinas, el agua que se tomaba era de norias que se encontraban en casi todas las casas esta era agua delgada; también se tomaba mucha agua del río, el cual era más caudaloso que ahora. La ganadería ha tenido un gran aumento en precios, pues en 1908, un novillo valía \$ 30.00, -- después de la revolución subieron a \$ 150.00, siendo ahora su costo de \$ 1,300.00. En 1900, fué Salinas de los más importantes municipios por su ganadería y su agricultura; pero tocóle ser de los principales pasos de la Revolución, por lo que sus capitales huyeron al destruirse gran parte del Pueblo -- quemándolo y robándole sus ganados.

De esa época a la actual, Salinas ha progresado ligeramente.



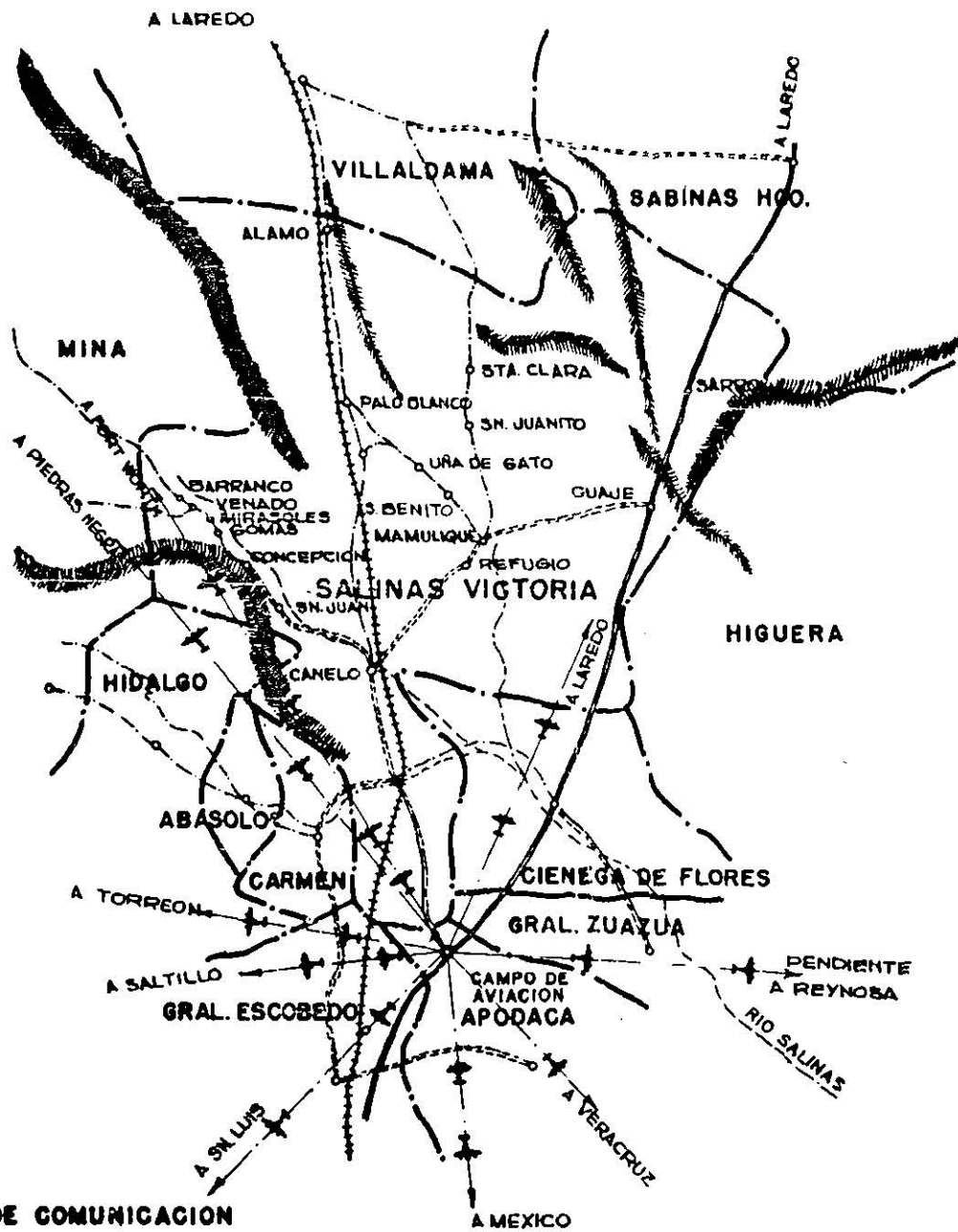
**ESCUELA NAL. DE INGENIEROS
UNIVERSIDAD NAL. DE MEXICO**

SALINAS VICTORIA, N.L.

SITUACION DEL MUNICIPIO EN EL ESTADO

TESIS PROFESIONAL

JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL



VIAS DE COMUNICACION

- CARRETERA INTERNACIONAL
- " PAVIMENTADA
- CAMINO TRANS. EN TODO TIEMPO
- " " EN TIEMPO DE SECA

ESCUELA NAL. DE INGENIEROS
UNIVERSIDAD NAL. DE MEXICO
SALINAS VICTORIA, N.L.
MUNICIPIO
TESIS PROFESIONAL
JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL

A.- SITUACION GEOGRAFICA DE SALINAS VICTORIA.

Salinas Victoria es la cabecera del municipio del mismo nombre en el Edo., de Nuevo León; sus coordenadas geográficas son latitud Norte $25^{\circ} 57' 34''$ y Longitud Oeste $01^{\circ} 10' 03''$ - del meridiano de Greewich, su altura es de 464 mts., y tiene una area de 1,465 Kms²., el municipio.

B.- UBICACION.

El municipio de Salinas tiene como límite: al Norte, el municipio de Villaldama y Sabinas Hidalgo; al Sur, el municipio de Hidalgo, Abasolo, El Carmen, Gral. Escobedo, Apodaca, Gral. Zuazua y Ciénega de Flores; al Este el municipio de -- Higueras; y al Oeste, el de Mina. La ciudad de Monterrey se encuentra al Norte, a 32.100 Kms.

El municipio de Salinas Victoria no tiene congregaciones. Consta de 3 muy buenas haciendas que son: Mamulique, Villarreales y Los Morales. También tiene 126 ranchos, todos comunicados por caminos en su mayoría transitables en todo tiempo. -- (Se encuentran 8 ranchos sobre el camino al Municipio de Mina 3 sobre el que va al Guajel, 1 sobre el que va a Mamulique y 2 sobre el que va al Municipio de Villaldama).

Por Salinas pasa el Río de Salinas que lo cruza de Poniente a Oriente. Dentro del Municipio de Salinas se encuentran varias sierras aisladas; al Norte tiene a la Sierra de Gomas, Sierra Milpilla, Sierra de Santa Clara, Sierra Picachos; al Este la Sierra Higuera y al Noroeste, las Sierras viejas; la más importante es la Sierra de Gomas por que encierran vetas Metalíferas; algunas forman entre sí Valles de tierra cultivable, de sércano y temporal.

La cabeza del municipio, Salinas, está sobre una planicie

inclinada al Sureste, principiando en la falda de una loma, llamada de la Cruz, extendiéndose del Sureste para terminar a la orilla del Río Salinas.

C.- ASPECTO DE LA POBLACION.

La población se encuentra casi rodeada por 2 acequias - que salen del Río Salinas y que se utilizan para el riego y abrevadero. La parte más elevada se encuentra al Norte de la población (Loma de la Cruz) y desciende al Sur y el Sureste. Cuenta con dos parques, uno frente a la Presidencia de nombres -- "Benito Juárez" y el otro "Revolución" (ya casi abandonados) que son regados raras veces por agua que se compra.

Las calles están bien trazadas corren las principales de Oeste a Este, algunas tienen algo de pavimento, pues cuando hicieron el campo de aviación descargaban éste pavimento, en dos depósitos hechos en la estación de Salinas y sobrando éste, lo regalaron y con él se pavimentaron algunas calles, con una capa de 3 cms., en Salinas hay 347 casas de mampostería - de un piso, incluyendo aquí la Iglesia y la Presidencia, una de mampostería de 2 pisos y 95 jacales.

D.- VIAS DE COMUNICACION.

Salinas se comunica con sus Haciendas y ranchos por caminos en su mayoría transitables en todo tiempo; se comunica con la carretera Internacional, tramo Monterrey Laredo, después de atravesar un vado de concreto de 50 mts., de largo, que -- salva el río de Salinas: este vado tiene constantemente un - tirante de 10 cms., que aumenta por lo regular 2 veces al año a 80 cms., por lo que se suspende el tránsito cuando mucho - durante 8 horas, después vuelve a bajar a 10 cms., aumento de tirante que se verifica, aunque no llueva en Salinas. Este -

vado, fué mandado construir por el Presidente de la República, Gral. Manuel Avila Camacho, después de una visita que hizo a la Población, en el año de 1942.

Por una carretera con 13 Kms., de largo, revestida de grava, se llega al Km. 1017.52; de aquí a Monterrey hay 19.100 Kms., en total 32.100 Kms., que son recorridos por 3 camiones de 2 líneas diferente, haciendo cada uno viajes redondos, salen de Monterrey y de Salinas a las 8, 11, 13 y 19 horas, tardando en su recorrido 45 minutos, y cobran \$ 0.90 el pasaje; un camión hace un viaje redondo hasta los Villareales. El día 15 de Noviembre de 1945, se inauguró el servicio de pasajeros entre Monterrey, Salinas y los Bustamantes, con dos salidas diarias de ambas partes.

Exactamente en el entroque de la Carretera Internacional con la que va a Salinas, se encuentra el campo aéreo en donde salen y llegan aparatos para casi todas partes del mundo. La Compañía Mexicana de Aviación, S. A., tiene en operación Clippers tipo "DC-2" y "DC-3A", haciendo un vuelo diario redondo a Veracruz y 3 vuelos diarios redondos a México, con conexiones inmediatas con la Pan-American Airways para cualquier país del Centro y Sur América.

La American Airlines de México, S. A., efectúa 2 vuelos diarios a la Ciudad de México, un vuelo diario a Fort Worth y otro al Paso Texas, con conexiones a las principales poblaciones de los E.U.A., y algunas del Canadá.

Aereo Transportes, S. A., con rutas a Saltillo, Torreón y Piedras Negras, Coah., Tampico y Matamoros, Tam; San Luis Potosí, S.L.P., Guadalajara Jal; Mazatlán, Sin; y puntos intermedios efectuando once vuelos semanarios.

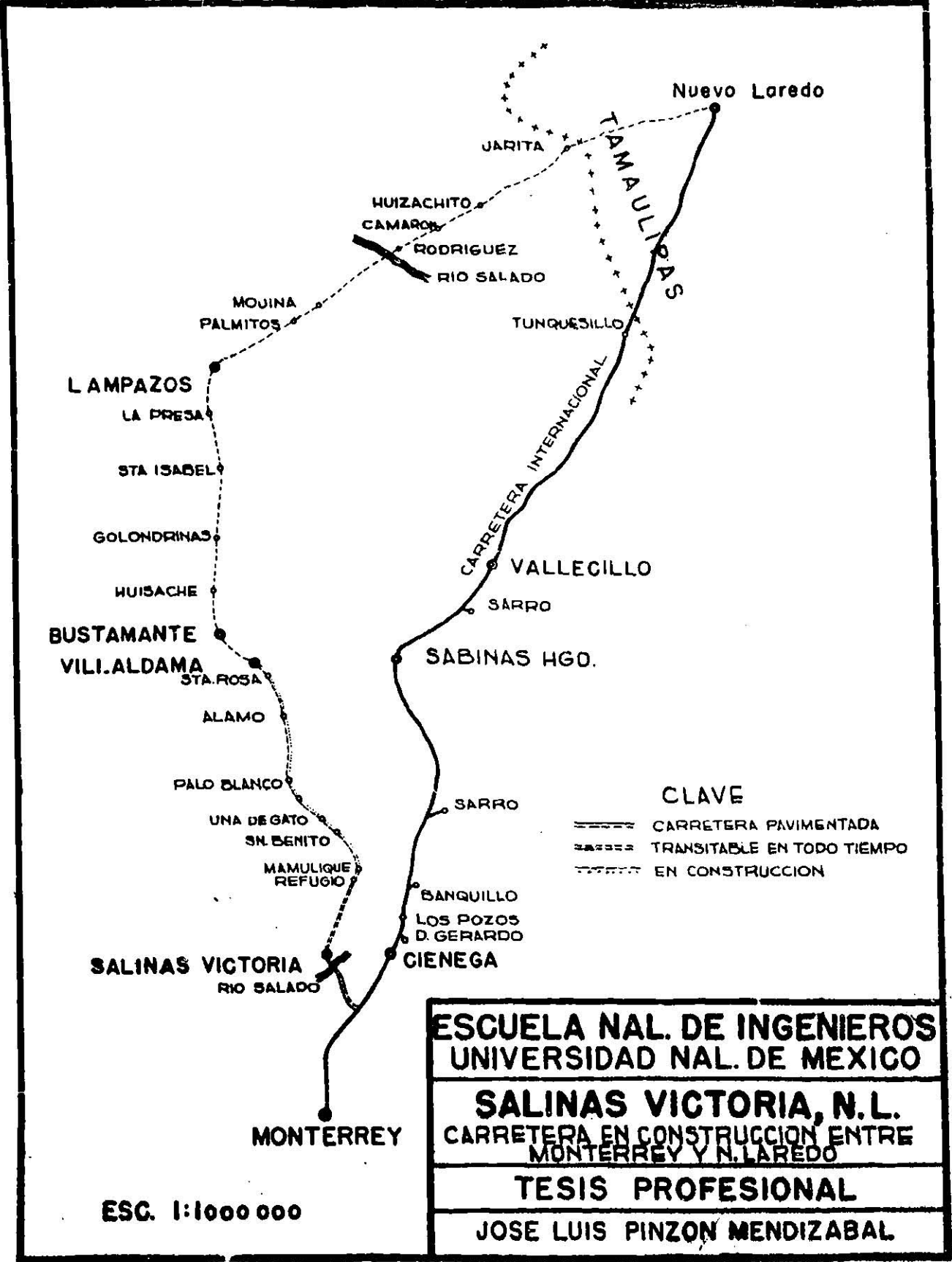
Servicio Aéreo Paníni con rutas a Saltillo, Coah; Zaca-tecas, Zac; Guadalajara, Jal; y puntos intermedios, efectuando 3 vuelos semanarios, disponiéndose de equipo especial para transportar enfermos y heridos.

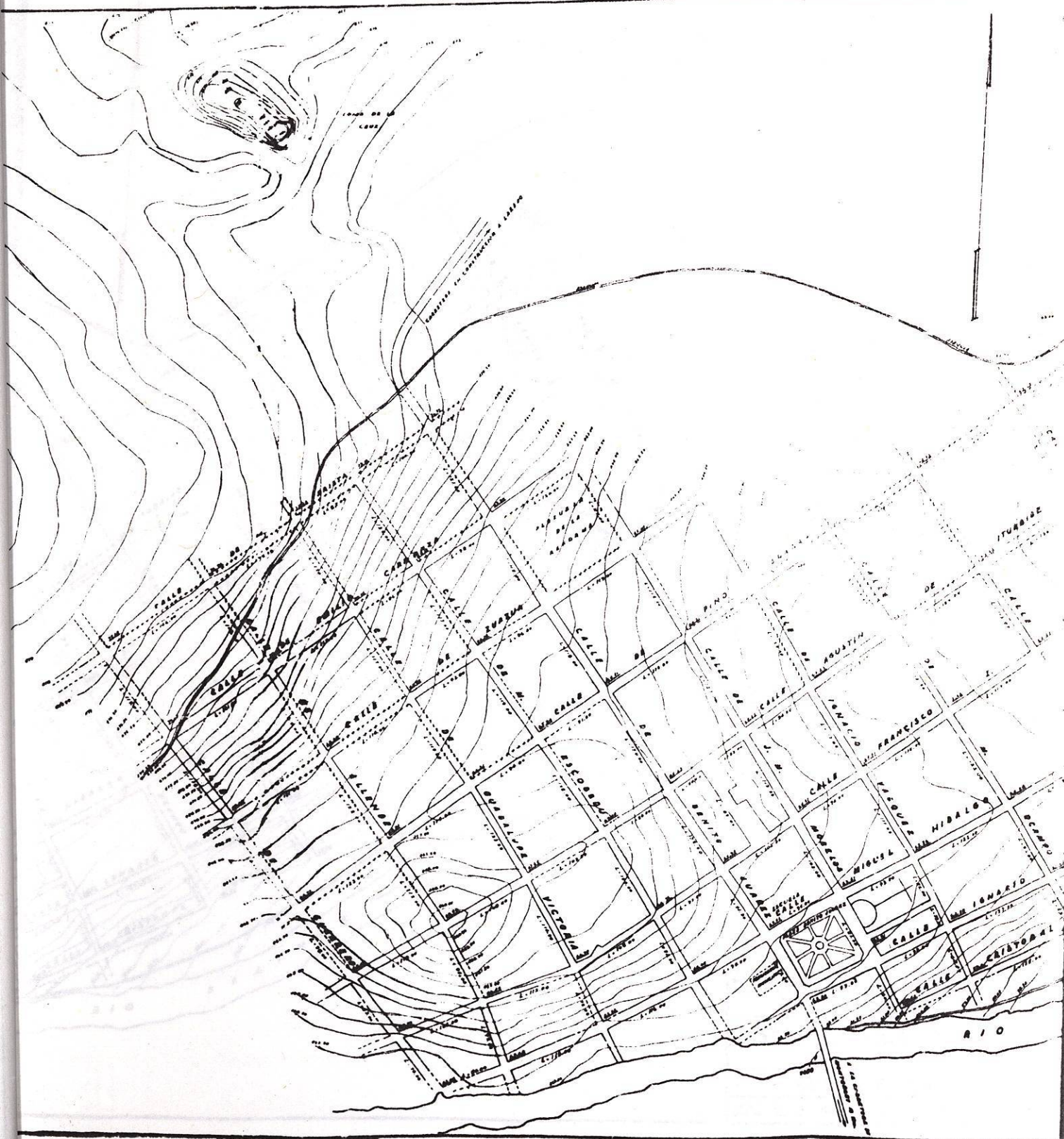
Salinas se comunica por carreteras de tierra, transitable en caso todo el tiempo, con las cabeceras de los municipios de Mina, Villaldama, Sabinas Hidalgo, Higueras, Ciénega de Flores, y Gral. Zuazua; por el Carmen a Abasolo, Hidalgo, Gral. Escobedo y Apodaca.

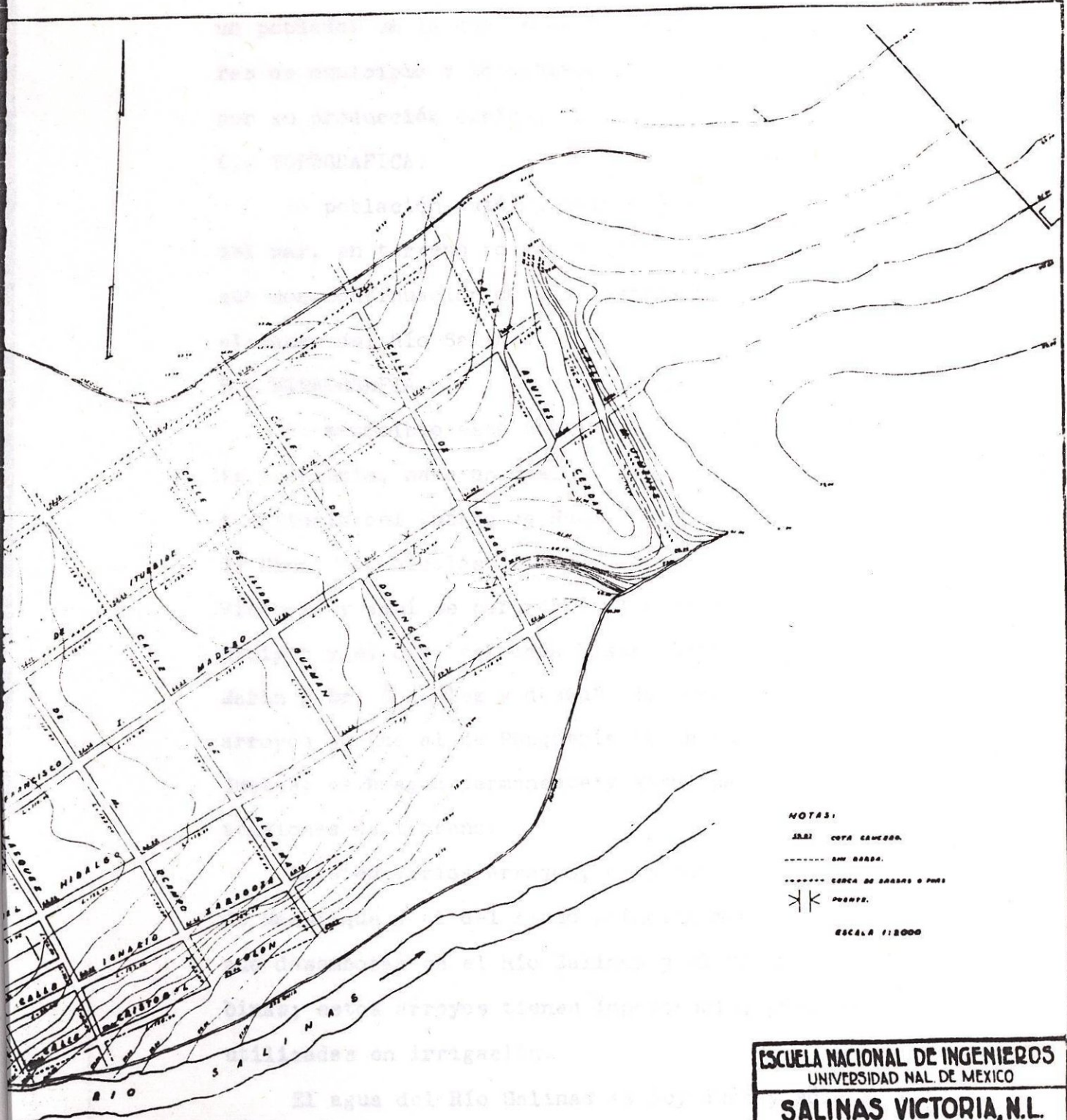
El Ferrocarril Nacional de México, pasa a kilometro y medio de la población y tiene estación en el kilometro 1053.9 de México y 237 de Laredo. Pasan 4 trenes de pasajeros a Monterrey y 4 a Laredo; dos que vienen de México a Laredo y dos de Monterrey. De México a Laredo a las 9 horas 10 minutos y 19 horas 01 minutos y de Laredo a México a las 6 horas 46 minutos y 19 horas 01 minutos.

Hay un solo teléfono en la Presidencia por el que cobran \$ 0.15 la conferencia con Monterrey. Por lo que respecta al telégrafo sólo hay en la estación, pero éste solo se usa en asuntos de Ferrocarril y en asuntos muy urgentes. Hay una oficina de correos en el centro de la población.

Actualmente se construye con capitales particulares una carretera que llegará a Laredo, sin entrocarse con la Nacional (Plano # 3) y que presenta ventajas sobre la ya construida, por su terreno más plano ya que atraviesa lomas insignificantes comparadas con las de Mamulique; además toca más poblados a los que prestará servicio y atención al mismo tiempo que atraerá el turismo Americano que buscan ver costumbres Mexicanas. La carretera actual atraviesa 3 cabeceras de municipio y







NOTAS:
 --- COTA CAMBIO.
 - - - - - SIN BARRA.
 CERCA DE BARRA O PUNTE.
 ✕ ✕ PUNTE.
 ESCALA 1:2000

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
 UNIVERSIDAD NAL DE MEXICO
SALINAS VICTORIA, N.L.
 TESIS PROFESIONAL
 JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL

El agua del Rio Salinas es utilizada para riego.
 5.- CLIMA.
 En esta región la temperatura es moderada y en invierno se registran las temperaturas más bajas.

un poblado; en la que se está trabajando atravesará 4 cabeceras de municipio y 18 poblados, que permitirán descongestionar su producción agrícola y ganadera.

C.- TOPOGRAFICA.

La población está situada a 464 metros sobre el nivel del mar, en terreno rocoso y limitado al N.O., por lomerías que son continuación de las sierras cercanas y al S.E., por el cauce del Río Salinas.

F.- HIDROGRAFIA.

El municipio está cruzado por el Río Salinas de Poniente a Oriente, nace en Gral. Cepeda, Coah., continúa por el territorio del Estado de Nuevo León pasa por los municipios de Mina, San Nicolás, Hidalgo, Abasolo, El Carmen, Salinas Victoria y aquí se bifurca en 3 brazos, 2 mueren en éste municipio y el otro continúa hasta Cienega de Flores, Zuazua, Marín y Dr. González y después de recibir agua de varios -- arroyos se une al de Pesquería en un punto llamado los Aduntas; es de agua permanente y sirve para regar grandes extensiones de terreno.

Existen varios arroyos, como son: el de la Negra, el - de Mamulique y el del Alamo principalmente; los 2 primeros que desembocan en el Río Salinas y el último en el Río de Sabinas; estos arroyos tienen importancia, pues sus aguas son utilizadas en irrigación.

El agua del Río Salinas es muy dura y sólo se emplea - para riego.

G.- CLIMA.

En esta región la temperatura es extremosa y muy variable, en el invierno se registran temperaturas hasta de cuatro

ó cinco grados C, bajo cero y hasta de treinta y nueve grados C, sobre cero en la sombra durante el verano.

CUADRO DE TEMPERATURAS MENSUALES.

Enero	31 ⁰ -C	0 ⁰ 3
Febrero	32 ⁰ 8	2 ⁰ 3
Marzo	36 ⁰ 3	6 ⁰ 5
Abril	34 ⁰ 8	10 ⁰ 5
Mayo	38 ⁰ 7	18 ⁰ 5
Junio	39 ⁰ 8	20 ⁰ 4
Julio	37 ⁰	19 ⁰
Agosto	36 ⁰ 8	20 ⁰ 5
Septiembre	36 ⁰	18 ⁰ 5
Octubre	34 ⁰ 8	12 ⁰
Noviembre	29 ⁰ 7	2 ⁰ 3
Diciembre	28 ⁰ 3	2 ⁰

MESES	TEMP. MAXIMA	TEM. MINIMA.
-------	--------------	--------------

H.- LLUVIAS.

Las lluvias se presentan con mayor frecuencia en el verano y en el invierno; en la primera época son fuertes y en ocasiones tempestuosas, en la segunda se presentan en forma de lloviznas que con frecuencia duran hasta dos ó tres semanas interrumpidas por uno ó dos días secos, ésta es la forma más frecuente de llover, (lo que perjudica a la agricultura y ganadería). No existen datos pluviométricos.

I.- SERVICIOS PUBLICOS.

Saneamiento.- No existe sistema de alcantarillado ni algún otro de alejamiento de inmundicias, sólo en la Escuela Dr. Lucas Lazcano existe un desagüe al río, encontrándose los excusados sin sifón, por lo que toda hora hay un constante mal olor.

Hay dos casas que tienen W.C. Inglés, la Iglesia y una casa particular y descargan en pozos negros que son limpiados cuando se llenan.

No existen fosas sépticas. Un 30% de las casas están dotadas de excusados, formados por el clásico tejabán de madera, colocados en ocasiones sobre pozos no impermeables, de dos a tres metros de profundidad; pero la mayoría carecen de éstos y las materias fecales quedan a flor de tierra, de donde con frecuencia son consumidas por los cerdos y aves de corral.

En el resto de las casas, las gentes se ven en la necesidad de depositar sus deyecciones a flor de tierra en los solares de sus casas ó en los baldíos.

El agua negra, se tira a los patios.

Las aguas de lluvia, son deslojadas rápidamente debido a la topografía del terreno.

BASURAS.- La población carece de servicios municipales que hagan la recolección de basura.

Los vecinos barren las calles y las banquetas en el sector que corresponde al frente de sus casas, recogen la basura en el centro de la calle, donde la queman cuando menos en parte, y el resto es arrastrado por el viento.

La basura que resulta del interior de las casas, es también quemada ó arrojada a los solares baldíos, que por cierto abundan en la población y vienen a constituir junto con los estercoleros que hay en algunas casas, verdaderos criaderos de moscas y dan origen a malos olores.

COMESTIBLES Y BEBIDAS.- Carece la población de mercado pues el edificio que se dedicaba para eso, hoy se encuentra convertido en teatro, donde con frecuencia se organizan fiestas escolares. Los alimentos se venden en tiendas, hay además dos boticas, tres panaderías, dos molinos de nixtamal y

siete cantinas.

En la población no existen hoteles y sólo cuenta con dos casas de huéspedes, dotadas cada una con dos ó tres cuartos para rentar y un Restaurant anexo. Las condiciones sanitarias e higiénicas de éstas casas son más o menos aceptables.

Existen muchas casas abandonadas y sem destruídas, debido a que sus moradores han dejado la población por falta de medios para vivir.

No se hace examen del agua. La leche que se lleva a Monterrey es analizada en dicha ciudad antes de ponerse a la venta.

La ración media alimenticia para cada persona es casi la misma en las diferentes épocas del año, aunque hay una mejora durante el tiempo de cosechas.

La carne junto con la tortilla, constituye para una gran parte de la población el alimento básico. Entre las carnes, por órden de consumo podemos citar: la de res, cabrito, cerdo, carnero y de algunas aves de corral.

Para los campesinos asalariados, la alimentación es a base de tortilla, debido a que su jornal apenas les alcanza para comprar el maíz y una pequeña cantidad de frijol, siendo para ellos el precio de la carne demasiado elevado, cuando menos para consumirla con frecuencia.

La harina que también es muy consumida, la utilizan para preparar pan y tortillas.

Entre las bebidas alcohólicas que más se consumen podemos citar: la cerveza y el mezcal, éste es consumido por algunas personas diariamente en pequeña cantidad, otras lo acostumburan como aperitivo antes de cada comida y aún en ayunas;

la cerveza es traída de Monterrey y se consume en mucha cantidad.

ALUMBRADO.- Actualmente carece de luz la población, únicamente la Presidencia y la Plaza principal que es la Benito Juárez están alumbradas contados días del mes por una planta de gasolina para 40 focos que fué comprada en el año de 1945 en el precio de \$ 2,500.00. Anteriormente había una compañía que tenía una planta con la que surtía de energía al pueblo, puso éste los postes y los alambres en las calles y casi todo el pueblo tenía luz, pagándose \$ 1.50 por foco de 25 W., haciendo rebaja si eran más de dos focos; pero empezó a descuidar esta compañía su planta y dió mal servicio; la energía faltaba varios días y se cobraba como si efectivamente hubieran dado la luz. Con esto, la gente empezó a cortar su corriente y el 4 de noviembre de 1944, esta compañía fué clausurada. Ahora hay una sociedad que va a poner una nueva planta; ya tienen en el pueblo el motor para hacerla montar, y se han instalado algunos postes que estaban en mal estado; se ha informado a los pobladores que el costo por foco será de \$ 1.25 los 25 W. y que podrán tener radio y plancha.

OTROS SERVICIOS.- Este municipio cuenta con una Oficina subalterna de Hacienda, un Juzgado Civil, una buena Escuela con cupo para 600 alumnos cuyo costo fué de \$ 100,000.00, hace tres años; la regaló la familia Lascano, lleva por nombre "Dr. Lucas Lascano", tiene diez profesores con sueldo de --- \$ 120.00 mensuales cada uno, la Secretaría de Educación regala anualmente gises, lápices y borradores, está dividida en dos alas una para los niños y otra para las niñas juntándolos en un solo grupo en 6o. año. Todos los niños y niñas.

concurrerán a sus clases descalzos.

MATERIALES.- El cemento se trae de Hidalgo en donde está la fábrica, su costo es de \$ 75.00; su acarreo es de \$ 7.50 por tonelada, la arena y la grava la sacan del río en carretas que tienen un cupo de 1 1/2 m³.

MANO DE OBRA.- El Salario mínimo de la Región es de \$ 4.00

Maestro Albañil	\$ 12.00
Albañil de Primera	" 10.00
Ayudante de Albañil	" 6.00
Sobrestante	" 10.00
Cabo	" 6.00
Peón	" 4.00
Carpintero	" 8.00
Ayudante de Carpintero	" 4.00
Plomero	" 10.00
Mecánico	" 8.00 y 10.00
Bodeguero	" 6.00
Velador	" 6.00
Chofer	" 8.00
Tomador de tiempo	" 7.00
Arena de Río	" 2.00 m ³
Cemento	" 82.50 Tonel.
Cal	" 225.00 "
Tabique	" 110.00 Millar
Varilla Corrugada (dist.diám.) .1...	" 615.00 Tonel.
Grava	" 5.00 m ³
Piedra Braza	" 3.50 m ³

Madera para cimbra	\$ 350.00	M B
Clavo	" 2.00	Kilo
renta Almacén	" 50.00	
Fletes Camión	" 125.00	Diarios
Fletes Ferrocarril	" 10.00	Tonel.

En tiempo de cosecha es difícil conseguir trabajadores, pues ganan más dinero en el campo, estos meses son: marzo, - abril, mayo y junio.

No existen sindicatos, únicamente los campesinos pertenecen al sector agrario.

J.- ABASTECIMIENTO ACTUAL DEL AGUA.

El aprovisionamiento de agua en la cabecera del municipio constituye uno de los más grandes problemas que existen en la población, tanto desde el punto de vista higiénico, como del económico.

Las aguas del río se utilizan para el lavado de la ropa y el aseo corporal pero no para bebida; esto mismo sucede con el agua de las norias que existen en la mayoría de las casas debido a la gran cantidad de sales que tiene en suspensión, dándole un sabor desagradable, la utilizan para el lavado -- aunque la dilución del jabón es muy difícil.

Por las razones anteriores, los habitantes se ven obligados a comprar agua de mejores condiciones de potabilidad, la cual se extrae de tres norias que se encuentran en las -- afueras del poblado.

Dichas norias tienen una profundidad de ocho a doce metros, tienen brocal de piedra, no están protegidas con ademe a prueba de infiltraciones, ni siquiera el orificio exterior se resguarda con tela de alambre; de allí que no sea raro la

caída de basuras e insectos al interior del pozo.

La extracción del agua se hace por el método clásico de la cubeta atada a una cuerda de ixtle, que se hace ascender y descender por medio de un carrillo.

El agua es acarreada en dos carritos (son niños los encargados de venderla) de tracción animal de las tres norias y se vende en la población a \$ 0.75 los 150 Lts., la mayoría compra 50 Lts., diarios, aumentando 40 Lts., dos veces a la semana, para el baño y lavado de ropa.

En la estación, en la casa del telegrafista se tiene un depósito de 200 Lts., de agua que le lleva el tren.

En la escuela existe una bomba que hace ocho meses se encuentra descompuesta y que servía para sacar de una noria agua y elevala a dos tinacos con capacidad de 250 Lts., cada una, que se encuentran en la azotea; de ésta bajaba para los W.C. y para llaves de donde bebían agua los niños; lo que se hace ahora, es no darles recreo a los alumnos para que éstos no corran y así no tengan sed.

Por las condiciones de las norias, por el medio de extracción y de transporte, el agua está expuesta a multitud de contaminaciones y esto se comprueba por los distintos exámenes del agua que se han hecho en los Laboratorios de los Servicios Sanitarios Coordinados del Estado.

Fecha	Origen del Agua	Temp.	B.Coli	LT	Bact.CC	Obs.
11-21-36	Barriles del aguador	26°C	10.000	370	Impr.	
11-21-36	Agua de las norias	21°C	10.000	130	"	

Análisis químico de la muestra de agua tomada de los barriles del aguador:

Temperatura del agua	26°C
Color	Incolora
Olor	Inodora
Oxígeno consumido en O.	5.2 miligramos por litro
Nitrogeno de los nitritos	Negativo
Nitrogeno de los nitratos	Negativo
Dureza Total	42° Hidrotimétricos
Dureza Permanente	21.30° Hidrometricos
Alcalinidad total Ca.Co.3	326 miligramos por litro
Cloruro en Na Cl	2 miligramos por litro

Conclusión: Esta agua no es potable por su dureza mayor de 30 grados.

EXAMEN BACTERIOLOGICO

Fecha	Origen del Agua	B.Coli.XLt por e.c.	Bacterias	Obs.
2-2-38	Noria del Barrio de arriba	10.000	1343	Impr.
2-2-38	" " " " "	1.000	1720	"
2-2-38	" " " " "	1.000	2840	"

Conclusión: Agua muy contaminada.

Como se ve por los diferentes análisis del agua, ésta se encuentra muy contaminada. La presencia en ella de colibacilos es de principal importancia, pues siendo éste hiesped habitual del intestino, nos indica por su enorme cantidad, que el agua ha sido contaminada con materias fecales. Se considera que el agua es potable cuando tiene menos de 50 colibacilos por litro; y ya que el agua de que nos ocupamos contiene hasta 10.000 por litro, nos damos perfecta cuenta de que es impropia para tomar y que debería ser deshechada; pues es la causa principal de que las enfermedades digestivas de origen hídrico ocupen el primer lugar como causa de mortalidad.

Se hicieron tres perforaciones para obtener agua, habiendo solamente sacado de una 4 Lts/seg., pero como no se tuvo la precaución de protegerlas, los pastores y la gente que frecuenta este sitio las llenaron con piedras, encontrándose a la fecha, completamente llenas de ellas.

K.- ACTIVIDADES DE LA POBLACION.

Este municipio es agrícola y ganadero dedicándose los pobladores de la cabecera a la agricultura aunque la calidad de las tierras es muy variada, según la región; las hay muy buenas y de riego, otras son regulares pero de temporal, en éstas las cosechas sólo se levantan cuando las lluvias son propicias, no siendo raro que por falta de éstas se pierdan por completo los cultivos.

Existen grandes extensiones de terreno que por ser de temporal, se dedican para pastero de ganado ó al cultivo del maguey, de donde se extrae gran cantidad de mezcal, que es una de las bebidas alcohólicas de más consumo en la población.

Las tierras se cultivan con esmero, pero el resultado sería más satisfactorio si se usaran los implementos de agricultura modernos. Los cultivos se podrían mejorar, haciendo obras de irrigación y preparando las tierras por medio de abonos de corral o químicos.

En orden de importancia en sus cultivos está: el maíz, caña de azúcar, trigo y cebada, en segundo lugar: el ajo, alpiste, frijol y en tercer lugar: la nuez, naranja, aguacate y durazno. Se tiene que importar café, harina, arroz y la mayor parte de las frutas.

En el mes de Diciembre, se hace la molienda de la caña de azúcar, produciendo piloncillo al que ponen nuez siendo esta

una de sus industrias más solicitadas.

Por lo que respecta a la ganadería, se cuenta con el llamado ganado menor ya que el mayor se encuentra fuera de la cabecera.

En Salinas Victoria, se carece en realidad de Industrias de importancia, habiéndose sólo cuatro ó cinco carpinterías que se dedican a la construcción de muebles (sillas, camas, roperos, etc.), puertas y reparaciones de vehículos de tracción animal.

Los locales de estas carpinterías se encuentran en malas condiciones de higiene, por tener mala ventilación e iluminación algunos de ellos; pero sobre todo, porque otros están formados sólo por un cobertizo de lámina, que no protege a los obreros de las inclemencias del tiempo.

Además algunas personas se dedican a la construcción de ladrillos y para esto no tienen lugar apropiado, pues lo hacen a la intemperie.

La situación económica de los habitantes es algo holgada, menos de la mitad viven en sus propias casas y las que no, pagan cuando más \$ 30.00, por la mejor casa y regularmente de \$ 10.00 a \$ 15.00 mensuales.

Recaudación de rentas e impuestos.- La recaudación mensual por lo regular es de \$ 1,600.00 de esto se quita \$ 600.00 que por acuerdo del Gobernador se los dan a los ganaderos que con ésto pagan su policia rural.

Los \$ 1,600.00 son propiamente recaudación predial (rústica-urbana) y por giros mercantiles e industriales, además se les cobra al mes: por desgüello de res \$ 120.00 a \$ 160.00; - por vender cigarros \$ 28.00; por pasar animales (piso) \$ 30.00;

multas, pleitos, riñas, etc., \$ 20.00; impuesto de la leche que sale \$ 20.00 y cuando hay ferias \$ 500.00 a \$ 600.00; con éste dinero se cubren las erogaciones del Municipio.

L.- ENFERMEDADES Y DATOS DEMOGRAFICOS.

Las enfermedades que predominan en la población son: en primer lugar las del aparato digestivo y en segundo las del aparato respiratorio; en orden de frecuencia le seguiría el Paludismo.

Entre las enfermedades del aparato digestivo predominan las de origen hídrico, gastro-entero colitis agudas, atacando de preferencia a los jóvenes y a los niños; en estos últimos se agrega el factor de la alimentación defectuosa a que son sometidos. Se han dado casos de fiebre tifoidea y de difteria.

La neumonía y la tuberculosis pulmonar son las enfermedades que predominan en el aparato respiratorio.

La gripa, con frecuencia se presenta en forma de epidemia sobre el invierno principalmente.

El paludismo es otro de los azotes de la población.

En casos de epidemias se hace notificación a los Servicios Sanitarios Coordinados en Monterrey, siendo las autoridades municipales las encargadas de hacerlo, casi siempre por indicación de un encargado que ejerce en la población como médico práctico.

Los Servicios Sanitarios con frecuencia mandan brigadas encargadas de vacunar y hacer campaña antipalúdica.

DATOS DEMOGRAFICOS.- El último 1930. Hay seis ejidos en todo el municipio, con un total de 340 ejidatarios aproximadamente. El número medio de familiares para cada ejidatario, es

de cinco a seis.

Cada ejidatario está dotado de su parcela, formada por cuatro hectáreas de riego, o en su lugar de ocho de temporal; la calidad de las tierras es regular y son dedicadas al cultivo del maíz, caña de azúcar, trigo y cebada principalmente.

COEFICIENTE DE MORTALIDAD GENERAL.- Si este coeficiente puede obtenerse con más o menos exactitud, no sucede lo mismo con el de mortalidad por determinadas enfermedades, debido a que el dato referente a la causa de la muerte no es dado por personas capacitadas para ello pues en los últimos cinco años no han residido médicos en esta población sino por cortas temporadas, de allí que sea raro el ver en los libros de Registro Civil, certificados de defunción suscritos por algún médico.

Cuadro de mortalidad general en los últimos 5 años.

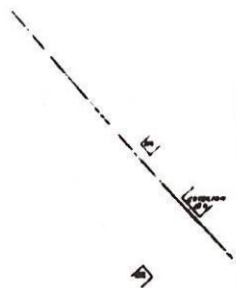
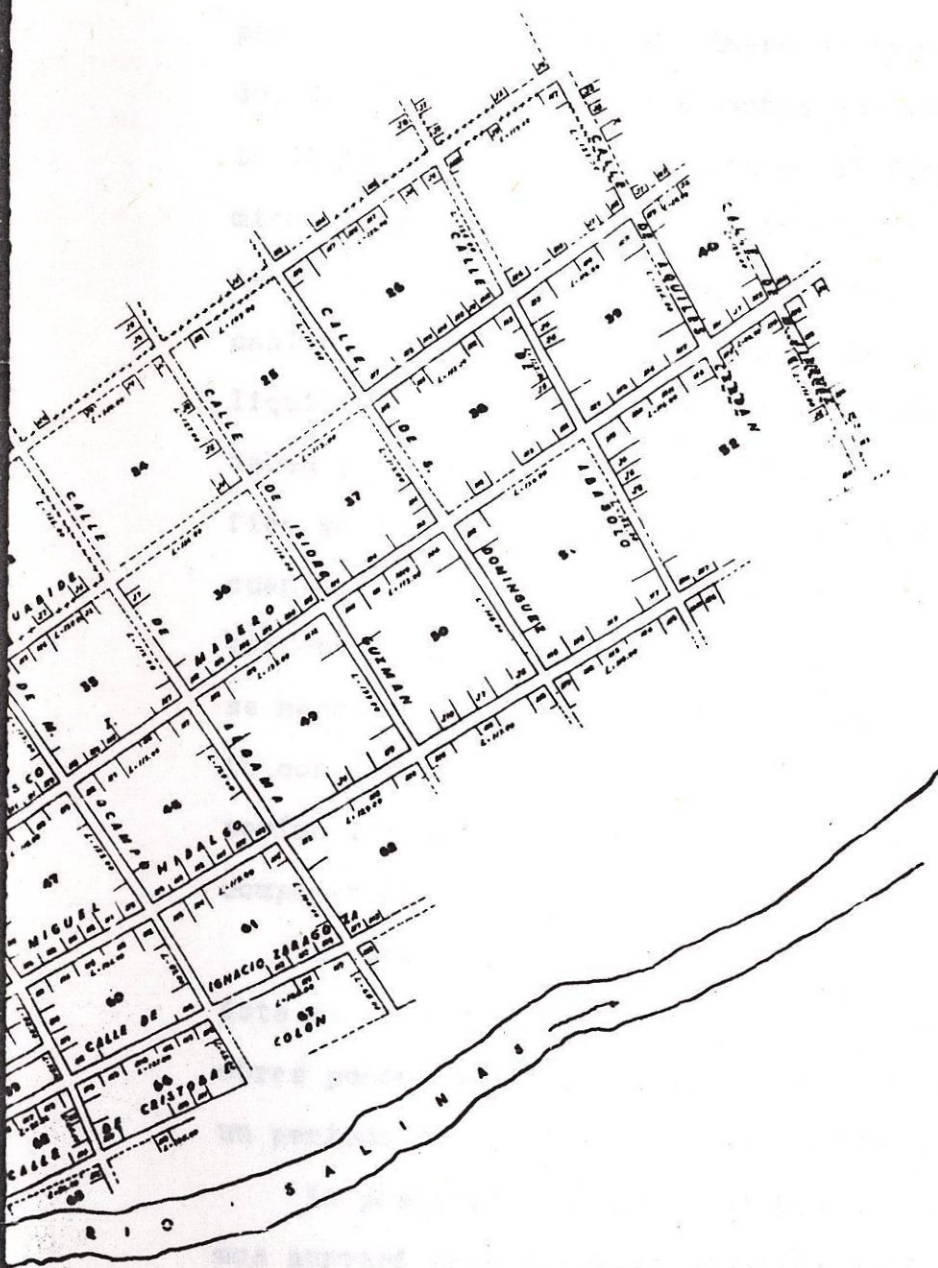
Años	Defunciones	C. de M.G.
1935	53	11.7
1936	48	10.6
1937	73	16.1
1938	72	15.9
1939	74	16.5

Con facilidad se inhuma sin certificado de defunción y se han dado casos de que creen muertas a personas que aún están vivas.

SEGUNDA PARTE.

- A.- Estudio de la Población.
- B.- Dotación de Agua.
- C.- Elección de la Fuente de Abastecimiento.





ESCALA 1:2000

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS UNIVERSIDAD NAL. DE MEXICO
SALINAS VICTORIA, N.L. PLANO CENSAL
TESIS PROFESIONAL
JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL

A.- ESTUDIO DE LA POBLACION:

Uno de los puntos más importantes para un proyecto, es el estudio de la población a la que se va a dar servicio, así como el incremento que tendrá ésta con los años; se requiere por lo tanto, conocer el número de habitantes que haya tenido, los que tenga y los aumentos que vayan sucediéndose hasta llegar al total que existirán al final del periodo económico; llamándose periodo económico, al lapso de tiempo durante el cual servirán las obras eficientemente y en el cual el capital en ellas invertido con su rédito correspondiente se liquida. Estas obras al ser disfrutadas por sus habitantes, deben ser por ellos pagadas y aunque toda erogación se justifica ya que se persigue la conservación de la salud, no se cuenta con el dinero suficiente para el financiamiento de estas obras, quedando fuera de los presupuestos normales ya que se necesitan fuertes sumas de dinero, no pudiéndose hacer esto con demasiadas economías ya que las generaciones futuras serían las que tendrían dificultades para ampliar, reponer ó componer dichas obras.

El periodo económico propiamente lo fija un banco ya que éste es el que presta el dinero; por tal motivo, aunque las obras puedan durar más tiempo, es necesario amortizarlas en un periodo de 15 años y con un rédito de 9%.

La población que calcularemos al final de los 20 años, nos servirá para calcular nuestras capacidades tanto en los motores, como en las redes y en el tanque.

Para conocer la población periódicamente, los Gobiernos Federales efectúan censos (por lo regular cada 10 años); también se puede conocer la población presente por la asistencia

escolar. En los Estados Unidos de America y en Inglaterra, se estima que el 15 ó 20% de la población asiste a la escuela.

En Salinas tenemos como dato de población escolar inscrita ya que por lo regular se inscriben más de los que asisten:

Año de 1943	350 alumnos
Año de 1944	350 alumnos
Año de 1945	450 alumnos

Tomaré para Salinas el 20% ya que se vé que los padres por la novedad de la escuela así como por la propaganda que se le hace, quieren que sus hijos asistan a clases aunque después no los manden, por lo que únicamente quedan inscritos :

Año de 1943 y 1944

$$\text{Número de habitantes } \frac{350}{20\%} = 1,750$$

Año de 1945

$$\text{Número de habitantes } \frac{450}{20\%} = 2,250$$

Otra manera de conocer la población presente, es por medio de los servicios públicos (Correos, periódicos, etc.), Cámaras de Comercio, directorio telefónico, etc., lo que no es aplicable a Salinas, en vista de la escases de estos servicios. Efectué un censo en el que arrojó un número de ---- 2,268 habitantes no encontrando población propiamente flotante.

POBLACION FUTURA.- Para predecir la población futura que vaya a disfrutar de los servicios durante el periodo económi-

co de las obras, es necesario conocer la población que haya existido para predecir naturalmente de una manera aproximada, la población futura, basándose en las leyes desentrañadas del pasado.

Según los censos efectuados tenemos:

Año de 1920	1887	habitantes
Año de 1930	1917	"
Año de 1940	2303	"
Año de 1945	2268	"

Los diversos métodos empleados son:

Método Aritmético
Método Geométrico
Extensión Gráfica
Comparación Gráfica

METODO ARITMETICO.- Supone un aumento constante; es decir, teniendo los aumentos absolutos se determina una cifra constante por un tiempo fijo y se aplica a los tiempos futuros.

Como en 1945 se ve un descenso, no consideré esto en el cálculo, pues la población no puede decrecer indefinidamente; así que partiré de 1921 a 1940 incorporando los 2,268 habitantes actuales.

Fecha	Numero de habitantes	Incremento
1920	1887	-----
1930	1917	30
1940	2303	386
1945	2268	-35
25 Años		381 habitantes.

Incremento Promedio $\frac{381}{25} = 16$ habitantes por año.

Incremento en 10 años 160 habitantes.

Fecha	Número de habitantes	Aumento
1945	2,268	160
1955	2,428	160
1965	2,588	---

En el año de 1965 habría 2,588 habitantes.

Este procedimiento es defectuoso ya que proporciona datos inferiores a la realidad ya que la población crece indefinidamente con el tiempo.

METODO GEOMETRICO.- En este procedimiento, en vez de emplearse los aumentos absolutos se emplea un promedio de los porcentajes -- que se va aplicando a cada tiempo determinado.

Fecha	Habitantes	Incremento	%
1920	1,887		
1930	1,917	30	1.59
1940	2,303	368	20.13
1945	2,268	-35	-1.52
<hr/>			<hr/>
25 Años			20.20

$$\frac{20.20}{25} = 0.81\% \text{ x año}$$

En 10 años 8.10%

Fecha	Habitantes	Aumento
1945	2,268	184

1955	2,452	199
1965	2,651	---

Según este método, en 1965 tendríamos 2,651 habitantes. Esto es lo mismo que aplicar la fórmula del interés compuesto, en el que el capital representa los habitantes y el rédito o tasa al factor del crecimiento.

$$P_n = P_a (1 + r)^n$$

P_n = Población futura.

P_a = " actual = 2,268 habitantes.

n = Número de años = 20 años.

$$P_n = P_a (1 + r)^n$$

$$\frac{P_n}{P_a} = (1 + r)^n$$

$$\log P_n - \log P_a = n \log (1 + r)$$

$$\frac{\log P_n - \log P_a}{n} = \log (1 + r)$$

Periodo de 1920 a 1930

P_a = 1,887 habitantes .

P_n = 1,917 "

n = 10 años.

$$\frac{\log 1917 - \log 1887}{10} = \log (1 + r)$$

$$\frac{3.2826 - 3.2758}{10} = \log (1 + r)$$

$$0.00068 = \log (1 + r)$$

$$1.002 = 1 + r$$

$$r = 0.002$$

$$r = 0.20\% \text{ Anual}$$

Periodo de 1930 a 1940

$$P_n = 2303$$

$$P_a = 1917$$

$$\frac{\log 2303 - \log 1917}{10} = \log (1 + r)$$

$$\frac{3.3623 - 3.2826}{10} = \log (1 + r)$$

$$0.008 = \log (1 + r)$$

$$1.019 = 1 + r$$

$$.019 = r$$

$$r = 1.9\%$$

$$r \text{ promedio} = \frac{0.002 + 0.019}{2} = \frac{0.021}{2} = 0.0105$$

$$r = 1.05\%$$

$$P_n = 2268 (1 + 1.05\%)^{20}$$

$$P_n = 2268 (1 + 0.0105)^{20}$$

$$P_n = 2268 (1.0105)^{20}$$

$$\log P_n = \log 2268 + 20 \log 1.0105$$

$$\log P_n = 3.3556 + 20 \times 0.0043$$

$$\log P_n = 3.3556 + 0.0860$$

$$\log P_n = 3.4416$$

$$P_n = 2765 \text{ habitantes.}$$

Según esto, tendríamos 2,765 habitantes.

Aquí también hay error ya que siempre el crecimiento es

indefinido y cada vez más rápido.

METODO EXTENCION GRAFICA.- Consiste en dibujar una curva por puntos determinados con absisas que son las fechas y con ordenadas que representan números de habitantes. Esta curva se prolonga hasta el año en que se desea conocer, pero este procedimiento tampoco es muy exacto pues los crecimientos de los pobladores no obedecen sino contadas veces a la curva matemática.

COMPARACION GRAFICA.- Como su nombre lo indica, consiste en comparar varias poblaciones con la que se quiere determinar, buscando que estas poblaciones sean lo más parecidas y que la excedan en varios años.

Para cada una de estas poblaciones dibujaremos su gráfica las que juntamos en una sola, formando un haz, la población que nos interesa tendrá la curva media del haz como la del posible crecimiento.

De los métodos descritos, el anterior es el mejor, ya que se acerca más a la realidad aunque es difícil de llevarse a cabo por carecerse de datos.

Todos los anteriores métodos añaden siempre habitantes en el futuro lo que no es exacto, pues hay muchos factores locales, circunstancias geográficas, industriales, climatológicas, etc., que determinan el crecimiento de una población ó de su disminución; sin embargo, por experiencia se sabe que una población crece cuando su desarrollo, continúa con menor rapidez y que permanece después casi estacionaria. Esto se ve principalmente en poblaciones chicas para las que es difícil preveer sus aumentos de población; basandose principalmen-

te una predicción en el criterio propio, derivado de las condiciones locales.

Por lo que respecta a Salinas, mejorará necesariamente, en vista de que por ella pasará la carretera de Monterrey a Laredo por lo que será paso de las mercancías de los pueblos que no tienen manera de enviar su mercancía y cosechas a Monterrey, con esto y con la cercanía del Campo Aéreo, Salinas tendrá que contar con hoteles, fondas y además los capitales que salieron de este lugar durante la revolución, ahora al encontrar las condiciones más estables y con ventajas, volverán en parte ya que varios de sus propietarios cuentan con bienes raíces en Salinas.

En poblaciones pequeñas, menos de 5,000 habitantes es conveniente calcular el abastecimiento para un número de habitantes del doble del actual (Ya que el costo de la obra no aumenta sensiblemente) siempre que no exista posibilidad especial de crecimiento excesivo, como grandes industrias, carreteras cercanas ó cualquier otro motivo que haga aumentar la población en un futuro muy próximo en forma más o menos previsible; por estas razones elaboraré un proyecto para 4,000 habitantes.

B.- DOTACION DE AGUA.

La dotación es la cantidad de agua por día medio anual, que se asigna a cada habitante y que comprende consumos domésticos, públicos, industriales y pérdidas y desperdicios; dependiendo en todo ésto de la cantidad de agua que se pueda obtener en la fuente de abastecimiento.

CONSUMO DOMESTICO.- Comprende el agua que se destina para beber, usos de cocina, lavado de ropa, servicios sanitarios

(baños y W. C.), riego de jardines particulares, lavado de patios y fuentes de casa.

SERVICIOS PUBLICOS.- Comprende el riego de las calles, de jardines públicos, fuentes, escuelas, hospitales, cuarteles, baños públicos, hidrantes para incendio, etc.

SERVICIOS INDUSTRIALES.- Comprende la cantidad de agua necesaria para las fábricas que existen en la población; dato muy variable según la clase de fábricas que se trate.

PERDIDAS Y DESPERDICIOS.- Depende del estado de conservación de la red y tubería de conducción, errores de cálculo, defectos de impermeabilización de tubería, roturas de las mismas, válvulas deficientes, mal empleo de los consumidores, malas llaves y descuido de ellas; por estos conceptos se incluye en la dotación el 5 ó 10% del consumo total; para disminuirla se instalan medidores. Se estima ya como buena una instalación que tiene pérdidas de un 15% del consumo total.

Por comparación de estudios y resultados obtenidos en varias ciudades se establecieron tablas con dotaciones mínimas normales y máximas, debiendo escogerse entre ellas la que según el proyectista satisfaga las condiciones locales de cada caso, dicha tabla es la siguiente:

CONSUMO.	NUMERO TOTAL DE HABITANTES					
	MENOS MINIMO	DE NORMAL	5000 MAXIMO	5000 MINIMO	a NORMAL	15000 MAXIMO
Domésticos	35	60	90	60	90	120
Públicos	12	20	30	20	30	40
Industriales	10	15	23	15	23	30
Pérd. y Desper.	<u>3</u>	<u>5</u>	<u>7</u>	<u>5</u>	<u>7</u>	<u>10</u>
TOTAL	60	100	150	100	150	200

CONSUMO	15000		50000		NUMERO TOTAL DE HABITANTES		
	MINIMO	NORMAL	MINIMO	NORMAL	50000	a	200000
Doméstico	90	120	150	120	150	180	
Públicos	30	40	50	40	50	60	
Industriales	23	30	35	30	35	40	
Pérd. y Desper.	<u>7</u>	<u>10</u>	<u>15</u>	<u>10</u>	<u>15</u>	<u>20</u>	
TOTAL	150	200	250	200	250	300	

VARIACIONES DE LOS CONSUMOS.- El consumo del agua potable no es constante todo el año, hay variaciones, mensuales, diarias y horarios, en México se carece de datos para determinar la variación de los consumos mensuales, pero de resultados obtenidos se ha deducido que el máximo consumo mensual es de 125% aproximadamente del consumo medio mensual; esta variación sólo tiene importancia cuando se trata de aprovechar mediante grandes almacenamientos las aguas de una corriente superficial con gasto insuficiente durante el estiaje, pero en este caso no importa esta variación.

VARIACION DIARIA.- Las estadísticas demuestran que un día al año produce un consumo máximo dependiendo de las actividades de la población, y de su clima, siendo esto más notable en las poblaciones chicas, tal vez por las variaciones notables en sus actividades.

En México no se cuenta tampoco con datos completos para fijar el consumo diario máximo, pero sabiendo que no tenemos climas extremos y que nuestros pueblos tienen siempre una monotonía en sus actividades se ha establecido que dicho máxi-

mo varía de 1.20 a 1.50% del consumo medio durante el año -
luego se toma:

C = 1.20% para climas uniformes, es decir, en donde casi todos los días de la semana se gasta igual cantidad de agua.

C = 1.35% para climas variables pero no extremosos y - donde las actividades de los habitantes son de escasa importancia.

C = 1.50% para climas extremosos y secos con variaciones notables y en donde los habitantes varían en sus costumbres.

Para Salinas fijaré 1.35, este debe ser el mínimo gasto de captación y sirve para fijar la capacidad del tanque de regularización.

VARIACION HORARIA.- Dentro del día existen variaciones - en sus diferentes horas, debido al consumo irregular que hacen sus habitantes.

Durante la noche el consumo es mínimo, únicamente el debido a las pérdidas de la red y descuido en las tomas; abarca de las 23 a las 6 horas. A las 10 alcanza su máximo; de las 11 a las 13 decrece, para aumentar nuevamente hasta otro máximo menor que el anterior de las 13 a las 17, de esta hora decrece hasta alcanzar el mínimo aludido en un principio.

TABLA "A".

Demanda Horaria en % de la media registrada en Ciudades de la República Mexicana.				
HORA	MEXICO	TORREON	IRAFUATO	POBLACIONES CHICAS
	%	%	%	%
0-1	61	53	50	45
1-2	62	49	50	45
2-3	60	44	50	45
3-4	57	44	50	45
4-5	57	45	50	45
5-6	56	56	50	60
6-7	78	126	120	90
7-8	128	190	180	135
8-9	152	171	170	150
9-10	152	144	160	150
10-11	141	149	140	150
11-12	138	127	140	140
12-13	138	121	130	120
13-14	138	109	130	140
14-15	138	105	130	140
15-16	141	110	140	130
16-17	114	120	140	130
17-18	106	129	120	120
18-19	102	146	90	100
19-20	91	115	80	100
20-21	79	75	70	90
21-22	73	65	60	90
22-23	71	60	50	80
23-24	57	53	50	60

Según las actividades de los habitantes de una población las variaciones horarias están regidas por los siguientes coeficientes: 1.4 a 1.8 para tomas y 1.5 a 2.0 para hidrantes.

Tomaré para Salinas 1.5 ya que por ser una población -- chica sus actividades son muy variables, esto me servirá para calcular la red de distribución.

Considerando el mejoramiento que tendrá Salinas con el paso de la nueva carretera y por las costumbres de esa población fijaré: Para tomas 150 lts/Hab/día y para hidrantes -- 100 lts/Hab/día.

Teniendo en Salinas 347 casas de mampostería y 95 jacales, considero que:

$$\frac{95}{347} = 27\%$$

El 75% estará abast. por tomas = 3,000 habitantes

El 25% por hidrantes = 1,000 "

Dotación 4,000. "

Para tomas = 150 Lts/Hab/día.

Para hidrantes = 100 Lts/Hab/día.

$$Q_m \text{ Tomas} = \frac{150 \times 3000}{86,400} = \frac{4500}{864} = 5.2 \text{ Lts/seg.}$$

$$Q_m \text{ Hidrantes} = \frac{100 \times 1000}{86400} = \frac{1000}{864} = 1.15 \text{ Lts/seg.}$$

$Q_m = 6.35 \text{ Lts/seg.}$ - Esto es lo que se necesita sacar del pozo cuando menos.

$$Q_m \text{ Tomas día máximo consumo} = 5.2 \times 1.35 = 7.01 \text{ Lts/seg.}$$

$$Q_m \text{ Hidrantes día Max. Cons.} = 1.15 \times 1.35 = 1.56 \text{ Lts/seg.}$$

$$Q_m \text{ Día máximo consumo} = 8.57 \text{ Lts/seg., (para calcular la capacidad del tanque.)}$$

$$Q_m \text{ Tomas horario} = 7.01 \times 1.5 = 10.5 \text{ Lts/seg.}$$

$$Q_m \text{ Hidrs. " } = 1.56 \times 2.0 = 3.12 \text{ Lts/seg.}$$

$$Q_m \text{ Horario} = 13.62 \text{ Lts/seg. (para calcular la red.)}$$

C.- ELECCION DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

Poco común es encontrar en la naturaleza fuentes de abastecimiento de agua, ya sean superficiales o profundas con las características requeridas para dar un buen servicio a la población.

Las características de potabilidad son:

- 10.- No deben contener organismos que indiquen contaminación.
- 20.- Deberá ser clara e incolora.
- 30.- De buen sabor, libre de olores, de preferencia fresca.
- 40.- Deberá ser razonablemente blanda.
- 50.- No debe ser corrosiva ni formar incrustaciones.
- 60.- Deberá estar libre de gases tales como $H_2 S$ y de minerales como Mn y Fe
Además de
- 70.- Ser abundante y de bajo costo.

Debe de procurarse siempre que la fuente de abastecimiento esté en un lugar alto, para así hacer que el agua baje por gravedad y evitar el bombeo que acarrea más gastos en mantenimiento y cuidado.

A 13 Km., existe el Municipio del Carmen que se encuentra a 46.200 mts., más alto que Salinas y en el que hay varios manantiales, los que después de aforar encontré:

Manantial de Chepinque conocido y empleado como baño --
3.8 Lts/seg.

Manantial de las Lajas 1.8 Lts/seg.

" de las glorias 0.55 Lts/seg.

" del burro 0.52 Lts/seg.

Esta agua no es posible emplearla ya que las del Chepin que se emplea como baño y para sus servicios, los otros tres no alcanzarían a surtir la población.

Dentro del municipio de Salinas a 7 Km., de la Cabecera está la Mina del Rosario, en la que se encuentra agua, pero

Ésta, aparte de que hay que bombearla se agota, los españoles que explotaron ésta mina tuvieron que recorrer los 7 Km., para llegar a la orilla del río adonde construyeron sus lavaderos para metales.

El agua del río no es posible emplearla porque contiene carbonatos, sulfatos de calcio, de magnesia, de fierro, etc., lo que la hacen muy dura.

Dentro de la cabecera, en la loma de la Cruz, existen tres perforaciones que fueron practicadas por un perforista "Bender", posteriormente, se aforaron y se encontró que sólo en el pozo que marcó con el # 2, se obtuvo sin agotarse de 3.5 a 4 Lts/seg., durante 24 horas. Estos pozos fueron taponeados con maderas que fueron quitadas por la gente del poblado y llenados con piedras, a la fecha se encuentran -- completamente azolvados.

El pozo # 2, no conviene desazolvarlo en vista de que costaría mucho, ya que sería tanto como perforar en matatena ya que las piedras que se encuentran en el pozo se moverían al tocarla la broca aparte de que estas romperían el tubo de ademe que allí existe.

Existe el análisis del agua de este pozo en el que como podrá observarse existe una ligera contaminación, por lo que tendrá que ser clorinada:

ANALISIS BACTEREOLÓGICO.

Temperatura	20° C.
Colibacilos	1000/lt.
Bacterias	280/cc.

ANALISIS QUIMICO

Nitrógeno de los nitritos de N Negativo
Oxigeno consumido en O 0.29 mgs/lt.
Dureza total 28.4
Dureza Permanente 6.39
Alcalinidad Total 282 mgs/lt. en Ca.
Cloruros de Na cl 7.3 ^{CO₃}
P H 6.9

ANALISIS FISICO.

Color Incolora.
Olor Inolora.
Sabor Agradable.
Aspecto Transparente.

TERCERA PARTE

- A.- Captación.
- B.- Localización del Tanque de Regularización.
- C.- Capacidad del Tanque.
- D.- Línea de Bombeo.
- E.- Estudio Económico.

Se hará un estudio económico para diferentes horas de bombeo en el día, a saber:

Alternativa I	8 horas.
II	12 "
III	16 "
IV	20 "
V	24 "

El estudio económico consistirá en encontrar los costos de las diferentes partes de que consta la obra, para los cinco casos, obteniendo las erogaciones anuales por concepto de amortización, conservación, y operación de los mismos, de la suma de cada caso se escoge el menor, que será el caso más económico.

Necesitaremos bombear durante:

24 horas	8.57 lts/seg.
20 "	$\frac{20}{24} = \frac{8.57 \cdot x}{20} = \frac{205.68}{20}$ 10.28 " "
18 "	$\frac{205.68}{18}$ 12.86 " "
12 "	$\frac{205.68}{12}$ 17.14 " "
8 "	$\frac{205.68}{8}$ 25.71 " "

A.- CAPTACION.

La captación consiste en perforar un pozo en la loma de la cruz lo más cercano al pozo que se marcó con el N°. 2 que es en donde se encontró agua; éste lugar está alejado de las fuentes de contaminación ya que se encuentra a 1200 mts. del centro de la población.

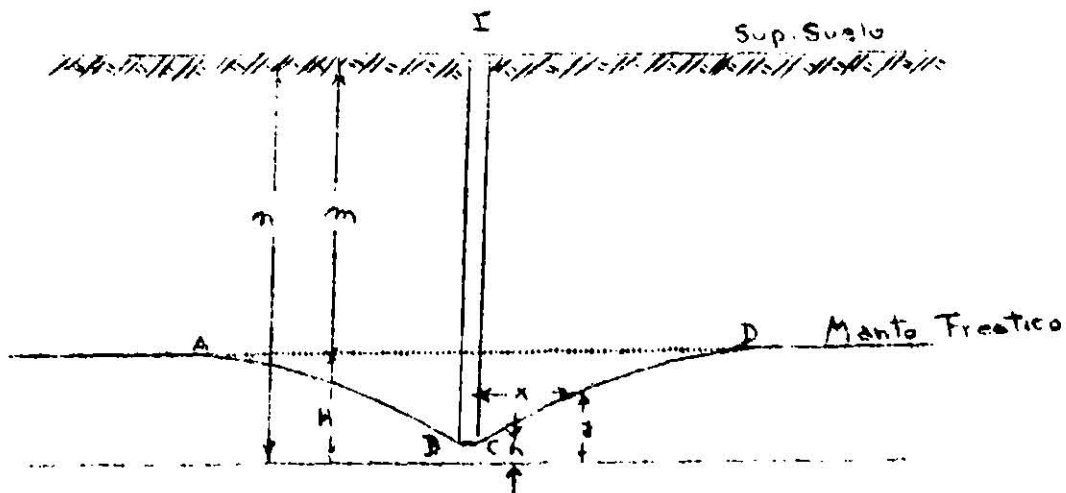
Los datos que pude obtener del pozo N°. 2. fueron:

Profundidad del pozo	30.60 m.
Profundidad del manto freático	24.00 m.
Abatimiento.....	6.00 m.
Diámetro del pozo.....	0.20 m.

$Q = 4$ lts/seg. sin agotarse en 24 horas.

Para tener una idea y para el presupuesto, voy a buscar a qué profundidad, con los datos conocidos, se encontrará la cantidad de agua necesaria, fijándome en la alternativa # 2 que es en la que se bombea 12 horas, ya que para la vida de la bomba, no conviene 24 ni 8 horas.

Cuando principia un bombeo, el primer efecto es una depresión en el manto freático que casi siempre es una superficie cónica que imita de una manera burda el relieve topográfico en la cercanía del pozo, lo que produce un aumento en la pendiente hacia el pozo de la superficie fréatica con lo que se crea una carga necesaria para producir una corriente hacia dicho pozo.



Determinemos la forma de la curva de depresión, admitiendo que la afluencia del agua es radial, a una distancia x del centro, la superficie del cilindro por el cual filtra el agua en la unidad de tiempo es: $2 \pi xy$, la pendiente es $\frac{dy}{dx}$, la porosidad la supongo p .

$$Q = 2 \pi xy p \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(1)$$

Se puede poner:

$$Q \frac{dx}{dy} = 2 \pi p y dy$$

Integrando:

$$Q \log_n x = \pi p y^2 + c \dots \dots \dots (2)$$

si $x = r$; $y = h$

$$Q \log_n r = \pi p h^2 + c$$

$$c = Q \log_n r - \pi p h^2$$

Sustituyendo en (2)

$$Q \log_n x = \pi p y^2 + Q \log_n r - \pi p h^2$$

$$Q \log_n x - Q \log_n r = \pi p y^2 - \pi p h^2$$

$$Q \log_n x - Q \log_n r = \pi p (y^2 - h^2)$$

$$Q \log_n \frac{x}{r} = \pi p (y^2 - h^2)$$

$$Q = \frac{\pi p (y^2 - h^2)}{\log_n \frac{x}{r}}$$

Al bombear el cono de depresión adaptará una forma permanente con un círculo de influencia que tendrá un radio R más allá del cual el manto freático no será modificado y la ordenada Y será con un ínfimo error igual a H .

$$Q = \frac{\pi p (H^2 - h^2)}{\log_n \frac{R}{r}}$$

Esta fórmula nos dá el rendimiento en función de valores de fácil medición. Conozco todo menos R y P .

$$Q \log_n x = \pi p y^2 + Q \log_n r - \pi p h^2$$

$$\pi p y^2 = Q \log_n x - Q \log_n r + \pi p h^2$$

$$y^2 = \frac{Q \log_n x}{\pi p} - \frac{Q \log_n r}{\pi p} + h^2$$

$$y^2 = \frac{Q}{\pi p} (\log_n x - \log_n r) + h^2$$

$$y^2 = \frac{Q}{\pi p} \log_n \frac{x}{r} + h^2$$

Forma más ó menos parabólica.

Para fijar el valor R del radio de influencia, basta fijarlo de una manera aproximada pues aún fuertes variaciones tienen

poco efecto en Q ., admitimos que toda el agua del círculo de influencia fluye al pozo, entonces la superficie de entrada es $2 \pi R H$, i la pendiente que tiene la napa de agua, p el valor de la permeabilidad.

Teníamos que el caudal que pasa por el cilindro es:

$$Q = 2 \pi R H i p$$

$$R = \frac{Q}{2 \pi H i p}$$

Por otro lado teníamos que:

$$Q = \pi p \frac{(H^2 - h^2)}{\log_n \frac{R}{r}} \text{ sustituyendo este valor}$$

$$R = \frac{\pi p (H^2 - h^2)}{2 \pi H i p \log_n \frac{R}{r}}$$

$$R = \frac{H^2 - h^2}{2 H i \log_n \frac{R}{r}}$$

Si $H + h = 2 H$ con pequeño error.

$$R = \frac{H - h}{i \log_n \frac{R}{r}}$$

Con los datos que oí tuve del pozo N° 2, encuentro R por tanteos.

$$i = 0.28 \%$$

$$H = 6.60 \text{ m.}$$

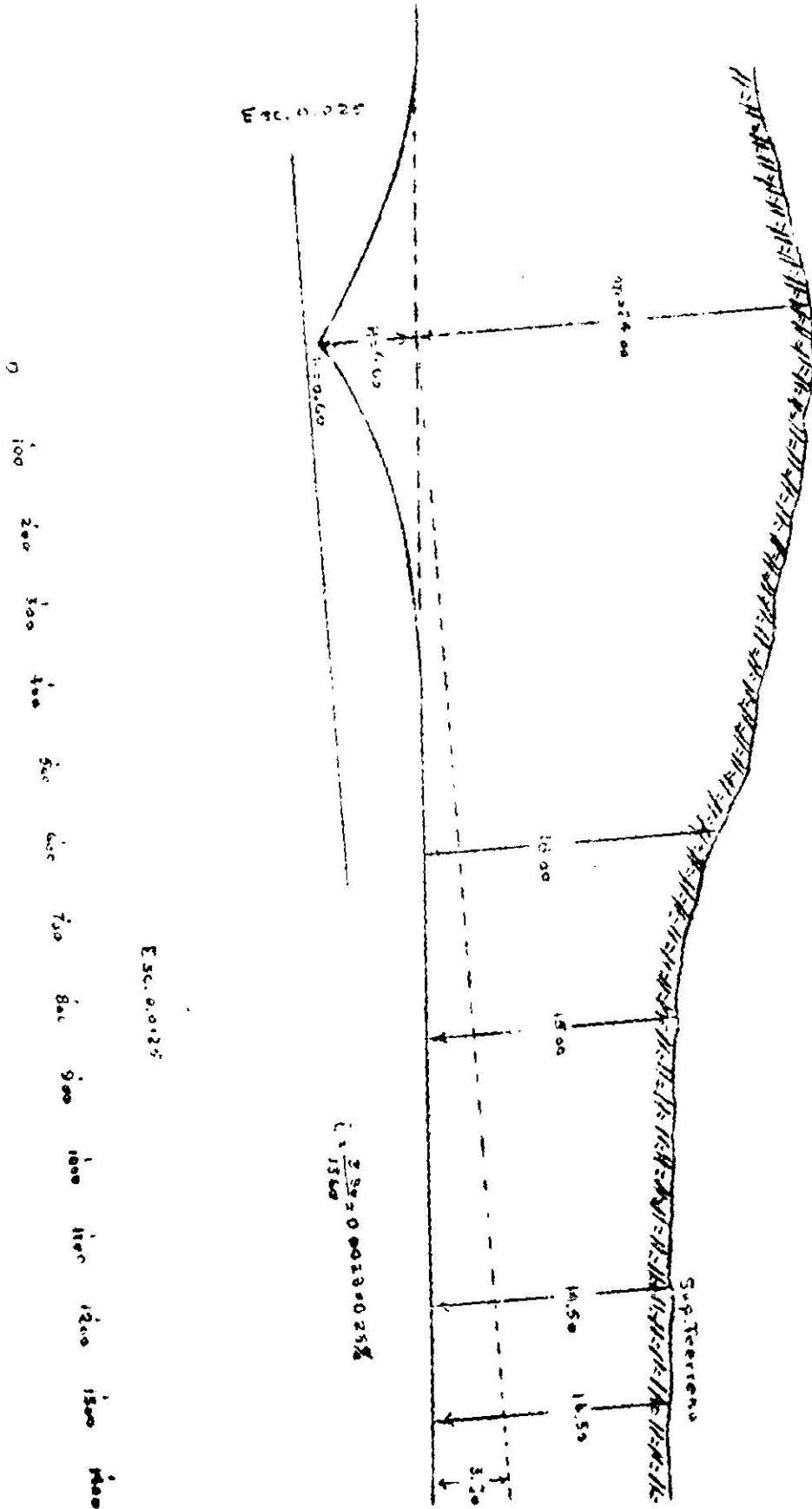
$$h = 0.60 \text{ m.}$$

$$r = 0.20 \text{ m.}$$

$$R = \frac{H - h}{i \log_n \frac{R}{r}}$$

$$R = \frac{6.60 - 0.60}{0.0028 \log_n \frac{R}{0.20}} = \frac{6.00}{2.3 \times 0.0028 \log \frac{R}{0.20}} = \frac{850}{\log \frac{R}{0.20}}$$

Primer tanteo = $R = 100$



$$1000 \neq \frac{850}{\log \frac{1000}{0.2}} \neq \frac{850}{3.7} \neq 230$$

Segundo tanteo R = 200

$$300 \neq \frac{850}{\log \frac{300}{0.2}} \neq \frac{850}{3.18} \neq 267$$

Tercer tanteo R = 250

$$250 \neq \frac{850}{\log \frac{250}{0.2}} \neq \frac{850}{3.10} \neq 274$$

$$\text{Cuarto tanteo } 270 = \frac{850}{\log \frac{270}{0.2}} = \frac{850}{3.14} = 270$$

R = 270 m.

Buscamos p (porosidad)

Datos.

Q = 4 lts/seg.

R = 270 m.

r = 0.20 m.

H = 6.60 m.

h = 0.60 m.

p = ?

$$Q = \pi p \frac{(H^2 - h^2)}{\log_n \frac{R}{r}}$$

$$\frac{0.004 \text{ m}^3}{86400 \text{ día}} = \frac{3.14 p (6.60^2 \text{ m}^2 - 0.60^2 \text{ m}^2)}{2.303 \log \frac{270}{0.20}} = \frac{3.14 p (43.56 - 0.36)}{2.303 \times 3.14}$$

$$p = \frac{0.004 \times 86400 \times 2.303 \times 3.14}{3.14 (43.56 - 0.36)} = 18.43$$

Ya con este valor, buscamos la nueva H para poder sacar ---
 17.14 lts/seg; considerando una h = 1.00 que corresponden 0.50 -
 m. de longitud de pichancho y 0.50 m. para evitar el arrastre.

$$Q = \frac{\pi p (H^2 - h^2)}{\log_n \frac{R}{r}}$$

$$H^2 - h^2 = \frac{Q \log_n \frac{R}{r}}{\pi p}$$

$$H = \sqrt{\frac{Q \log_n \frac{R}{r}}{p} - h^2}$$

$$H = \sqrt{\frac{0.01714 \times 2.303 \times 3.14 \times 86400}{3.14 \times 18.43} - 0.60^2}$$

$$H = 16.2 \text{ m.}$$

La profundidad probable del pozo será

$$24.00 + 16.20 = 40.20 \text{ m.} \approx 40.00 \text{ m.}$$

El pozo será revestido con tubería de fierro que servirá de adame y además evitará la infiltración de las aguas freáticas las cuales se encuentran contaminadas frecuentemente, debido a que están cerca de la superficie; ésta tubería se va introduciendo en el pozo a medida que se va perforando, haciéndole a lo largo de ello después de haber sacado las aguas freáticas, un ranurado con objeto de facilitar el acceso del agua.

Como consideré 5 alternativas para hacer el estudio económico de el bombeo: 8, 12, 16, 20 y 24 horas, para cada caso se tendrá determinada profundidad del pozo ya que en cada uno hay distintos gastos que bombear.

Abatimiento.- Conozco el abatimiento de la alternativa II - que es 16.30 m.

ALTERNATIVA N°. III

Q	Abatimiento.
17.14	16.20
12.86	X

$$X = \frac{16.20 \times 12.86}{17.14} = 0.95 \times 12.86 = 12.20 \text{ m.}$$

ALTERNATIVA N°. IV

$$X = 0.95 \times 10.28 = 9.76 \text{ m.}$$

ALTERNATIVA N°. V

$$X = 0.95 \times 8.57 = 8.10 \text{ m.}$$

ALTERNATIVA N°. I

$$X = 0.95 \times 25.71 = 24.40 \text{ m.}$$

Esto no es exactamente verdad, ya que si bombeamos en un pozo haciendo que su tirante baje mucho, el agua entra de nuevo al pozo casi sin resistencia ya que no hay agua que le estorbe, es decir, aumenta rápidamente su tirante, lo que no sucede si se bombea produciendo un abatimiento chico pues ahora el agua al entrar, tiene que vencer a la que se encuentra. Por esto, la proporcionalidad que se ha tomado no es exacta pero la acepto, pues el error no es de tomarse en cuenta por los cálculos anteriores.

Profundidad de los pozos:

alternativa N°. I	24.00	+	1.00	+	24.40	=	49.40
" " II	24.00	+	1.00	+	16.30	=	41.30
" " III	24.00	+	1.00	+	12.20	=	37.20
" " IV	24.00	+	1.00	+	9.76	=	34.76
" " V	24.00	+	1.00	+	8.10	=	33.10

B.- LOCALIZACION DEL TANQUE DE REGULARIZACION.

La cantidad de agua que necesita la población no es igual en todos los días ni en todas las horas, además es necesario tener en cuenta que la bomba no puede trabajar todo el tiempo y que si ésta se descompusiera, la población se quedaría sin agua, por lo que es necesario un tanque de regularización que, como su nombre lo indica, cambia el régimen de aportaciones constantes a un régimen variable de extracciones; su función es almacenar agua durante las horas de bombeo que serán cuando las demandas sean máximas para tener almacenada agua suficiente para las horas de mínimo consumo y para desperfectos en la bomba; para la -

capacidad de estos tanques se toma el gasto del día de máximo consumo (se toma el máximo consumo para no hacer un depósito demasiado grande).

El Banco Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, S. A. ha formado con datos experimentales para pequeñas poblaciones, la siguiente tabla:

Hora.	Demanda Horaria. en %	Hora.	Demanda Horaria. en %
0 - 1	45	12 - 13	120
1 - 2	45	13 - 14	140
2 - 3	45	14 - 15	140
3 - 4	45	15 - 16	130
4 - 5	45	16 - 17	130
5 - 6	60	17 - 18	120
6 - 7	90	18 - 19	100
7 - 8	135	19 - 20	100
8 - 9	150	20 - 21	90
9 - 10	150	21 - 22	90
10 - 11	150	22 - 23	80
11 - 12	140	23 - 24	60

Nuestra cota mayor es la del tramo 5 - 6 y que se encuentra en el cruce de las calles de Emilio Carranza y Allende y es de 473.16, de ésta partimos ya que es la más desfavorable, para escoger donde vamos a poner nuestro tanque de regularización, es decir, a que altura chequeando ésta del último punto de la red; -- suponemos que la altura del agua subirá en éste punto como máximo 15 m. ya que la altura de los edificios en Salinas, es de un solo piso, pero nos ponemos en la suposición de que se los haga un segundo piso y luego vemos a que altura debe ponerse el tanque.

Tramo.	H compen.	Cota Piezométrica.	Cota Terreno.	Carga Disponibile.
		88.74		
1 - 2	- 0.32	88.42	66.27	
2 - 3	- 0.29		65.51	
3 - 4	↑ 0.13	88.42	69.18	
4 - 5	↑ 0.10	88.29	70.75	
5 - 6	↑ 0.13	88.16	73.16	15.00

Empezando de abajo hacia arriba, vemos por la tabla que el tanque lo debemos poner a la cota 88.74; no llegamos a ella en la loma de la cruz, vemos si conviene la 486.00

Cota Terreno	486.00
Excavación -	<u>0.50</u>
	485.50
Grueso Losa †	<u>0.20</u>
	485.70

tenemos que la longitud de éste depósito a la cabecera de la red son: 490 m: $Q = 13.697$ lts/seg.

con 6" se pierde 3.60 m. de carga.

" 8" " " 0.88 m. de "

" 10" " " 0.30 m. " "

es mucha la diferencia en economía sobre 8" y 10" y es poca la diferencia de pérdida, por lo tanto escogemos la de 8".

485.70	Cota salida.
<u>- 0.88</u>	
484.82	Cota piezométrica en la cabecera de la red.

Tramo.	H Compen.	Cota Piezométrica.	Cota Terreno.	Carga Disponible.
		484.82	467.99	16.83
1 - 2	- 0.32	484.50	466.27	18.23
2 - 3	- 0.29	484.21	65.51	18.70
1 - 4	† 0.13	484.09	69.18	15.51
4 - 5	† 0.10	84.59	70.75	13.84
5 - 6	† 0.13	84.46	73.16	11.30

Luego la cota en la que se colocará el tanque será la 483.00

C.- CAPACIDAD DEL TANQUE.

El bombeo en un período considerando debe dar un volúmen de agua igual al del día de máximo consumo.

Suma gastos bombeo, igual a suma demandas: sufriendo signo más a los de gasto de bombeo y menos al de demandas, entonces la capacidad del tanque C, será el gasto medio del día de máximo consumo multiplicado por la suma de la máxima diferencia negativa y la máxima positiva que llanaré D.

TABLA N° 1

PERIODO DE BOMBEO DE 8 HORAS.

HORAS.	Q. % BOMBEO agua que llega al tanque.	% DEMANDAS Horarias.	% DIFERENCIAS entre bombas y demanda.	% DIFERENCIA Acumulativa
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	- 135
3 - 4	0	45	- 45	- 180
4 - 5	0	45	- 45	- 225
5 - 6	0	60	- 60	- 285
6 - 7	0	90	- 90	- 375 x
7 - 8	300	135	+ 165	- 210
8 - 9	300	150	+ 150	- 60
9 - 10	300	150	+ 150	+ 90
10 - 11	300	150	+ 150	+ 240
11 - 12	300	140	+ 160	+ 400
12 - 13	300	120	+ 180	+ 580
13 - 14	300	140	+ 160	+ 740
14 - 15	300	140	+ 160	+ 900 x
15 - 16	0	130	- 130	+ 770
16 - 17	0	130	- 130	+ 640
17 - 18	0	120	- 120	+ 520
18 - 19	0	100	- 100	+ 420
19 - 20	0	100	- 100	+ 320
20 - 21	0	90	- 90	+ 230
21 - 22	0	90	- 90	+ 140
22 - 23	0	80	- 80	+ 60
23 - 24	0	60	- 60	000

$$\frac{2400}{8} = 300 \quad z = 2400 = 24 \times 100 \%$$

$$D = 900 + 375 = 1275 = 12.75 \%$$

Capacidad tanque = D x Gasto día máximo consumo.

$$C = 12.75 \times 8.57 \times 3600 = 393,363 \text{ lts} =$$

$$= 393.363 \text{ m}^3 \approx 400 \text{ m}^3.$$

TABLA N°. 2

PERIODO DE BOMBEO DE 12 HORAS.

HORAS.	% BOMBEO.	% DEMANDAS.	% DIFERENCIAS.	% DIFERENC. ACUMUL.
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	- 135
3 - 4	0	45	- 45	- 180
4 - 5	0	45	- 45	- 225
5 - 6	0	60	- 60	- 285
6 - 7	0	90	- 90	- 375 x
7 - 8	200	135	† 65	- 310
8 - 9	200	150	† 50	- 260
9 - 10	200	150	† 50	- 210
10 - 11	200	150	† 50	- 160
11 - 12	200	140	† 60	- 100
12 - 13	200	120	† 80	- 20
13 - 14	200	140	† 60	† 40
14 - 15	200	140	† 60	† 100
15 - 16	200	130	† 70	† 170
16 - 17	200	130	† 70	† 240
17 - 18	200	120	† 80	† 320
18 - 19	200	100	† 100	† 420 x
19 - 20	0	100	- 100	† 320
20 - 21	0	90	- 90	† 230
21 - 22	0	90	- 90	† 140
22 - 23	0	80	- 80	† 60
23 - 24	0	60	- 60	0,000

$$\frac{2400}{12} = 200$$

$$D = 420 + 375 = 795 = 7.95 \%$$

$$C = 7.95 \times 8.57 \times 3600 = 245,273.40 \text{ lts} = 245.273 \text{ m}^3 \approx 250 \text{ m}^3.$$

TABLA N°. 3
PERIODO DE BOMBEO DE 16 HORAS.

HORAS.	% BOMBEO	% DEMANDAS	% DIFERENCIAS	% DIFERENCIA ACUMULATIVA.
0 - 1	0	45	- 45	45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	- 135
3 - 4	0	45	- 45	- 180
4 - 5	0	45	- 45	- 225
5 - 6	0	60	- 60	- 285 x
6 - 7	150	90	+ 60	- 225
7 - 8	150	135	+ 15	- 210
8 - 9	150	150	0	- 210
9 - 10	150	150	0	- 210
10 - 11	150	150	0	- 210
11 - 12	150	140	+ 10	- 200
12 - 13	150	120	+ 30	- 170
13 - 14	150	140	+ 10	- 160
14 - 15	150	140	+ 10	- 150
15 - 16	150	130	+ 20	- 130
16 - 17	150	130	+ 20	- 110
17 - 18	150	120	+ 30	- 80
18 - 19	150	100	+ 50	- 30
19 - 20	150	100	+ 50	+ 20
20 - 21	150	90	+ 60	+ 80
21 - 22	150	90	+ 60	+ 140 x
22 - 23	0	60	- 60	+ 80
23 - 24	0	60	- 60	0,000

$$\frac{2400}{16} = 150$$

$$D = 140 + 285 = 4.25$$

$$C = 4.25 \times 3600 \times 8.57 = 131,121 \text{ lts.} = 131,121 \frac{1}{1000} \text{ m}^3.$$

TABLA N° 4
PERIODO DE BOMBEO DE 20 HORAS.

HORAS.	% BOMBEO	2 DEMANDAS	% DIFERENCIAS	% DIFERENCIA ACUMULATIVA.
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	- 135
3 - 4	0	45	- 45	- 180
4 - 5	120	45	↑ 75	- 105
5 - 6	120	60	↑ 60	- 45
6 - 7	120	90	↑ 30	- 15
7 - 8	120	135	- 15	- 30
8 - 9	120	150	- 30	- 60
9 - 10	120	150	- 30	- 90
10 - 11	120	150	- 30	- 120
11 - 12	120	140	- 20	- 140
12 - 13	120	120	0	- 140
13 - 14	120	140	- 20	- 160
14 - 15	120	140	- 20	- 180
15 - 16	120	130	- 10	- 190
16 - 17	120	130	- 10	- 200 x
17 - 18	120	120	0	- 200
18 - 19	120	100	↑ 20	- 180
19 - 20	120	100	↑ 20	- 160
20 - 21	120	90	↑ 30	- 130
21 - 22	120	90	↑ 30	- 100
22 - 23	120	80	↑ 40	- 60
23 - 24	120	60	↑ 60	0,000

$$\frac{2400}{20} = 120$$

$$D = 2.00$$

$$C = 2.00 \times 3600 \times 8.57 = 61,704 \text{ lbs.} = 61.704 \text{ m}^3 \approx 80 \text{ m}^3$$

- 17 -
 TABLA N°. 5
 PERIODO DE BOMBEO DE 24 HORAS.

HORAS.	% BOMBEO	% DEMANDAS	% DIFERENCIAS	% DIFERENCIA ACUMULATIVA
0 - 1	100	45	↑ 55	↑ 55
1 - 2	100	45	↑ 55	↑ 110
2 - 3	100	45	↑ 55	↑ 165
3 - 4	100	45	↑ 55	↑ 220
4 - 5	100	45	↑ 55	↑ 275
5 - 6	100	60	↑ 40	↑ 315
6 - 7	100	90	↑ 10	↑ 325 x
7 - 8	100	135	- 35	↑ 290
8 - 9	100	150	- 50	↑ 240
9 - 10	100	150	- 50	↑ 190
10 - 11	100	150	- 50	↑ 140
11 - 12	100	140	- 40	↑ 100
12 - 13	100	120	- 20	↑ 80
13 - 14	100	140	- 40	↑ 40
14 - 15	100	140	- 40	0,000
15 - 16	100	130	- 30	- 30
16 - 17	100	130	- 30	- 60
17 - 18	100	120	- 20	- 80
18 - 19	100	100	0	- 80 x
19 - 20	100	100	0	- 80
20 - 21	100	90	↑ 10	- 80
21 - 22	100	90	↑ 10	- 70
22 - 23	100	80	↑ 20	- 60
23 - 24	100	60	↑ 40	0,000

$$\frac{2400}{24} = 100$$

$$D = 325 \uparrow 80 = 4,05$$

$$C = 4,05 \times 3600 \times 8,57 = 124,950,60 \text{ lts.} = 124,951 \text{ m}^3 \frac{1}{2}$$

140 m³,

D.- LÍNEA DE BOMBEO

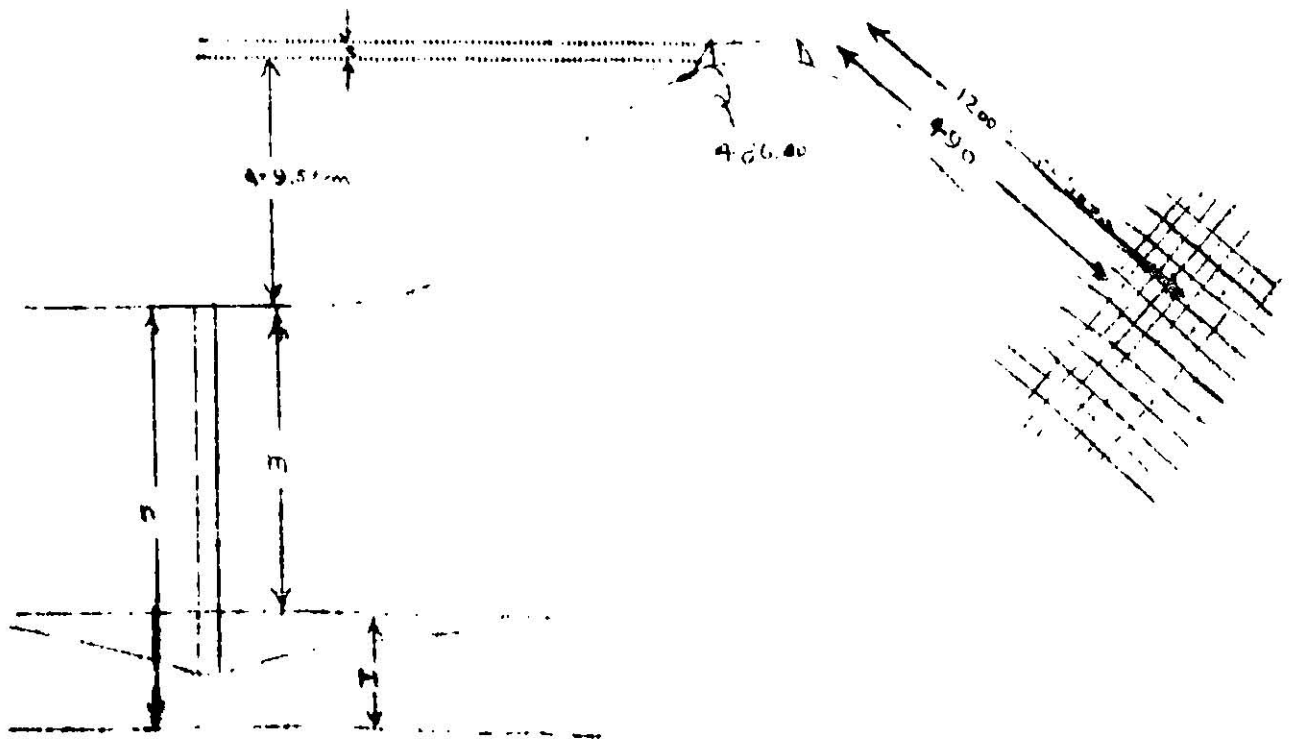
Conociendo $Q = 12.86$ lts/seg., $l = 200$ m, por la fórmula de "Williams" y "Hazen" encuentro las siguientes pérdidas de carga - H.

H.	Alternativa.	Gastos.	Longitud.	H. en Metros.	
				si $d = 6''$	si $d = 8''$
	I	25.71 lts/seg.	200 m.	5.00	1.08
	II	17.14 " "	200 m.	2.30	0.54
	III	12.86 " "	200 m.	1.28	0.61
	IV	10.28 " "	200 m.	1.30	0.31
	V	8.57 " "	200 m.	0.60	0.16

En la alternativa I y II, tomo un $d = 8''$ en vista de ser -- mucha la diferencia de H con $d = 6''$.

En la III, IV y V, tomo la de $6''$ pues en la H, es poca la -- diferencia, sin embargo en el costo es mucho como se verá más -- adelante.

Potencia Teórica de la bomba.



Caso.	Carga estática. m † a † s	Perd.Carga.	Carg.Estat.	Abat.	Carga - manomet.
I	24.00 † 9.51 † 2.50	1.08	36.01	24.04	61.49
II	24.00 † 9.51 † 2.20	0.54	35.71	16.30	52.55
III	24.00 † 9.51 † 1.95	1.28	35.46	12.20	48.94
IV	24.00 † 9.51 † 1.70	1.30	35.21	9.76	46.27
V	24.00 † 9.51 † 1.95	0.60	35.46	8.10	44.16

La potencia necesaria se obtiene mediante la fórmula:

$$p = \frac{Q \times Hm}{N \times 76}$$

p = potencia en H.P.

Q = gasto de bombeo en lts/seg.

Hm = altura manométrica en m.

N = eficiencia.

Caso I.

$$p = \frac{25.71 \times 61.49}{75 \times 0.65} = 32.60 \text{ H.P.}$$

Caso II.

$$p = \frac{17.14 \times 52.55}{75 \times 0.65} = 18.48 \text{ H.P.}$$

Caso III.

$$p = \frac{12.86 \times 48.94}{75 \times 0.65} = 12.91 \text{ H.P.}$$

Caso IV.

$$p = \frac{10.28 \times 46.27}{75 \times 0.65} = 9.76 \text{ H.P.}$$

Caso V.

$$p = \frac{8.57 \times 44.16}{75 \times 0.65} = 7.76 \text{ H.P.}$$

E.- ESTUDIO ECONOMICO.

Dada la deficiencia que existe en la población del servicio de energía eléctrica es conveniente, usar un motor de combustión interna, ya que en otro caso nos expondríamos a la paralización de nuestro bombeo.

SEGUN CATALOGO BYRON JACKSON DE LAS BOMBAS Y MOTORES
EXISTENTES DE TIENE:

Para la alternativa # I.

Datos:- Q = 25.71 lbs/seg. 420 G.P.M.
Hm = 61.49 mts. 200 Pies.

CLASIFICACION	COSTO TAZONES	COSTO COLUMNA GALV.	COSTO TUBO SUC.	COSTO COLUM. GABEZAL	COSTO MOTOR DIESEL	COSTO EQUIPOS
Bomba P.P. Cur-"H" Marca BYRON J. Tipo "OK"-D.W. 3500 H.P.M. Nº Impuls 2. Eficiencia = 74% Potencia. EF = 28 h.P. Diam. mayor del Tazon = 7 1/4" Potencia motor = 35 H.P.	1406.00	25x4.85 = 120.00		3000.00	14000.00	25476.00

Para la alternativa # II

Datos:- Q = 17.14 lbs/seg. 275 G.P.M.
Hm = 52.55 mts. 170 Pies.

Bomba P.P. BYRON J. Cur-"M" Tipo "OK"-D.W.T. 3600 H.P.M. No. Impuls. = 2. Efic. = 69% Pot. EF. = 17.00 Motor de 20 H.P. Diam. mayor Tazon 7 1/4"	260x4.85 1260.00 = 120.00	25x4.85 = 120.00		3000.00	11000.00	21630.00
						6.30x112x 4.85 = 3400.00

Para la alternativa # III.
 Datos: - $Q = 12.68$ lts/seg.
 $H_T = 48.94$ mts. 200 G.P.M.
 160 Pies.

CLASIFICACION	COSTO TAZONAS	COSTO COLADON GALV.	COSTO TUBO DUC.	COSTO COLUM.	COSTO CARRIL	COSTO MOTON DIESEL	COSTO EQUIPOS
Bomba V.P.P. BYRON JACKSON Tipo "COX" D.M.T. 3500 H.P.M. Curva "H" No. Impul. 5 Efic. 70% rot. Ef. 12.2 Motor Diesel=15H.P. diam. mayor Tazon. A = 5 1/2"	255x4.85 1240.0	20.8x4.85 = 100.00	2.3x10x 4.85 = 2050	4.8x104x 4.85 = 2050	2100.00	9100.00	17062.00

Para la alternativa # IV.
 Datos: - $Q = 10.3$ lts/seg.
 $H_T = 46.3$ mts. 170 G.P.M.
 150 Pies.

CLASIFICACION	COSTO TAZONAS	COSTO COLADON GALV.	COSTO TUBO DUC.	COSTO COLUM.	COSTO CARRIL	COSTO MOTON DIESEL	COSTO EQUIPOS
Bomba V.P.P. BYRON JACKSON. Tipo "COX" D.M.T. 3500 H.P.M. curva "H" No. Imp. 4. Efic. 72% rot. Ef. 9.0 H.P. Motor Diesel=10H.P. diam. mayor Tazon. A = 5 1/2"	250x4.85 1220.0	100.00	2.3x10x4.85 = 112.0	4.8x98x 4.85 = 2200.00	2200.00	6600.00	13592.00

Para la alternativa # V.
 DATOS: Q = 8.6 lts/seg. 140 G.P.M.
 H_m = 44.2 Mts. 140 Pies.

CLASIFICACION	COSTO FAZONES	COSTO COLADOR CALV.	COSTO TUBO SUC.	COSTO COLUM. CARRIZAL	COSTO MOTOR DIESEL	COSTO EQUIPOS
Bomba V.P.F. BERON JACKSON Tipo "OOK" D.M.T. 3500 S.P.M. curva 1 1/2"	240x4.85 1160.0	100.00	112.00	2200.00	6600.00	13452.00
No. Imp. 4. Efic. 70% Pot. Ef. - 7.2 H.P. Motor Diesel 10 H.P. Diámetro mayor. Tazón - 5 1/2".				4.8x98x 4.85 =		

COSTOS DE PERFORACION DE LOS POZOS

Tubo de adorno.	Tubo de succión.	Profundidad.	Precio Unidad.	Costo.
10"	8"	49.40	\$ 164.00	\$ 8,101.60
10"	8"	41.30	" 164.00	" 6,773.20
8"	6"	37.20	" 131.20	" 4,880.64
8"	6"	34.76	" 131.20	" 4,560.51
8"	6"	33.10	" 131.20	" 4,342.72

COSTO CASETA.

Supongo que el costo por m² de construcción vale \$ 85.00 --
(para el presupuesto lo detallo)

Caseta de 10.00 x 10.00 = 100 m²
 100 m² x \$ 85.00 = \$ 8,500.00
 Costo fosa séptica " 325.88
\$ 8,825.88

COSTO CONDUCCION.

Costo m. 1 tubo de 8".....\$ 21.94
 Excavación, colocación, alinea-
 miento, prueba, relleno, apiso-
 nado para tubería de 8" (cepa -
 0.65 x 1.10)....." 8.257
 \$ 30.197
 200 m. 1 tubo de 8" a \$ 30.197 = \$ 6,039.55
 Costo m. 1 tubo de 6".....\$ 14.08
 Excavación, colocación, alinea-
 miento, prueba, relleno, apiso-
 nado para tubería de 6" (cepa -
 0.60 x 1.00) m.l....." 6.67
 \$ 20.75
 200 m.l. tubo 6" a \$ 20.75 = \$ 4,150.22

COSTO DEL TANQUE DE REGULARIZACION.

El tanque será de los camaras, con paredes de piedra, piso y tapa de concreto.

Costo del m3. de concreto proporción 1 : 2 : 4 sin considerar acero para cubierta \$ 155.37

Costo del m3. de concreto proporción 1 : 2 : 4, sin considerar acero para piso \$ 84.51

Costo del m3. de mampostería de 3a. con cemento \$ 21.18

Costo del m3. de plantilla con mortero de cemento \$ 2.55

Costo del m2. de aplanado con mortero de cemento 1 : 3, de 2 cm. de espesor \$ 2.45

Costo del m2. de terrado y enladrillado con mortero de cemento proporción 1 : 6. \$ 7.00

Costo del m3. de excavación de 50 cm. de profundidad \$ 6.60

Acero para refuerzo \$ 0.62 kg.

Imprevistos 10%

La ecuación que usé para los diferentes costos conociendo la capacidad fué: $C = 345.2 \sqrt{V} - 0.2715$

Alternativa.	Costo por m ³ .	Número de m ³ .	Costo Total.
I	\$ 65.00	400	\$ 26,000.00
II	" 76.00	250	" 19,000.00
III	" 90.00	140	" 12,600.00
IV	" 115.00	80	" 9,200.00
V	" 90.00	140	" 12,600.00

Amortización: Para encontrar la anualidad de la amortización de las diferentes partes que forman la obra, se tiene en cuenta su vida útil, su costo y el tipo de interés al que se amortize.

$$a = \frac{c R (1 + R)^n}{(1 - R)^n - 1}$$

a = anualidad de amortización.

c = capital.

R = Tipo de interés.

n = Vida útil en años.

$$\text{si } \frac{a}{c} = \frac{R(1-R)^n}{(1-R)^n - 1} \cdot K$$

$$\therefore a = K \cdot c$$

Ya que hay valores tabulados para K conociendo R y n

ANUALIDAD DE AMORTIZACION DEL POZO A LOS 15 AÑOS AL 9%

Alternativa.	K	c	A
I	0.12406	x \$ 8,101.60 =	\$ 1,005.08
II	0.12406	x " 6,773.20 =	" 840.28
III	0.12406	x " 4,880.64 =	" 605.49
IV	0.12406	x " 4,342.72 =	" 538.78

Amortización del equipo de bombeo. - El equipo dura 470 días de 24 horas, es decir, 11,280 horas.

Alternativa I.

$$8 \times 365 = 2920 \text{ horas de trabajo.}$$

$$\text{Se amortiza en } \frac{11280}{2920} = 3.9 \approx 4 \text{ años.}$$

Alternativa II

$$12 \times 365 = 4380$$

$$\frac{11280}{4380} = 2.6 \text{ años.}$$

Alternativa III.

$$\frac{11280}{16 \times 365} = 2 \text{ años.}$$

Alternativa IV.

$$\frac{11280}{20 \times 365} = 1.6 \text{ años.}$$

Alternativa V

$$\frac{11280}{24 \times 365} = 1.35 \text{ años.}$$

ANUALIDAD DE AMORTIZACION DEL EQUIPO DE BOMBEO.

Alternativa.	n.	R.	C.	K.	A.
I	4	9%	\$ 25,476.00	0.30867	\$ 7,863.68
II	2.60	9%	" 21,630.00	0.49911	" 10,795.75
III	2	9%	" 17,062.00	0.56847	" 9,699.24
IV	1.60	9%	" 13,592.00	0.88139	" 11,979.85
V	1.33	9%	" 13,432.00	0.72493	" 9,737.26

Amortización de la caseta.-

K.	C	A
0.12406	\$ 8,825.88	\$ 1,094.94

Amortización de la conducción a los 15 años al 9%.-

$$a = K \times C$$

Para tubo de 8".- $0.12406 \times \$ 6,039.55 = \$ 749.27$

Para tubo de 6".- $0.12406 \times " 4,150.22 = " 514.88$

Amortización del tanque de regularización a los 15 años al

9%

Alternativa.

I	0.12406	\$ 26,000.00	\$ 3,225.56
II	0.12406	" 19,000.00	" 2,357.14
III	0.12406	" 12,600.00	" 1,563.16
IV	0.12406	" 9,200.00	" 1,141.35
V	0.12406	" 12,600.00	" 1,563.16

Reparaciones y Refacciones:

Prácticamente se han obtenido por cientos de los gastos en refacciones y reparaciones, deducidos del costo inicial, así como el gasto aproximado de combustible y lubricante para el motor.

Los datos que emplearemos serán los siguientes para refacciones y reparaciones: Para equipo 2%, para conducción 1.5% y para el tanque 1%.

EQUIPO

Alternativa.	I.-	2 $\frac{1}{2}$	x	\$ 25,476.00	=	\$ 509.52
"	II.-	2 $\frac{1}{2}$	x	" 21,630.00	=	" 432.60
"	III.-	2 $\frac{1}{2}$	x	" 17,062.00	=	" 341.24
"	IV.-	2 $\frac{1}{2}$	x	" 13,592.00	=	" 271.84
"	V.-	2 $\frac{1}{2}$	x	" 13,452.00	=	" 268.64

CONDUCCION

Alternativa.	I.-	1.5%	x	\$ 6,039.55	=	\$ 90.59
"	II.-	1.5%	x	" 6,039.55	=	" 90.59
"	III.-	1.5%	x	" 4,150.22	=	" 62.25
"	IV.-	1.5%	x	" 4,150.22	=	" 62.25
"	V.-	1.5%	x	" 4,150.22	=	" 62.25

TANQUE

Alternativa.	I.-	1 $\frac{1}{2}$	x	\$ 26,000.00	=	\$ 260.00
"	II.-	1 $\frac{1}{2}$	x	" 19,000.00	=	" 190.00
"	III.-	1 $\frac{1}{2}$	x	" 12,600.00	=	" 126.00
"	IV.-	1 $\frac{1}{2}$	x	" 9,200.00	=	" 92.00
"	V.-	1 $\frac{1}{2}$	x	" 12,600.00	=	" 126.00

Combustible: El motor consume 0.33 lts/H.P./h.

I.-	0.33	x	35 H.P.	x	8 h.	=	92.40 lts/día.
II.-	0.33	x	20 " "	x	12 " "	=	79.20 " "
III.-	0.33	x	15 " "	x	16 " "	=	79.20 " "
IV.-	0.33	x	10 " "	x	20 " "	=	66.00 " "
V.-	0.33	x	10 " "	x	24 " "	=	79.24 " "

92.40 lts/día	x	365 días	x	\$ 0.25 litro	=	\$ 8,431.50
79.20 " "	x	365 " "	x	" 0.25 " "	=	" 7,227.00
79.20 " "	x	365 " "	x	" 0.25 " "	=	" 7,227.00
66.00 " "	x	365 " "	x	" 0.25 " "	=	" 6,022.50
79.24 " "	x	365 " "	x	" 0.25 " "	=	" 7,227.00

Lubricante: El motor consume 0.035 lts/H.P./h.

$$I.- 0.035 \times 35 \text{ H.P.} \times 8 \text{ h.} = 9.24 \text{ lts/día.}$$

$$II.- 0.035 \times 20 \text{ H.P.} \times 12 \text{ " } = 7.92 \text{ " "}$$

$$III.- 0.035 \times 15 \text{ " } \times 16 \text{ " } = 7.92 \text{ " "}$$

$$IV.- 0.035 \times 10 \text{ " } \times 20 \text{ " } = 6.60 \text{ " "}$$

$$V.- 0.035 \times 10 \text{ " } \times 24 \text{ " } = 7.92 \text{ " "}$$

$$9.24 \text{ lts/día} \times 365 \text{ días} \times 1.80 \text{ litro} = \$ 6,070.68$$

$$7.92 \text{ " } \times 365 \text{ " } \times 1.80 \text{ " } = \text{ " } 5,203.44$$

$$7.92 \text{ " } \times 365 \text{ " } \times 1.80 \text{ " } = \text{ " } 5,203.44$$

$$6.60 \text{ " } \times 365 \text{ " } \times 1.80 \text{ " } = \text{ " } 4,536.20$$

$$7.92 \text{ " } \times 365 \text{ " } \times 1.80 \text{ " } = \text{ " } 5,203.44$$

Como un resumen de lo anterior, ponga la siguiente tabla en la que se ve que la alternativa N°. IV. es la más conveniente.

ALTERNATIVA	HORAS DE BOMBEO	Mts. LARGO	Lt/seg. GASTO	DIAM.	CARGA ESTÁTICA.	APATAMIENTO DE CARGA.	PERDIDAS DE CARGA.	CARGA MANOMÉTRICA.	TIORICA	POTENCIA H.P. COMERCIAL.
I	8	200	25.71	8"	36.01	24.40	1.08	61.49	32.60	35
II	12	200	17.14	8"	35.71	16.30	0.54	52.55	18.48	20
III	16	200	12.86	6"	35.46	12.20	1.28	48.94	12.91	15
IV	20	200	10.28	6"	35.21	9.76	1.30	46.27	9.76	10
V	24	200	8.57	6"	35.46	8.10	0.60	44.16	7.76	10

POZO	COSTO AMORTIZAC.	EQUIPO BOMBEO COSTO	AMORTIZAC.	ΔBOB	CASITA COSTO	AMORTIZAC.	COSTO CONDUCCION.	TANQUE DE REGULARIZACION. COSTO	AMORTIZAC.	CAPACIDAD	
	\$6,101.60	\$1,005.08	\$25,476.00	\$7,863.68	4.0	\$8,825.88	\$1,094.94	\$6,039.55	\$749.27	\$3,225.56	800 m3
	6,773.20	840.28	21,630.00	10,795.75	2.6	8,825.88	1,094.94	6,039.55	749.27	2,357.14	250
	4,880.64	605.49	17,062.00	9,699.24	2.0	8,825.88	1,094.94	4,150.22	514.88	1,563.16	140
	1,560.51	565.78	11,592.00	11,979.24	1.6	8,825.88	1,094.94	4,150.22	514.88	1,141.25	80
	1,342.72	536.76	13,432.00	9,737.26	1.33	8,825.88	1,094.94	4,150.22	514.88	12,600.00	140

REPARACION Y REPAACIONES EQUIPO 2% CONDUCCION 1.5%	TANQUE 14	COMBUSTIBLE	LUBRICANTES	GASTOS DE OPERACION	TOTAL	OBSERVACIONES.
\$ 509.52	\$ 90.59	\$ 260.00	\$ 8,431.50	\$ 3,600.00	\$ 107,343.85	
432.60	90.59	190.00	7,227.00	5,400.00	96,649.64	
381.24	62.25	126.00	7,227.00	7,200.00	81,156.38	
271.84	62.25	92.00	6,022.50	9,000.00	75,409.57	BOMBEO ECONOMICO
268.64	62.25	126.00	7,227.00	10,800.00	80,167.15	

NOTA.- Se amortizo el capital en 15 años al 9 % anual.

/Jbe.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO

SALINAS VICTORIA, N.L.
ESTUDIO ECONOMICO DE BOMBEO.

TESIS PROFESIONAL

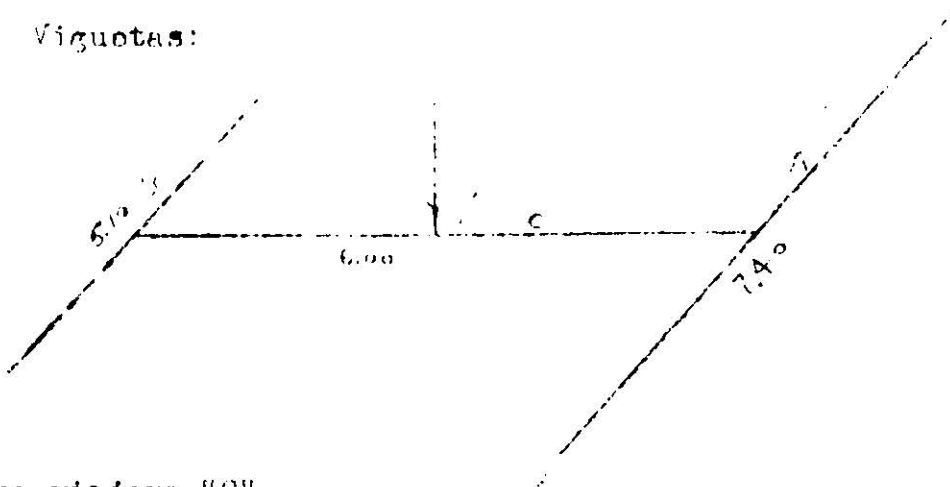
JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL

"CUARTA PARTE"

- A.- Cálculo Caseta Bombas.
- B.- Cálculo del Tanque de Regularización.
- C.- Cálculo de la red.

A.- CALCULO CASERA (MOMENTO)

Viguetas:



Grúa viajera "C"



peso propio considero I de 6"
18.60 kg/m.

$$M_1 = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{1000 \times 600}{4} = \frac{600,000}{4} = 150,000 \text{ kgcm}$$

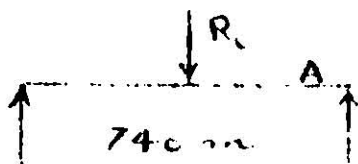
$$M_2 = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{0.186 \times 600^2}{8} = \frac{0.186 \times 360,000}{8} = \frac{67,080}{8} = 8,370 \text{ " "}$$

$$M = 158,370 \text{ kgcm}$$

$$f = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{M}{S}; \quad S = \frac{M}{f} = \frac{158,370}{1265} = 125.19$$

$$I_o = 7"$$

Vigueta A.-



P_p de 7" = 22.77 kg/m.

$$R_o = 500 + 1/2 \text{ peso propio vigueta c}$$

$$R_o = 500 \text{ Kg} + \frac{22.77 \text{ kg/m.} \times 6.00 \text{ m.}}{2}$$

$$R_o = 500 \text{ Kg} + 68.31 \text{ Kg.} = 568.31 \text{ Kg.}$$

$$M_1 = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{568.31 \times 740}{4} = 568.31 \times 185 = 105,137.35$$

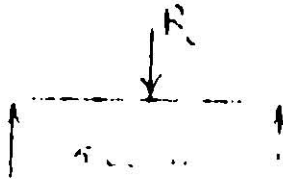
$$M_2 = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{0.2271 \times 740^2}{8} = \frac{0.2271 \times 547600}{8} = \frac{124,344.99}{8} = 15,544.99$$

$$120,682.34$$

$$S = \frac{120,682,34}{1265} = 95.40$$

$$I_A = 6''$$

Vigueta P.-



$$P_p \text{ de } 6'' = 18.60 \text{ kg/m.}$$

$$I_c = 503.51 \text{ kgm.}$$

$$M_1 = \frac{568.31 \times 500}{4} = \frac{284155}{4} = 71,038.75$$

$$I_2 = \frac{0.186 \times 500^2}{8} = \frac{0.186 \times 250000}{8} = \frac{46500}{8} = 5,812.50$$

$$I = 76,851.25$$

$$S = \frac{76,851.25}{1265} = 60.75$$

$$I_B = 5''$$

Losa Techo.

Cargas:

$$P_p \text{ losa } 0.10 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_p \text{ terrado } 0.10 \times 1500 = 150 \text{ ''}$$

$$P_p \text{ enladrillado} = \frac{50 \text{ ''}}{\underline{\hspace{1cm}}}$$

$$440 \text{ Kg/m}^2$$

suponemos fatigas de:

$$f_s = 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (} f'_c = 111 \text{ Kg/cm}^2 \text{)}$$

$$n = 15$$

CONSTANTES.

$$k = 0.3848$$

$$j = 0.8718$$

$$p = 0.008013$$

$$K = 0.5326$$

Losas de 4 mts.

$$l_1 = l_2 = 4.00$$

$$q_1 = 0.500 q = 500 \times 440 = 220 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_2 = 0.500 q = 500 \times 440 = \frac{220}{440 \text{ Kg/m}^2}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{q_1 l_1^2}{8} = \frac{220 \times 4.00^2}{8} = 440 \text{ Kg-m}$$

$$d = \frac{\sqrt{\frac{44000}{8.5326 \times 100}}}{1} = 7.2 \text{ cm.}$$

$$r = 1.8$$

$$h = 9.0 \text{ cm.}$$

Por especificación 10 cm.

$$s_1 = 0.007013 \times 100 \times 7.2 = 5.77 \text{ cm}^3/\text{m.l.}$$

s = var 3/8' de diámetro a 13 cm. c.a.c.

Concreto losa 2400 kg/m^3 , grueso 0.10 m.....240 kg/m^2

Ladrillo 1200 kg/m^3 24 " "

Terrado 1100 kg/m^3 grueso 0.02..... 22 " "

286 kg/m^2

Cálculo de las viguetas.

G.-

$$\text{Area cargada} = \frac{4.20 + 1.10}{2} \times 1.50 + \frac{2.40 + 1.10}{2} = 1.50$$

$$\text{Area cargada} = 2.65 \times 1.50 \times 2 = 7.95 \text{ m}^2$$

$$7.95 \text{ m}^2 \times 286 \text{ kg/m}^2 = 2,273.70 \text{ kg.}$$

$$P_p \text{ 6"} = 18.60 \text{ kg/m} \times 4.20 = 78.12 "$$

$$2,351.82 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{W l}{8} = \frac{2351.82 \times 4.20}{8} = \frac{987,764.40}{8} \text{ kgom.} = 123,470 \text{ kgom.}$$

$$S = \frac{123,470}{1265} = 97.6 \text{ cm}^3$$

I de 6"

G₂.-

$$\begin{aligned} \text{Area cargada } 2.00 \times 2.00 &= 4.00 \text{ m}^2 \\ 4.00 \text{ m}^2 \times 286 \text{ kg/m}^2 &= 1144 \text{ kg.} \\ P_p \text{ 6"} &= 18.60 \text{ kg/m} \times 2.90 = \underline{54} \text{ " } \\ &1198 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$M = \frac{W l}{8} = \frac{1198 \times 290}{8} = \frac{347,420}{8} = 43427$$

$$S = \frac{43,427}{1265} = 44.3 \text{ cm}^3$$

I de 4"

G₃.-

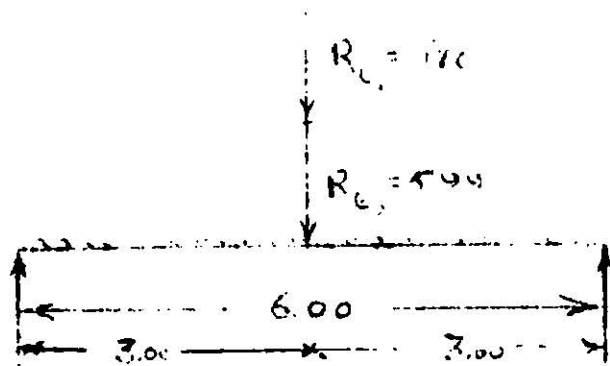
$$\begin{aligned} \text{Area cargada } 3.00 \times 1.00 + 1.00 \times \frac{3 \times 1.50}{2} &= 2.00 + 2.25 \\ &= 4.25 \text{ m}^2. \\ 4.25 \text{ m}^2 \times 286 \text{ kg/m}^2 &= 1215.50 \text{ kg.} \\ P_p \text{ 5"} &= 3.00 \text{ m} \times 14.88 \text{ kg/m} = \underline{44.64} \text{ " } \\ &1260.14 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$M = \frac{W l}{8} = \frac{1260.14 \times 300}{8} = \frac{378,042.00}{8} \text{ kgcm.} = 47,255 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{47255}{1265} = 37.3 \text{ cm}^3$$

I de 4"

F.-



$$\begin{aligned} \text{Area cargada } 2.00 \times 2.00 \times 2 &= 8.00 \text{ m}^2 \\ 8.00 \text{ m}^2 \times 286 \text{ kg/m}^2 &= 2,288 \\ P_p \text{ 8"} &= 27.38 \text{ kg/m} \times 6.00 \text{ m} = \underline{164} \\ W &= 2,452 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$M_1 = \frac{wL^2}{8} = \frac{2452 \times 600}{8} = \frac{1,471,200}{8} = 183,900$$

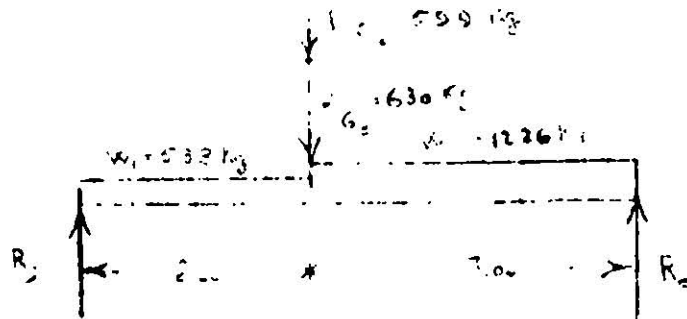
$$M_2 = \frac{FL}{4} = \frac{1176 \times 599 \times 600}{4} = \frac{1,065,000}{4} = 266,250$$

$$M = 450,150 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{450,150}{1265} = 356 \text{ cm}^3$$

I de 10" liv.

E.-



$$\text{Area de } J_2 \text{ carga} = 2.00 \times 2.00 = 4.00 \text{ m}^2$$

$$4.00 \times 286 = 1144$$

$$P_p \text{ 3" } = 3.00 \times 27.38 = 82$$

$$1226 \text{ kg} = W_2$$

$$\text{Area de carga } 1.30 \times 1.30 = 1.69 \text{ m}^2$$

$$1.69 \times 286 = 483.34$$

$$2 \times 27.38 = 54.76$$

$$538.10 = W_1 \hat{=} 538.00 \text{ kg.}$$

Encuentro el lugar del Mm por los esfuerzos cortantes.

$$R_1 = \frac{1226 \times 1.50 + (599 + 630) 3 + 538 \times 4}{5} = \frac{1839 + 3687 + 2152}{5} = \frac{7678}{5} = 1535.60$$

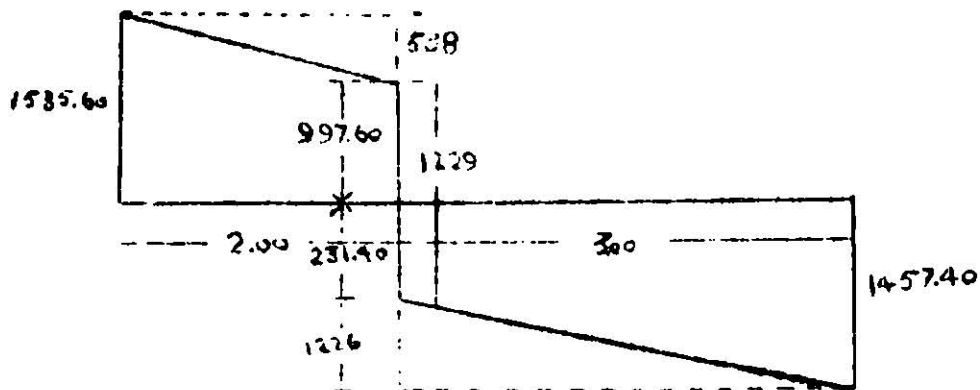
$$R_2 = \frac{538 \times 1.00 + (599 + 630) 2 + 1226 \times 3.5}{5} = \frac{538 + 2458 + 4291}{5} = \frac{7287}{5} = 1457.40$$

$$\sum F_y = 0 = 538 + 599 + 630 + 1226 = R_1 + R_2$$

$$R_1 = 1535.60$$

$$R_2 = 1457.40$$

$$2993.00 \text{ Kg.}$$



$$M_o = * M derecha = 1457.40 \times 3 - 1226 \times 1.50$$

$$M_o = 4372.20 - 1839 = 2533.20 \text{ kgm.}$$

$$M_m = 253,320 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{253,320}{1265} = 200 \text{ cm}^3$$

I de 8"

Losa Piso

Supongo un espesor de 15 cm.

$$P_p = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso motor} = \frac{1000 \text{ " "}}{1360 \text{ kg/m}^2}$$

Suponemos: de las tablas.

$$F_s = 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad k = 0.3846$$

$$F_o = 50 \text{ " "} \quad j = 0.8718$$

$$n = 15 \quad p = 0.008013$$

$$k = 8.3826$$

$$l_1 = l_2 = 3.00 \text{ m.}$$

$$\frac{l_2}{l_1} = 1$$

$$q_1 = 0.500 \times 1360 = 680 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{680 \text{ " "}}{1360 \text{ kg/m}^2}$$

$$M_1 = \frac{0.1 \cdot 1^2}{8} = \frac{680 \times 9}{8} = 765 \text{ kg/m.l.}$$

Para el cálculo del peralte se supone 30% más por vibración.

$$765 \times 30\% = 230$$

$$M = 765 + 230 = 995 = 1000$$

$$d = \frac{\sqrt{1000}}{8.38} = 11 \text{ cm.}$$

$$r = 2 \text{ cm.}$$

$$h = 13 \text{ cm.}$$

$$A_g = pbd = 0.0080 \times 100 \times 0.11 = 8.8 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$A_g = \text{var. de } 3/8'' \text{ 12 pzas. a 8 cm. c.a.c.}$$

CIMENTOS.

Calcularemos el más fatigado R j.

$$\text{Area Carga} = \frac{(10 + 4) \cdot 3}{2} = 21 \text{ m}^2$$

$$\text{Losa techo } 286 \times 21 = 5628 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso viguetas } 32 + 284 = 366 \text{ "}$$

$$\text{Peso muros } 10 \times 3.50 \times 0.14 = 6880 \text{ "}$$

$$\text{Peso dalas } \frac{10 \times 0.15 \times 0.15 \times 2400}{2400} = 1010 \text{ "}$$

$$\text{Peso cimientos } 3.15 \text{ m}^3 \times 1700 = 5350 \text{ "}$$

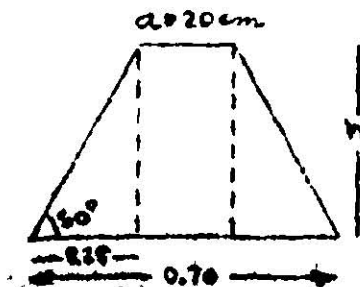
$$P = \dots 19234 \text{ kg.}$$

Para la vibración tomamos el 50% del peso total.

$$\therefore F = 19,234 + 9,617 = 28,851 \text{ kg.}$$

$$A = \frac{F}{f} = \frac{28,851 \text{ kg.}}{4000 \text{ kg/m}^2} = 7.21 \text{ m}^2$$

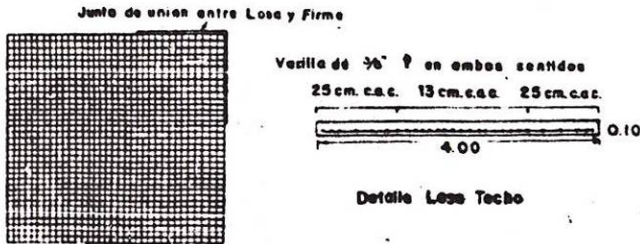
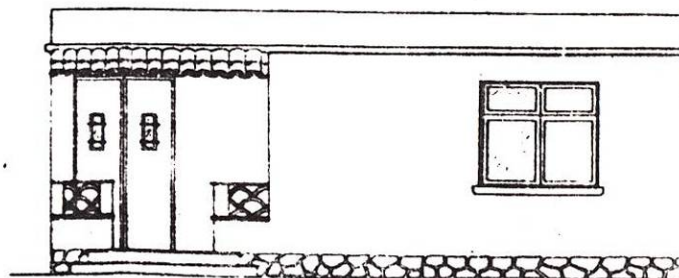
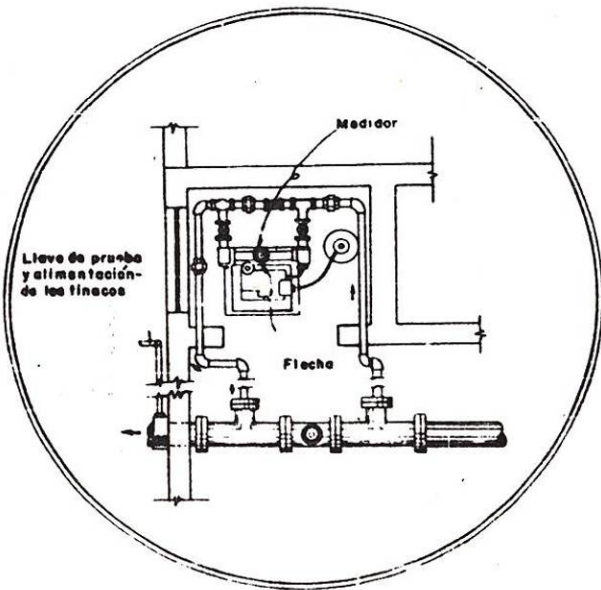
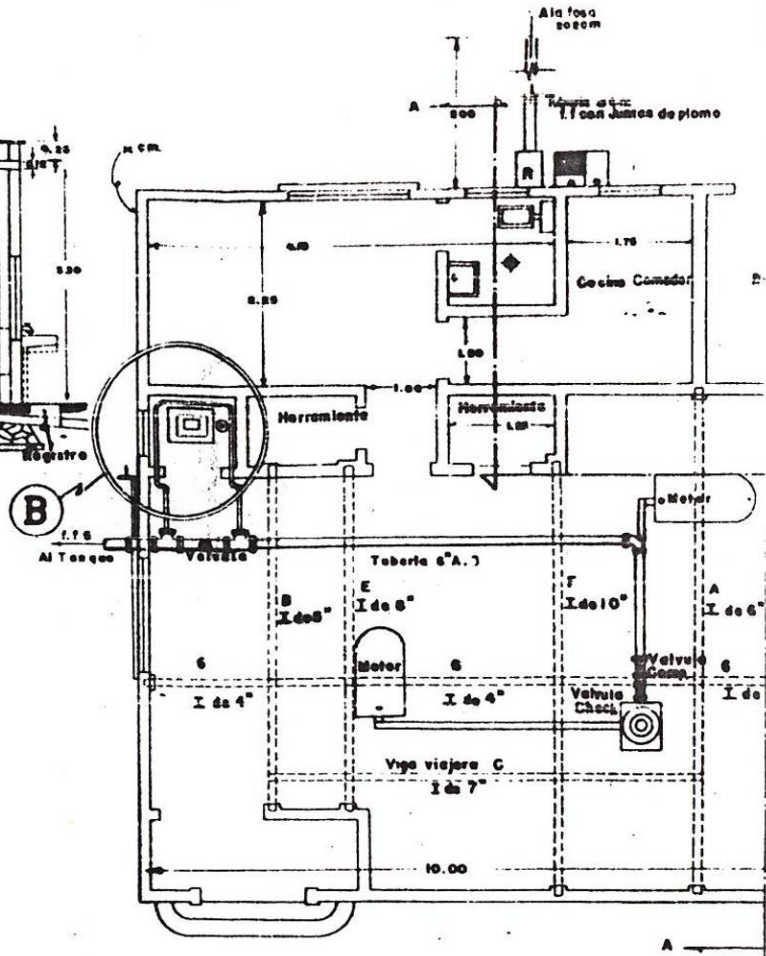
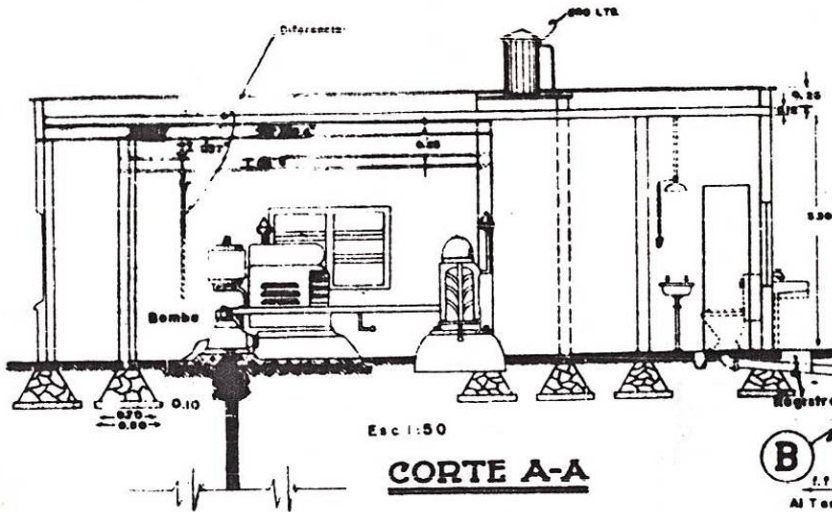
$$b = \frac{7.21}{10} = 0.70 \text{ m.}$$



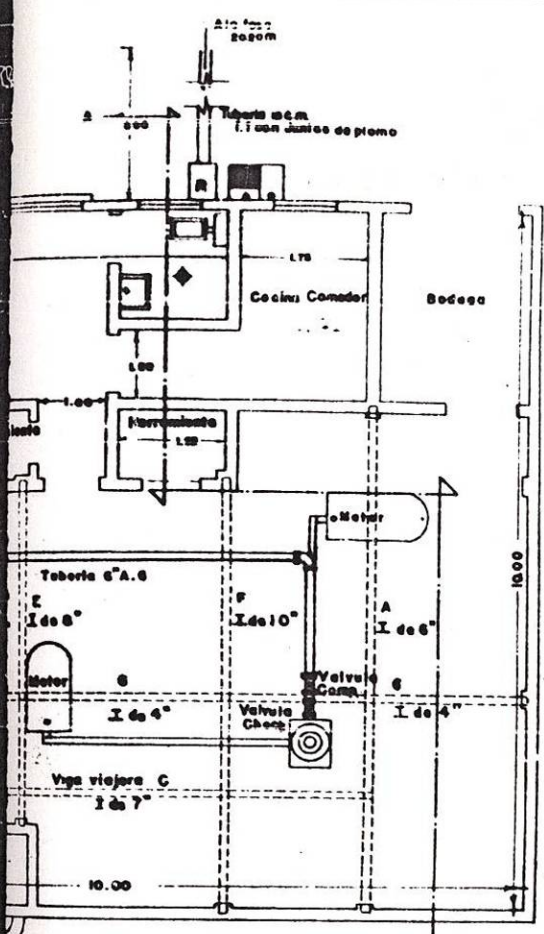
$$\text{hipotenusa} = \frac{25}{\text{sen } 30^\circ} = \frac{25}{0.5} = 50 \text{ cm.}$$

$$h = \text{sen } 60^\circ \times 50 = 0.8660 \times 50 = 43.30 \text{ cm.}$$

$$b = 0.70 \text{ m; } a = 0.20 \text{ m; } h = 0.43 \text{ m.}$$

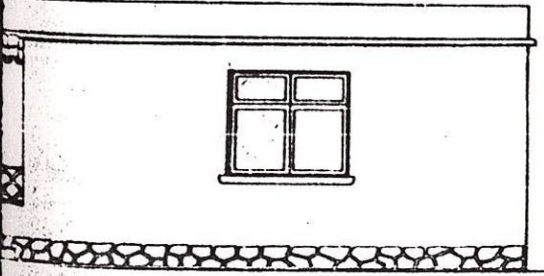


ESCALA 1:50



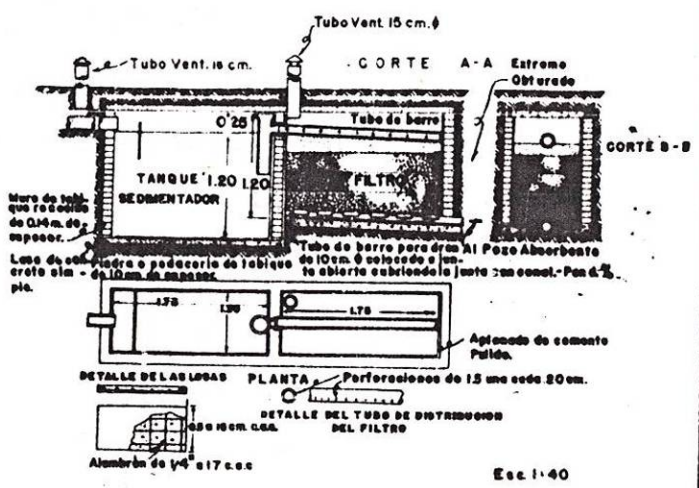
PLANTA

Esc. 1:50

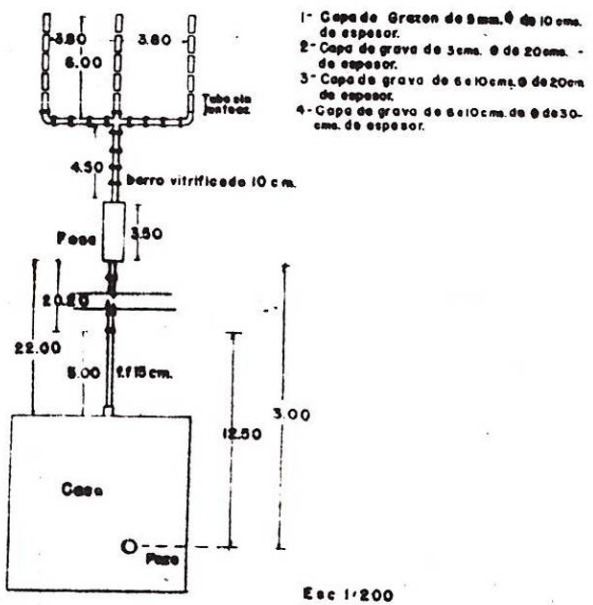


FACHADA

ESCALA 1:50



Esc. 1:40



Esc. 1:200

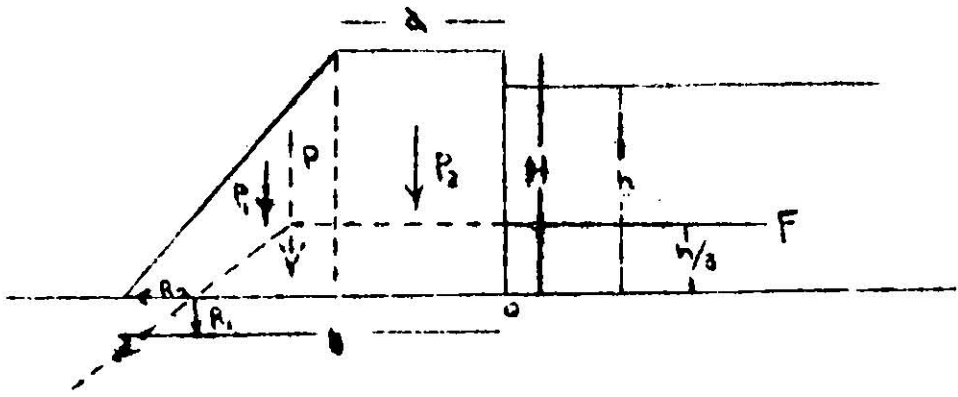
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
UNIVERSIDAD NAL. DE MEXICO.
SALINAS VICTORIA, N.L.
CASA DE BOMBAS
TESIS PROFESIONAL.
JOSE LUI/ PINZON MENDIZABAL

B.- TANQUE DE REGULARIZACION.

Proyecté un tanque de regularización de 2 cámaras con el fin de tener manera de practicar la limpieza, sin interrupción del servicio.

Se puede obtener las dimensiones del tanque para la capacidad de almacenamiento deseada fijándose una de las dimensiones del tanque y relacionando las otras dos, pero con esto no se obtienen las dimensiones que nos dan la máxima economía; luego encontré las dimensiones que den la máxima economía con la capacidad requerida.

Cálculo de los muros perimetrales del tanque.-



Δ = peso volumétrico de la mampostería.

ω = " " del agua.

H = altura del muro.

h = tirante del agua.

a = base superior.

b = base inferior.

m = m H

F = empuje del agua.

P = peso total del muro

Tenemos que el empuje del agua:

$$F = \frac{\omega h^2}{2} = \frac{\omega m^2 H^2}{2}$$

Tomando momentos con respecto a un punto y obligando a la resultante a pasar por el límite del tercio medio; y aceptando como signo más, el sentido de giro retrogrado y menos en el sentido directo, se tiene dividiendo la figura en un triángulo y en un rectángulo.

$$P_1 = \text{Peso del triángulo.}$$

$$P_2 = \text{Peso del rectángulo.}$$

$$P = P_1 + P_2$$

$$\sum M_0 = 0 = F \frac{h}{3} + P_2 \frac{a}{2} + P_1 \left(\frac{b-a}{3} + a \right) - R_1 \frac{2}{3} b$$

$$\sum F_y = 0 = P - R_1 \text{ (suma de proyecciones verticales)}$$

$$\therefore P = R_1 = \frac{a+b}{2} H \Delta$$

$$P_1 = \frac{b-a}{2} H \Delta$$

$$P_2 = a H \Delta$$

SUSTITUYENDO.

$$F \frac{h}{3} + a H \Delta \frac{a}{2} + \frac{b-a}{2} H \Delta \left(\frac{b-a}{3} + a \right) = \frac{a+b}{2} H \Delta \frac{2}{3} b$$

$$h = m H$$

$$F \frac{mH}{3} + \frac{a^2}{2} H \Delta + \frac{b-a}{2} H \Delta \left(\frac{b-a}{3} + a \right) = \frac{a+b}{2} H \Delta \frac{2}{3} b$$

multiplicamos por $\frac{6}{\Delta H}$

$$\frac{6}{\Delta H} \cdot \frac{F m H}{3} + \frac{6}{\Delta H} \frac{a^2 \Delta H}{2} + \frac{6}{\Delta H} \frac{b-a}{2} H \Delta \left(\frac{b-a}{3} + a \right) =$$

$$= \frac{6}{\Delta H} \frac{a+b}{2} H \Delta \frac{2}{3} b$$

$$\frac{2 F m}{\Delta} + 3a^2 + 3(b-a) \left(\frac{b-a}{3} + a \right) = 2b(a+b)$$

$$\frac{2 F m}{\Delta} + 3a^2 + (3b - 3a) \left(\frac{b-a}{3} + a \right) = 2b(a+b)$$

$$\frac{2 F m}{\Delta} + 3a^2 - 2a^2 + b^2 + ab = 2b(a+b)$$

$$\frac{2 F_m}{\Delta} + a^2 + b^2 + a b = 2 b a + 2 b^2$$

$$\frac{2 F_m}{\Delta} + a^2 + b^2 + a b - 2 a b - 2 b^2 = 0$$

$$\frac{2 F_m}{\Delta} + a^2 - b^2 - a b = 0$$

La ponemos en la siguiente forma:

$$b^2 + a b - \left(\frac{2 F_m}{\Delta} - a^2 \right) = 0$$

Resolviendo la ecuación de 2º. grado.

$$X = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 a c}}{2a}$$

Haciendo $a = 1$

$$X = \frac{-b \pm \sqrt{(b)^2 - 0}}{2}$$

$$b = \frac{-a \pm \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + \frac{2 F_m}{\Delta} + a^2}}{1}$$

$$b = \frac{-\frac{a}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + \frac{2 F_m}{\Delta} + a^2}}{1} \dots \dots \dots 1$$

Haciendo $a = 0$

$$b = \pm \sqrt{\frac{2 F_m}{\Delta}}$$

Tenemos que $F = \frac{\omega \cdot h^2}{2}$

$$b = \pm \sqrt{\frac{2 \omega h^2 m}{2}} = \pm h \sqrt{\frac{\omega m}{\Delta}}$$

$$h = m H$$

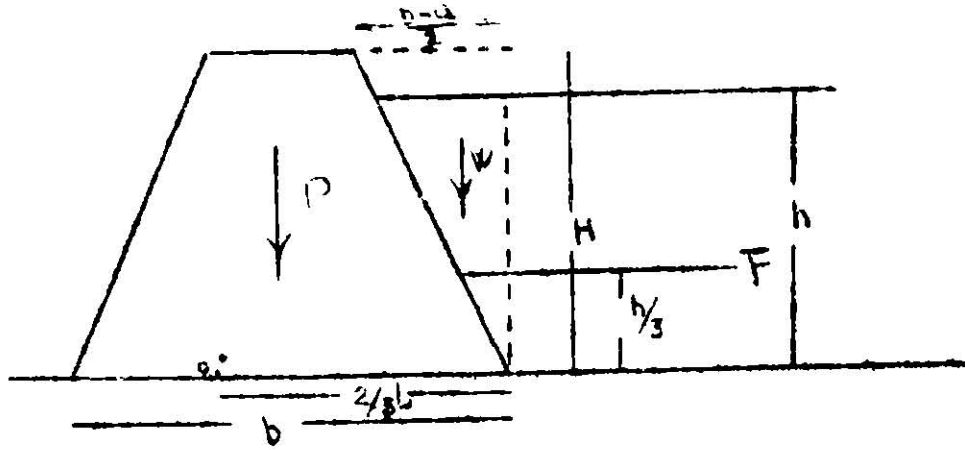
$$b = m H \sqrt{\frac{\omega m}{\Delta}}$$

$$\text{Si } K_1 = m \sqrt{\frac{\omega m}{\Delta}} \dots \dots \dots 2$$

$$b = K_1 H \dots \dots \dots 3$$

Esta ecuación liga la base b del muro con su altura H .

Cálculo del muro intermedio.- Ahora, considerando el caso más desfavorable que es cuando una cámara está vacía y la otra llena.



$$h = m H$$

$$v = \frac{b + a}{2} H \Delta$$

$$W = \frac{b - a}{2} m \frac{h}{2} \omega$$

Tomando momentos con respecto a 0

$$\sum M_o = F \frac{h}{3} - \frac{b}{6} P - W \left(\frac{2}{3} b - \frac{x}{3} \right) = 0$$

$$\frac{F m H}{3} - \frac{b}{6} \frac{b + a}{2} H \Delta - \frac{b - a}{2} \frac{m h \omega}{2} \left(\frac{2}{3} b - \frac{b - a}{6} m \right) = 0$$

$$\frac{F m H}{3} - \frac{a + b}{12} H \Delta b - \frac{1}{4} (b - a) m h \omega \left(\frac{2}{3} b - \frac{b m - a m}{6} \right) = 0$$

$$\frac{F m H}{3} - \frac{a + b}{12} H \Delta b - \frac{1}{4} (b - a) m h \omega \left(\frac{4b}{6} - \frac{b m + a m}{6} \right) = 0$$

$$\frac{F m H}{3} - \frac{a + b}{12} H \Delta b - \frac{1}{4} (b - a) m \omega m H \left(\frac{(4 - m)}{6} b + \frac{a m}{6} \right) = 0$$

Multiplicando por 12 y dividiendo entre H.

$$4 F m - (a + b) \Delta b - \frac{12 (b - a) m^2}{4} \left(\frac{(4 - m) b + a m}{6} \right) = 0$$

$$4 F m - (a + b) \Delta b - (b - a) m^2 \omega \left(\frac{12 [(4 - m) b + a m]}{4 \times 6} \right) = 0$$

$$4 F m - (a + b) \Delta b - (b - a) m^2 \omega \left(\frac{(4 - m) b + a m}{2} \right) = 0$$

$$4 F m - (a + b) \Delta b - \frac{1}{2} (b - a) m^2 \omega \left((4 - m) b + a m \right) = 0$$

Haciendo operaciones y multiplicando por 2.

$$b^2 (2 \Delta + 4 m^2 \omega - m^3 \omega) + b a (2 \Delta - 4 m^2 \omega + 2 m^3 \omega) - (m^3 a^2 \omega - 8 F m) = 0$$

Si hacemos:

$$2 \Delta + 4 m^2 \omega - m^3 \omega = \psi$$

$$2 \Delta - 4 m^2 \omega + 2 m^3 \omega = \psi$$

Queda: $\psi b^2 + \psi a b - (m^3 a^2 \omega - 8 Fm) = 0$

$$b^2 + \frac{\psi a}{\psi} b - \frac{(m^3 a^2 \omega - 8 Fm)}{\psi} = 0$$

Con la fórmula para resolución de ecuaciones de 2º. grado,

tenemos:

$$X = -\frac{b}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 - c}$$

$$b = -\frac{\psi a}{\psi} \pm \sqrt{\left(\frac{\psi a}{\psi}\right)^2 - \frac{m^3 a^2 \omega - 8 Fm}{\psi}} \dots\dots 4$$

Si $a = 0$

$$b = \pm \sqrt{\frac{8 Fm}{\psi}} ; F = \frac{\omega h^2}{2} ; h = m \psi$$

luego $b = \pm \sqrt{\frac{8 \omega h^2 m}{2}} = 2h \sqrt{\frac{\omega m}{\psi}} = 2 m \psi \sqrt{\frac{\omega m}{\psi}}$

Si $2 m \sqrt{\frac{\omega m}{\psi}} = K_2 \dots\dots\dots 5$

luego $b = K_2 h \dots\dots\dots 6$

Relación de los coeficientes K_1 y K_2 .- Como vemos K_1 y K_2 - dependen únicamente de los valores Δ , ω y m , los cuales son conocidos:

$$\Delta = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\omega = 1,000 \text{ " "}$$

$$m = 0.90 \text{ m.}$$

Entonces tenemos sustituyendo en

$$(1) ; K_1 = m \sqrt{\frac{\omega m}{\Delta}}$$

$$K_1 = 0.90 \sqrt{\frac{1000 \times 0.90}{2400}}$$

$$K_1 = 0.558$$

y en (3) $K_2 = 2m \sqrt{\frac{\omega m}{\psi}} = 2 \times 0.90 \sqrt{\frac{1000 \times 0.90}{2 \times 2400 + 4 \times 0.81 \times 1000 - 0.729 \times 1}}$

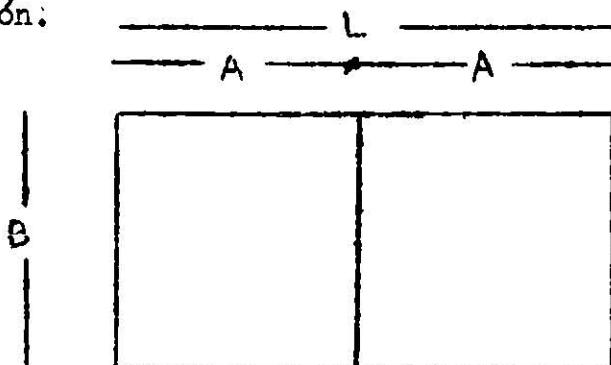
$$K_2 = 0.653'$$

y por tanto:

$$\frac{K_2}{K_1} = \frac{0.653}{0.558} = 1.17$$

Con esta relación ya podemos encontrar las dimensiones económicas del tanque.

El tanque lo supongo rectangular ya que es el de más fácil construcción:



c = Capacidad en m³

BB = Dimensiones de la planta del tanque.

S = Sección del muro perimetral.

V = Volumen de la mampostería.

$$C = L B h = 2 A B m H$$

$$A = \frac{C}{2 B m H}$$

La relación de la sección del muro interior a la sección del muro perimetral, es igual a la relación de sus K, igual a 1.218

$$V = S (4A + 2 B + 1.218 B)$$

Sustituyendo A.

$$V = S \left(\frac{4c}{2 B m H} + 2 B + 1.218 B \right)$$

$$V = S \left(\frac{2c}{B m H} + 3.218 B \right)$$

$$V = \frac{2 C S}{B m H} + 3.218 B$$

Derivando con respecto a B e igualando a cero

$$\frac{dV}{dB} = -\frac{2CS}{B^2 m H} + 3.218 S = 0$$

Multiplicando por $m H B^2$ y dividiendo entre S.

$$-2C + 3.218 m H B^2 = 0$$

$$B^2 = \frac{2C}{3.218 m H}$$

$$B = 0.79 \sqrt{\frac{C}{m H}}$$

Pero como $A = \frac{C}{2 m H B}$ sustituyendo aquí el valor de B

$$A = \frac{C}{2 m H \cdot 0.79 \sqrt{\frac{C}{m H}}} = \frac{1}{1.58} \sqrt{\frac{C}{m H}}$$

la relación de los lados es:

$$\frac{B}{A} = \frac{0.79 \sqrt{\frac{C}{m H}}}{\frac{1}{1.58} \sqrt{\frac{C}{m H}}}$$

$$\frac{B}{A} = 0.79 \times 1.58$$

$$B = 0.79 \times 1.58 A$$

$$B = 1.25 A.$$

Esta es la relación que deben tener los lados del tanque - para obtener el volumen mínimo.

Altura económica. - Es también necesario conocer la relación entre la altura del tanque y el volumen mínimo de mampostería.

$$V = \frac{a + b}{2} H (4A + 2B + 1.218 B)$$

$$B = 1.25 A$$

$$V = \frac{a + b}{2} H (4A + 2.50 A + 1.52 A)$$

$$V = \frac{a + b}{2} H 8.02 A$$

$$V = 4.00 (a + b) H A$$

$$\text{Como } C = 2 A B \text{ m H} = 2 A \cdot 1.25 A \text{ m H} = 2.50 A^2 \text{ m H}$$

$$A = \sqrt{\frac{C}{2.50 \text{ m H}}}$$

entonces.

$$V = 4.00 (a + b) \sqrt{H} \sqrt{\frac{C}{2.50 \text{ m}}}$$

$$b = K_1 H$$

$$V = 4 (a + K_1 H) \sqrt{H} \sqrt{\frac{C}{2.50 \text{ m}}} = 4 (a + K_1 H) \sqrt{H} \frac{1}{1.58} \sqrt{\frac{C}{\text{m}}}$$

$$V = \frac{4.00}{1.58} (a + K_1 H) \sqrt{H} \sqrt{\frac{C}{\text{m}}} = 2.52 (a + K_1 H) \sqrt{H} \sqrt{\frac{C}{\text{m}}}$$

Si d es el precio metro cúbico de mampostería y θ el precio del metro cuadrado de concreto de la losa de la base y de la cubierta y T el costo total, tenemos:

$$2 A B = 2 A \times 1.25 A = 2.50 A^2$$

$$T = 2.52 (a + K_1 H) \sqrt{H} \sqrt{\frac{C}{\text{m}}} d + 2.50 A^2 \theta$$

En ésta fórmula se considera igual el costo de la losa de cubierta y el de la losa inferior, cosa que no es exacta ya que no tienen iguales dimensiones, pero se acepta ya que ésta diferencia no influye mucho en los resultados finales.

Ponemos todo en función de H y C .

$$\text{Tenemos } A = \sqrt{\frac{C}{2.50 \text{ m H}}}$$

$$T = 2.52 (a + K_1 H) \sqrt{H} \sqrt{\frac{C}{\text{m}}} + \frac{2.50 C \theta}{2.50 \text{ m H}}$$

$$T = 2.52 (a + K_1 H) \sqrt{H} \sqrt{\frac{C}{\text{m}}} + \frac{C}{\text{m H}} \theta$$

Derivando conforme a H e igualamos a cero para el mínimo de ésta función.

$$\frac{dT}{dH} = 2.52 \sqrt{\frac{C}{\text{m}}} \left(\frac{1}{2} a \sqrt{H} + \frac{3}{2} K_1 \sqrt{H} \right) d - \frac{C}{\text{m H}^2} \theta = 0$$

multiplicando por H^2

$$2.52 \sqrt{\frac{C}{m}} (1/2 a H^{3/2} + 3/2 K_1 H^{5/2}) \delta - \frac{C}{m} \theta = 0$$

$$1.26 \sqrt{\frac{C}{m}} (a H^{3/2} + 3 K_1 H^{5/2}) \delta - \frac{C}{m} \theta = 0$$

$$1.26 \sqrt{\frac{C}{m}} \delta a H^{3/2} + 3 \times 1.26 \sqrt{\frac{C}{m}} K_1 H^{5/2} \delta - \frac{C}{m} \theta = 0$$

Si $m = 0.90$ m.

$$1.26 \sqrt{\frac{C}{0.90}} \delta a H^{3/2} + 3.78 \sqrt{\frac{C}{0.90}} K_1 H^{5/2} \delta - \frac{C}{0.90} \theta = 0$$

$$1.32 \sqrt{C} \delta a H^{3/2} + 4.00 \sqrt{C} K_1 H^{5/2} \delta - 1.11 C \theta = 0$$

$$\sqrt{C} (1.32 \delta a H^{3/2} + 4.00 K_1 H^{5/2} \delta) - 1.11 C \theta = 0$$

Dividiendo entre \sqrt{C}

$$1.11 \frac{C \theta}{\sqrt{C}} = 1.32 \delta a H^{3/2} + 4.00 K_1 H^{5/2} \delta$$

$$1.11 \theta \sqrt{C} = 1.32 \delta a H^{3/2} + 4.00 K_1 H^{5/2} \delta$$

$$C = \left(\frac{1.32 \delta a H^{3/2} + 4.00 \delta K_1 H^{5/2}}{1.11 \theta} \right)^2$$

Tenemos que el costo del metro cúbico de mampostería es de \$ 38.00 que es el valor de δ y el costo del metro cuadrado de losa de cubierta y de piso θ :

Losa de piso \$ 109.31 m³

Losa de techo " 204.97 "

\$ 314.28

Promedio $\frac{314.28}{2} = \$ 107.14$ m³

Por especificaciones el veralte mínimo de losas es 10 cm. - por lo regular; más el declive que necesita tener para que en la losa de arriba escurra el agua de lluvia y en el de abajo el --- agua almacenada con lo que supondré un grueso promedio de 15 cm. por losa.

El costo por metro cuadrado será: (0.30 grueso de la losa - de cubierta más losa de piso)

$$0.30 \text{ m}^3 \times \$ 107.14 = \$ 32.14 \text{ el metro cuadrado}$$

Para calcular H, procedo en forma inversa de la ecuación anterior, no sustituyo el valor de C, sino que doy diferentes valores de H y por tanteos llego al valor C, que se tiene y que en este caso es 80.00 m^3 , A, es ancho del muro en la parte superior y vale 0.30 m. que es la dimensión mínima para que resulte económico el trabajo en piedra.

$$C = \left(\frac{1.32 \times 38.00 \times 0.30 \times H^{3/2} + 4.00 \times 38.00 \times 0.558 H^{5/2}}{1.11 \times 32.14} \right)^2$$

$$C = \left(\frac{11.10 H^{3/2} + 85.00 H^{5/2}}{35.67} \right)^2$$

$$C = \frac{11.10^2 H^3 + 85.00^2 H^5}{35.67^2} = \frac{123.21}{1263} H^3 + \frac{7220}{1263} H^5$$

$$C = 0.097 H^3 + 5.7 H^5$$

Obtuve después de varios tanteos un $H = 1.70$ que satisface la ecuación.

$$H = 1.70$$

$$H^3 = 4.90$$

$$H^5 = 14.20$$

$$C = 0.097 \times 4.90 + 5.7 \times 14.20 = 0.475 + 80.5 = 81 \text{ m}^3$$

La capacidad que se necesita es 80.00 m^3 por lo que aceptamos 1.70 m. como valor de H.

$$L = \underline{1.70 \text{ m}}$$

Sustituyo estos valores en la fórmula de dimensiones económicas para obtener los lados del tanque.

$$A = \frac{C}{2 B m H} = \frac{80.00}{2 \times 5 \times 0.90 \times 1.70}$$

$$AB = \frac{80.00}{3.06} = 26.30$$

$$\text{Como } B = 1.25 A$$

$$1.25 A^2 = 26.30$$

$$A = 4.52 \text{ m.}$$

$$B = \frac{26.30}{4.52} = 5.78 \text{ m} = B$$

$$h = 0.90 \times 1.70 = \underline{1.53 \text{ m} = h}$$

Comprobando

$$C = 2 \times 1.53 \times 5.78 \times 4.52 = 80.00 \text{ m}^3$$

luego $a = 4.52 \text{ m.}$

$$B = 5.78 \text{ m.}$$

$$H = 1.70 \text{ m.}$$

$$h = 1.53 \text{ m.}$$

Cálculo de los muros:

Muro perimetral, de la fórmula # 1.

$$b = -\frac{a}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + \frac{2 Fm}{\Delta} + a^2}$$

$$\Delta = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$a = 0.30 \text{ m.}$$

$$m = 0.90$$

$$F = \frac{\omega h^2}{2} = \frac{1000 \times 1.53^2}{2} = 1160 \text{ kg.}$$

$$b = \frac{0.30}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{0.30}{2}\right)^2 + \frac{2 \times 1160 \times 0.90}{2400} + 0.30^2}$$

$$b = - .15 \pm \sqrt{0.0225 + 0.87 + 0.09} = 0.87 \text{ m.}$$

$$\underline{b = 0.90 \text{ m} ; a = 0.30 \text{ m} ; h = 1.53 \text{ m.}}$$

Muro intermedio.- Aplico la fórmula N°. 4.

$$b = -\frac{\delta}{\varphi} a \pm \sqrt{\left(\frac{\gamma}{\varphi} a\right)^2 - \frac{m^3 a^2 \omega}{\varphi} - 8 Fm}$$

$$\delta = 2 \Delta + 4 m^2 \omega - m^3 \omega$$

$$\varphi = 2 \Delta - 4 m^2 \omega + 2 m^3 \omega$$

$$a = 0.30 \text{ m.}$$

$$m = 0.90$$

$$\omega = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$F = 1,160 \text{ kg.}$$

$$\Delta = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi = 2 \times 2400 + 4 \times 0.90^2 \times 1000 - 0.90^3 \times 1000 = 7,311$$

$$\psi = 2 \times 2400 - 4 \times 0.90^2 \times 1000 + 2 \times 0.90^3 \times 1000 = 3,018$$

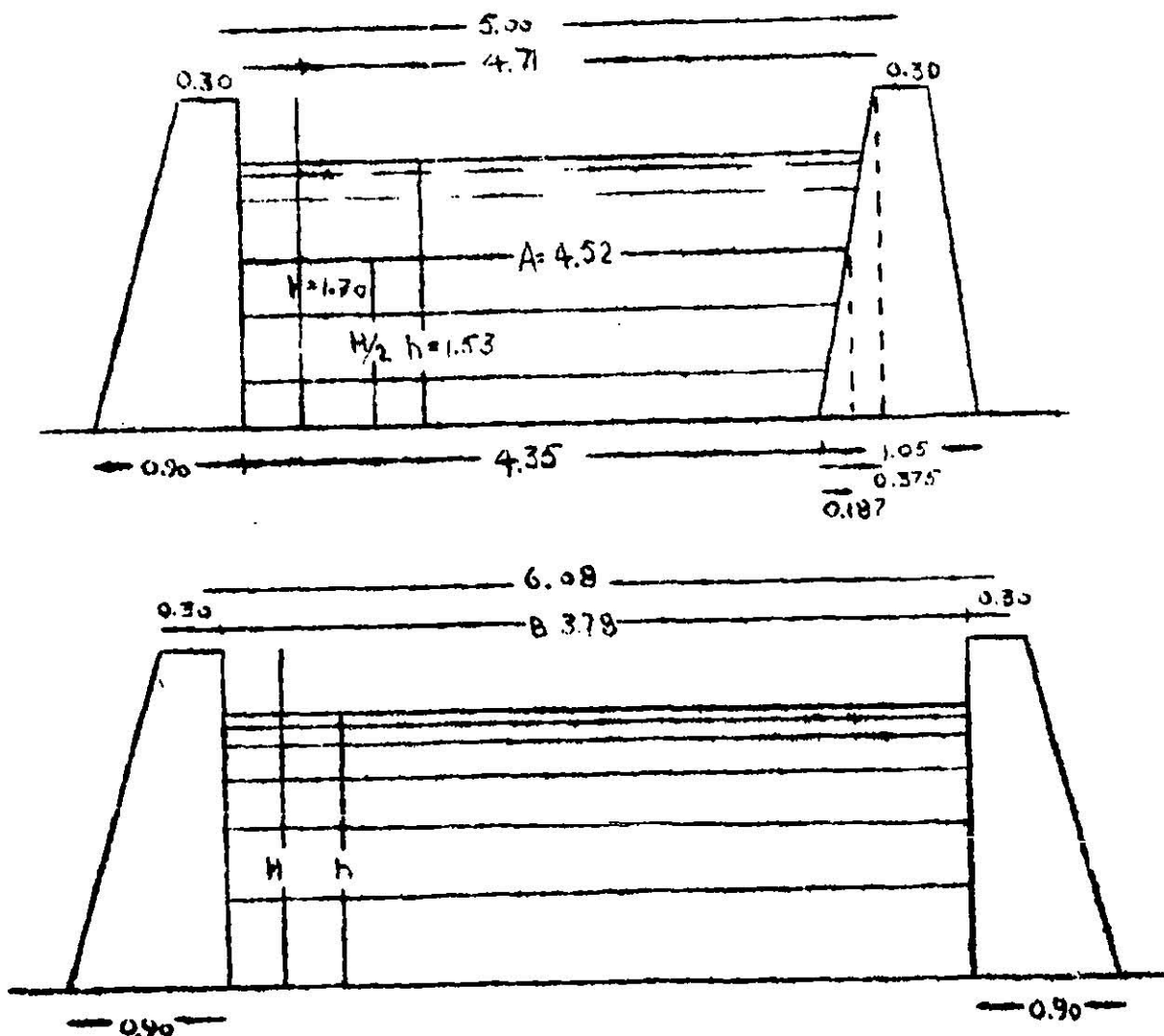
$$b = \frac{-7311 \times 0.30 \pm \sqrt{(7311 \times 0.30)^2 - 0.90^3 \times 30^2 \times 1000 - 8 \times 1160 \times 9}}{3,018}$$

$$b = -0.72 \pm \sqrt{(0.72)^2 - \frac{65.61 - 8352}{3018}}$$

$$b = -0.72 \pm \sqrt{0.511 + 3.19}$$

$$b = 1.05 \text{ m.}$$

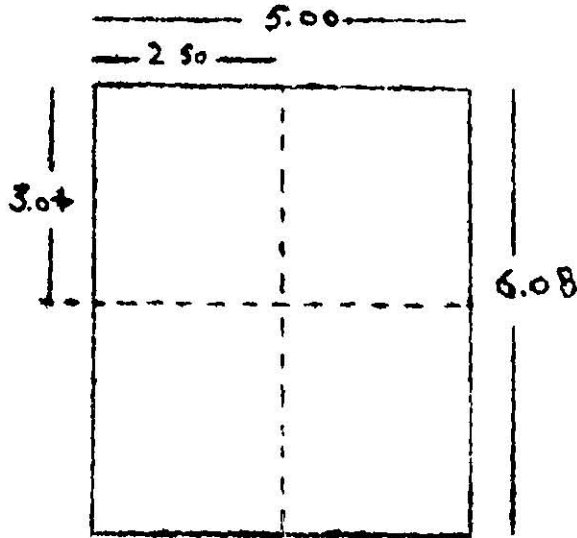
$$b = 1.05 \text{ m ; } a = 0.30$$



CALCULO DE LA LOSA DE CUBIERTA.-

La cubiorta del tanque estará constituida por dos losas li-
bramente apoyadas, una para cada cámara, subdividida cada una de
ellas en cuatro losas en tablero, por medio de una columna y dos
trabes.

Usaré los coeficientes del Joint Committee.



Losas con dos claros discontinuos.

S = Longitud del lado corto = 2.50 m.

W = Carga unitaria = 500 kg/m²

M₁ = Momento negativo en el lado continuo = 0.62 W S²

M₂ = " " " " " discontinuo = 0.031 W S²

M₃ = Momento positivo en el centro del claro = 0.047 W S²

m = $\frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}} = \frac{2.50}{3.04} = 0.83$; S² = 6.25 m²

M₁ = 0.62 x 500 x 6.25 = 19400 kg.cm.

M₂ = 0.031 x 500 x 6.25 = 9700 kg.cm.

M₃ = 0.047 x 500 x 6.25 = 14800 kg.cm.

Suponemos F₀ = 50 kg/cm² f'₀ = 125 kg/cm²

F_s = 1200 kg/cm² n = 15

k = 0.385 p = 0.008

j = 0.872 K = 8.383

El peralte efectivo de la losa, será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{19400}{8.383 \times 100}} = 5.00 \text{ cm.}$$

$$\text{recubrimiento...} = \underline{2.00 \text{ ''}}$$

$$\text{Peralte total...h} = 7.00 \text{ cm.}$$

Por especificaciones, el peralte de la losa no debe ser menor de 10 cm., ni menor que el dado por la fórmula:

$$t = \left(S + \frac{s}{m} - \frac{M}{10} \right) \frac{1}{72} \sqrt[3]{\frac{176}{f'c}}$$

t = espesor de la losa en centímetros.

s = longitud del claro corto en centímetros.

$$m = \frac{\text{claro corto}}{\text{claro largo}} = 0.83$$

M = longitud en centímetros del perímetro de la losa - que es continuo con las losas adyacentes.

$$t = \left(250 + \frac{250}{0.83} - \frac{554}{10} \right) \frac{1}{72} \sqrt[3]{\frac{176}{150}}$$

$$t = \left(250 + 301 - 55.4 \right) 0.139 \sqrt[3]{1.17}$$

$$t = 496 \times 0.139 \times 0.106 = 7.3 \text{ cm.}$$

Por especificaciones ponemos 10 cm.

$$\underline{d = 8.00 \text{ cm.}}$$

Acero de refuerzo

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_s j d} = \frac{19400}{1200 \times 0.872 \times 8} = 2.34 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_s d} = \frac{9700}{1200 \times 0.872 \times 8} = 1.16 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{s2} = \frac{M_3}{f_s d} = \frac{14800}{1200 \times 0.872 \times 8} = 1.78 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

A_{s1} = var. de 3/8" a 25 cm. c.a.c. por espec. 20 cm. c.a.c.

A_{s2} = var. de 3/8" a 50 cm. c.a.c. " " 40 cm. c.a.c.

A_{s3} = var. de 3/8" a 34 cm. c.a.c. " " 20 cm. c.a.c.

Por especificaciones la separación máxima debe de ser -----

2.5 d = 2.5 x 8 = 20 cm. luego la separación está regida por -- especificación.

var. de 3/8" a 20 cm. c.a.c.

Claro largo

$$M_1 = 0.049 \times 500 \times 6.25 = 15,302$$

$$M_2 = 0.025 \times 500 \times 6.25 = 7,812$$

$$M_3 = 0.037 \times 500 \times 6.25 = 11,562$$

Como se ve, los momentos son menores que los de los del -- claro corto; por consiguiente, las A_g también quedan regidas -- por especificaciones.

var. 3/8" a la separación de 20 cm.

Cálculo de las travesas.

Los calculo como rectangulares.

$$\text{Claro largo} = 3.04 \text{ m}; l^2 = 9.24 \text{ m}^2$$

$$M_1 \text{ negativo, lado continuo} = \frac{\omega l^2}{8}$$

$$M_2 \text{ positivo al centro} = \frac{\omega l^2}{10}$$

$$M_3 \text{ negativo en el lado discontinuo} = \frac{\omega l^2}{24}$$

Las travesas trabajan bajo una carga trapezoidal.

$$W = \frac{3.06 + 0.60}{2} \times 1.25 \times 500 = 1145 \text{ kg.}$$

Si ω_1 es el peso propio de la viga; le supongo unas dimensiones de 20 x 30 cm.

$$\omega_1 = .20 \times .30 \times 2400 = 144.00 \text{ kg/ml.}$$

$$\omega = \frac{4}{3} \frac{W}{l} = \frac{4}{3} \times \frac{1145}{3.04} = \frac{502.19 \text{ kg/ml.}}{646.19 \text{ kg/ml.}}$$

$$M_1 (-) = \frac{5971}{8} = - 75,000 \text{ kg cm.}$$

$$M_2 (+) = \frac{5971}{10} = 59,700 \text{ kg cm.}$$

$$M_3 (-) = \frac{5971}{24} = - 24,750 \text{ kg. cm.}$$

Si suponemos $b = 20$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{75000}{8.383 \times 20}} = \sqrt{446} = 23 \text{ cm.}$$

$$23 + 3 \text{ recubrimiento} = 26 \text{ cm.}$$

$$A_{s1} = \frac{75000}{1200 \times 0.872 \times 26} = 2.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{59700}{1200 \times 0.872 \times 26} = 2.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = \frac{24750}{1200 \times 0.872 \times 26} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 4 \text{ var. de } 3/8" \phi$$

$$A_{s2} = 3 \text{ var. de } 3/8" \phi$$

$$A_{s3} = 2 \text{ var. de } 3/8" \phi$$

Revisión de la sección por esfuerzo cortante:

$$v = 0.02 f'_c = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d}$$

$$V = \frac{646.19 \times 3.04}{2} = 982.21 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{982.21}{20 \times 0.872 \times 26} = 2.2 \text{ kg/cm}^2$$

No necesita estribos.

Claro corto.

$$l = 2.50 \text{ m; } l^2 = 6.25 \text{ m}^2$$

la carga uniformemente repartida vale:

$$W = 1.70^2 \times 500 = 1445 \text{ kg.}$$

$$w = \frac{4}{3} \frac{W}{l} = \frac{4}{3} \frac{1445}{2.50} = 770.67 \text{ kg/m.}$$

Peso propio de la viga suponiendo una sección de

$$20 \times 21 \text{ cm.}$$

$$.20 \times .21 \times 2400 = 100.80 \text{ kg/m.}$$

$$W_{\text{t}} = 770.67 + 100.80 = 871.47 \text{ kg.}$$

$$M_1 = - \frac{\omega l^2}{8} = \frac{871.47 \times 6.25}{8} = 68,084 \text{ kg cm.}$$

$$M_2 = \frac{\omega l^2}{10} = \frac{871.47 \times 6.25}{10} = 54,467 \text{ kg cm.}$$

$$M_3 = - \frac{\omega l^2}{24} = \frac{871.47 \times 6.25}{24} = 22,694 \text{ kg cm.}$$

Suponiendo $b = 20 \text{ cm.}$

$$d = \sqrt{\frac{M}{k_b}} = \sqrt{\frac{68,084}{8.383 \times 20}} = \sqrt{327}$$

$$d = 18 \text{ cm.}$$

3 recubrimiento.

$$h = 21$$

$$A_{s1} = \frac{M}{f_s \gamma d} = \frac{68084}{1800 \times 0.872 \times 21} = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{54467}{0.872 \times 1200 \times 21} = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = \frac{22694}{0.872 \times 1200 \times 21} = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 5 \text{ var. de } 3/8'' \phi$$

$$A_{s2} = 4 \text{ var. de } 3/8'' \phi$$

$$A_{s3} = 2 \text{ var. de } 3/8'' \phi$$

Revisión al esfuerzo cortante.

$$v = 0.02 f'_c = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \frac{871.47 \times 2.50}{2} = 1089 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{V}{b \gamma d} = \frac{1089}{20 \times 0.872 \times 21} = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

No necesitamos estribos.

COLUMNA. - La calculo como pieza corta.

Carga que soporta . = P

$$P = 646.19 \times 2 + 871.92 \times 2 = 3036.32 \text{ kg.}$$

$$H = 1.70 \text{ m.}$$

Poniendo una columna de 20 x 20 cm.

$$f_c = \frac{P}{ab + (n-1) A_s} = \frac{3036.32}{400 + 14 \times 2.84} = 7 \text{ kg/cm}^2$$

está bien ya que el f_c necesario es el 0.23% f'_c

Cálculo de la Zapata:

$$f'_c = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ compresión} = 0.25 f'_c = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ flexión} = 0.040 f'_c = 51 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ penetración} = 0.12 f'_c = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 0.02 f'_c = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 0.0375 f'_c = 4.7 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del terreno 1 kg/cm^2

Esfuerzo que transmite la columna 3036.32 kg.

Peso de la columna .20 x .20 x 1.70 =

0.068 m^3 ; 0.068 x 2400 = 163.20 kg.

Suponiendo la zapata de 1 x 1 x 0.30 su

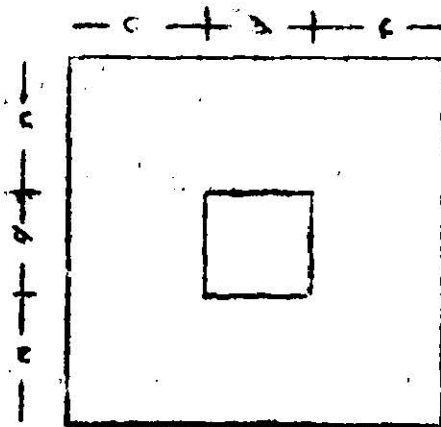
peso propio es 0.3 x 2400 = 720.00 kg.

peso total....3919.52 kg.

$$A = \frac{3920.00}{1} = 3920 \text{ cm.}^2$$

$$l = \sqrt{3920} = 62 \text{ cm.}$$

Longitud del volado c = 21 cm.



Peralte por Momento Flexionante.

La sección crítica por momento flexionante es la cortada por un plano vertical que pasa por la cara de la columna y se considera un 85% del originado por las cargas que están a un lado de ellos.

Tomando un metro de losa.

$$M = 0.85 \times 1.00 \times 1.00 \times \frac{21^2}{2} = 18,785 \text{ kg cm.}$$

$$K = 0.385; j = 0.872; K = 8.383$$

$$dm = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{18,785}{8.383 \times 100}} = 4.75 \text{ cm.}$$

Peralte por esfuerzo cortante.

$$d = \frac{1.75 \frac{v}{\omega} + 2}{7 \frac{v}{\omega} + 4} a + \sqrt{\left(\frac{1.75 \frac{v}{\omega} + 2}{7 \frac{v}{\omega} + 4} a \right)^2 + \frac{A - a^2}{7 \frac{v}{\omega} + 4}}$$

$$\frac{v}{\omega} = 2.5$$

$$\frac{1.75 \times 2.5 + 2}{7 \times 2.5 + 4} \times 20 = \frac{6.375}{17.5} \times 20 = 7.3$$

$$d = 7.3 + \sqrt{7.3^2 + \frac{3920 - 400}{17.5 + 4}} = 7.4$$

Peralte por esfuerzo máximo.

Suponiendo que el refuerzo de 3/8" ϕ colocado a una distancia de 10 cm. c.a.c., nos da un área de 7.1 cm² por metro de ancho de zapata.

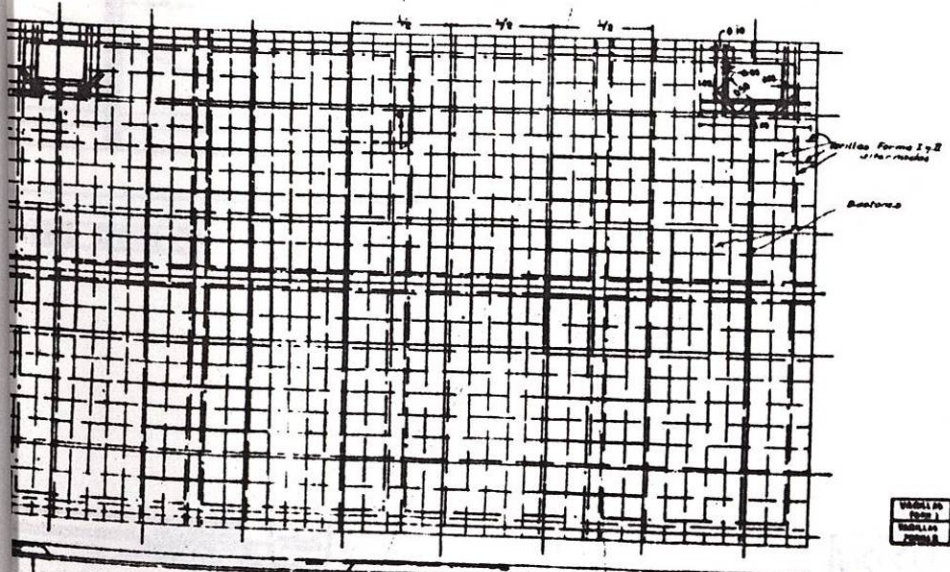
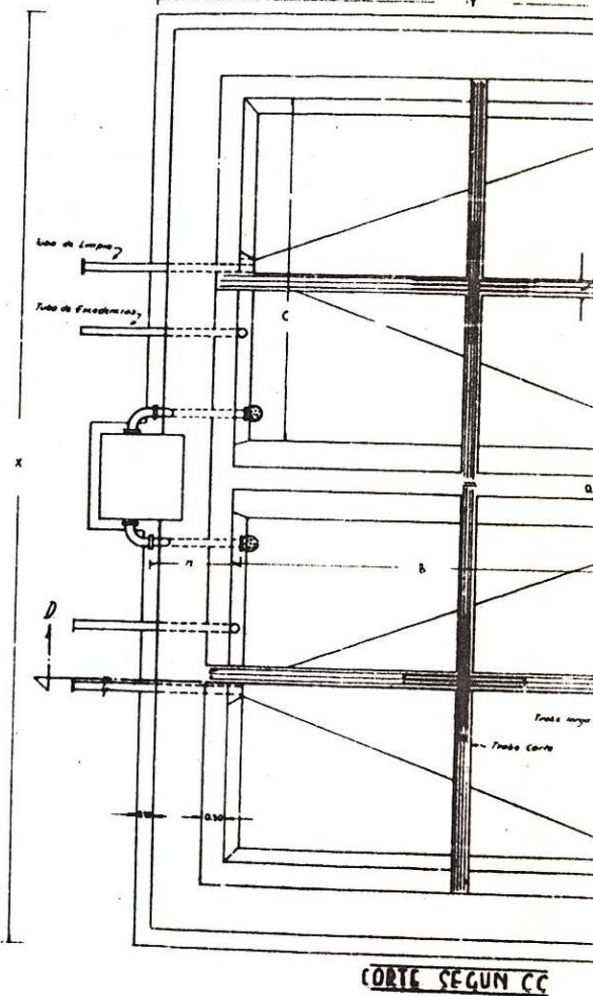
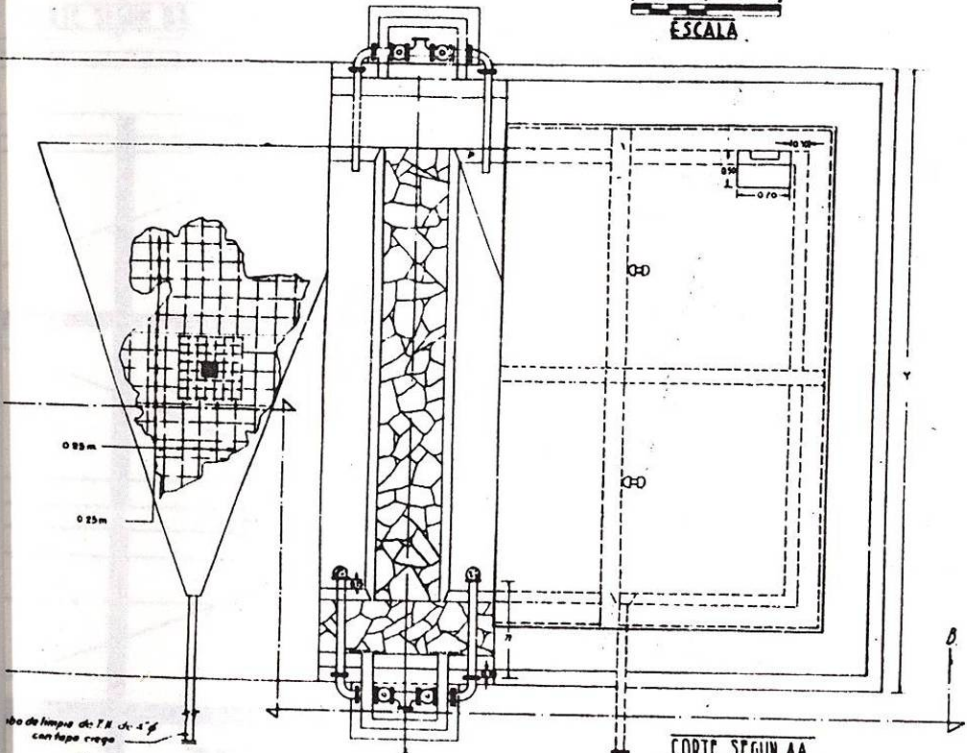
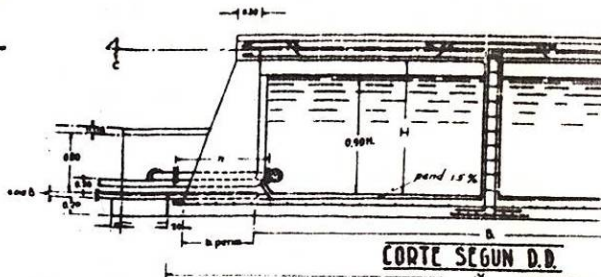
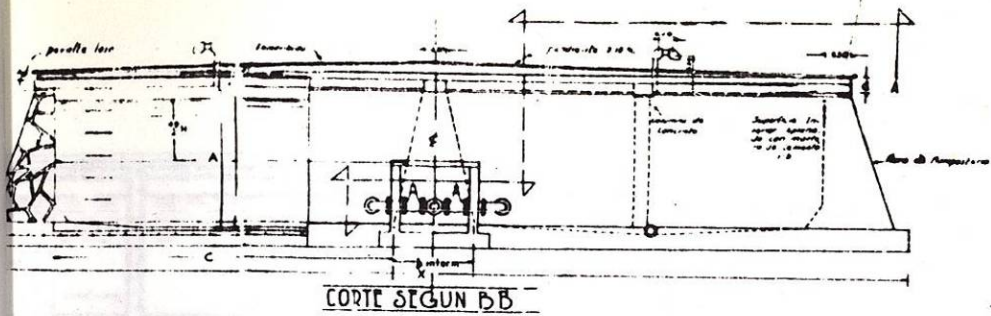
La fatiga máxima a la cual puede trabajar las varillas de 3/8" para que no patine el cantiliver, es:

$$F_s = \frac{21u}{D} = \frac{2 \times 21 \times 4.7}{0.95} = 208 \text{ kg/cm}^2$$

Para esta fatiga $f_o = 50 \text{ kg/cm}^2$; $n = 15$

$$K = \frac{1}{1 + f_s/n f_o} = \frac{1}{1 + 208/15 \times 50} = 0.774$$

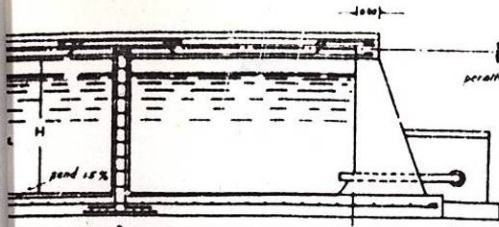
$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.774}{3} = 0.742$$



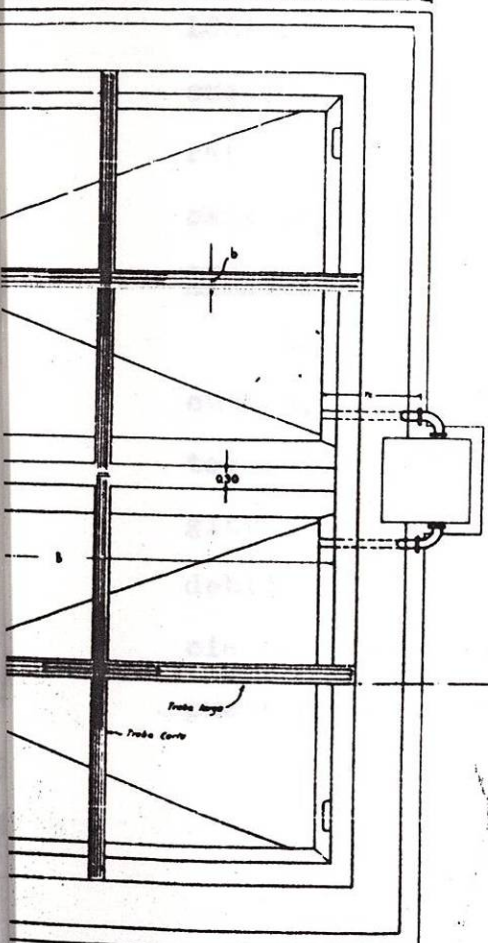
DETALLE DEL ARMADO DE LA LOSA DE CUBIERTA



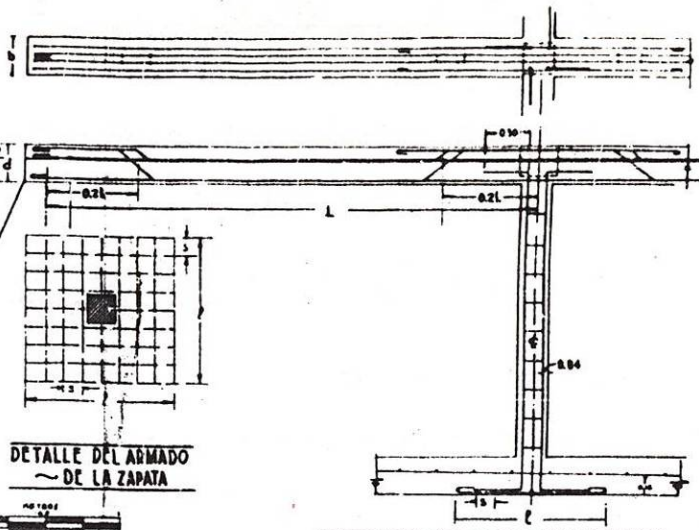
<p>VARILLA DE ACERO EN LA LOSA DE CUBIERTA</p>	<p>PARA VIGAS Y LOSA DE CUBIERTA Y PISO</p>	<p>VARILLA DE ACERO EN LA LOSA DE CUBIERTA</p>	<p>PARA LA COLUMNA Y COLUMNARIOS</p>
--	---	--	--------------------------------------



CORTE SEGUN D.D.



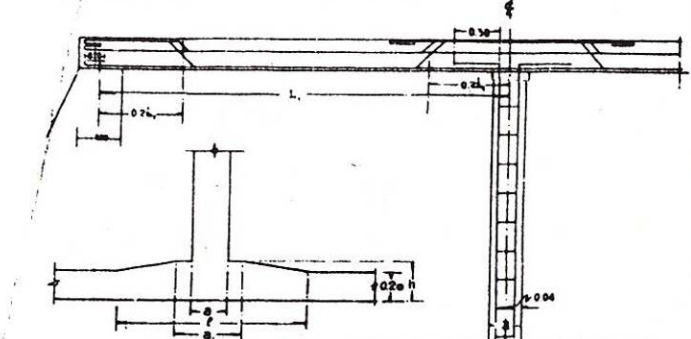
CORTE SEGUN CC



DETALLE DEL ARMADO DE LA ZAPATA

ESCALA

DETALLE DE TRABE, COLUMNA Y ZAPATA CLARO LARGO



DETALLE DE ZAPATA CUANDO h EXCEDE DE 0.20m

DETALLE DE TRABE, COLUMNA Y ZAPATA CLARO CORTO.

PARA LA COMPANIA
 DE INGENIEROS
 SALINAS VICTORIA, N.L.
 CONSULTORES EN INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
 SALINAS VICTORIA, N.L.
 - TANQUE DE REGULARIZACION
 TESIS PROFESIONAL
 JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL

$$d = \frac{M}{A_s f_s j} = \frac{18,785}{7.1 \times 208 \times 0.742} = 17.00 \text{ cm.}$$

Tomo éste último como valor del peralte ya que es el mayor.

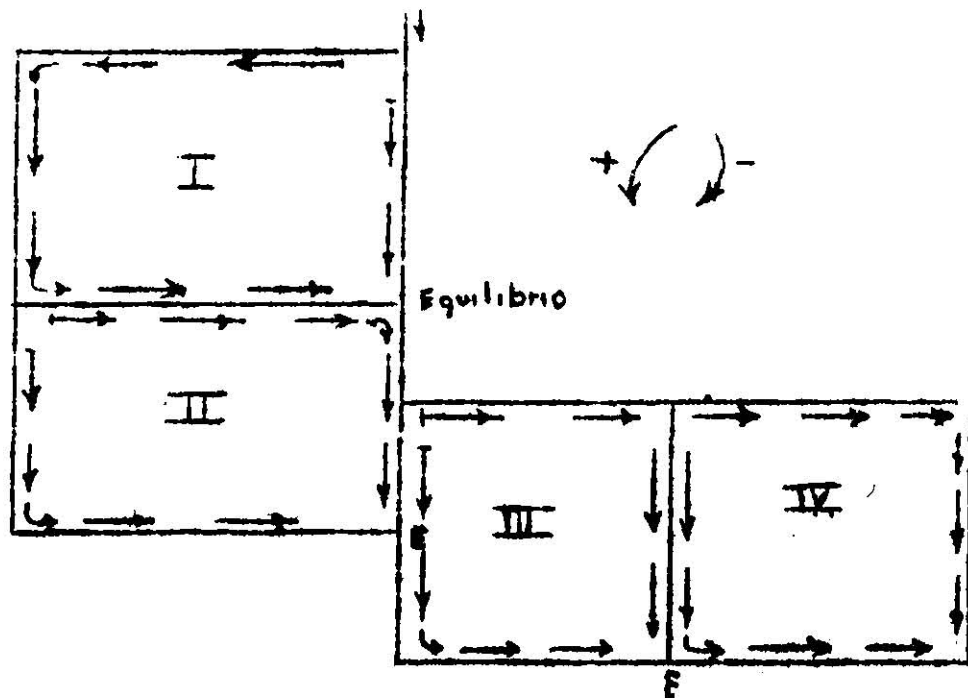
Peralte total = 17.00 + 2.0 = 19 cm.

$$A_s = \frac{18,785}{208 \times 0.742 \times 17} = 7.1 \text{ cm}^2 \text{ lo v. de } 3/8" \text{ a } 10 \text{ cm}$$

LOSA DE PISO.- La losa de piso la ponemos de un peralte de 20 cms., y pondremos por especificaciones un refuerzo por temperatura de $0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cms}^2$; pondré varilla de $3/8"$ cada 20 cms., c.a.c. en los dos sentidos.

RED DE DISTRIBUCION:

La poblacion de Salinas Victoria la he dividido en 4 circuitos, 2 al este y 2 al oeste de la población, estos circuitos están convenientemente distribuidos y no tienen una longitud mayor de 1500 mts., cada una para así obtener diámetros debidamente compensados. Coloqué 14 hidrantes a una distancia no mayor de 200 mts., para facilidad de la gente que no puede tener tomas domiciliarias.



Los circuitos y la tubería de relleno tienen una longitud de 10,053 mts.

El método usado fué el de Cross que a grandes rasgos consiste en lo siguiente:

a).- Suponer escurrimientos convenientes de acuerdo con la topografía del terreno o con cierto funcionamiento de la red.

b).- Formar los circuitos principales de la red, de acuerdo con las conveniencias de su funcionamiento.

c).- Calcular los gastos acumulativos para cada gasto.

d).- Adeptar una formula para calculo de los diámetros respectivos.

e).- Calcular las pérdidas de carga en cada circuito.

f).- Corregir los escurrimientos en los circuitos, para llenar sus condiciones de equilibrio.

g).- Se calculan los escurrimientos realizados y se repite el procedimiento hasta llegar a un punto de equilibrio teniéndolo como tolerancia 0.20 mts., de carga.

El propósito que se sigue, es satisfacer las siguientes condiciones:

1.- El gasto que llega a una unión del sistema es el mismo que sale de ella (continuidad de escurrimiento).

2.- La variación (suma algebraica) total de las pérdidas de carga a lo largo de cualquier circuito cerrado es cero (continuidad de pérdidas de carga).

Tenemos que el gasto máximo horario en tomas es: 10.50
Lts/seg y el gasto maximo es en hidrantes 3.12

" " Gasto Total Máximo Horario 13.62

" " "

$$q_t = \frac{Q_T \text{ Max. horario}}{\text{mts. de tubo}} = \frac{10.50}{10,053} = 0.001044 \text{ Lts/seg/mt.}$$

$$q_h = \frac{Q_h \text{ Max. horario}}{\text{No. de Hidran.}} = \frac{3.12}{14} = 0.223 \text{ Lts/seg/hidr.}$$

q que es el gasto por calle, lo obtengo multiplicando q_t por cada longitud de calle (cruceiro a cruceiro), acumulo - éstos gastos, empezando por el último, dividiendo la red en varias llegadas por decirlo así, para tener gastos parecidos en la cabeza de la red; y así obtener diámetros casi uniformes. A la cabeza de la red, llegué con 13.69 lts/seg., en vez de 13.62 lts/seg. como el error es pequeño, lo acepto como -- bueno.

Ya con la q y las longitudes de las calles me fijo diámetro de tubería y por medio de la formula de Williams Hazen encuentro las pérdidas de carga, fijando los diámetros con el valor más favorable, no perdiendo de vista la uniformidad de diámetros hasta donde sea posible para cada circuito; así obtengo para el primer circuito.



$$\text{Pérdidas carga } \{ 0.15 \downarrow 0.11 \downarrow 0.14 \downarrow 0.12 \downarrow 0.12 \downarrow 0.15 \downarrow 0.04 \downarrow 0.04 = 0.83$$

$$\text{Perdidas carga } \} 0.28 \downarrow 0.25 = 0.53$$

Estas pérdidas se buscan que sean iguales si es posible teniéndolo una tolerancia de 0.50 m (no emplee tubería de 2" - que es la mínima recomendada para relleno ó red en vista de no encontrarse en el comercio), en ésta forma lleno mi tabla de cálculos de la red, tomando signo más en el sentido retrogrado y menos en el directo, estos signos son los que afectan a los gastos y a las pérdidas por carga; cuando nuestras diferencias por carga sean mayores de 0.20 m corregimos nuestros gastos por medio de la corrección:

$$\Delta = \frac{-\sum h}{1.85 \times \frac{h}{l}}$$

que se obtiene de:

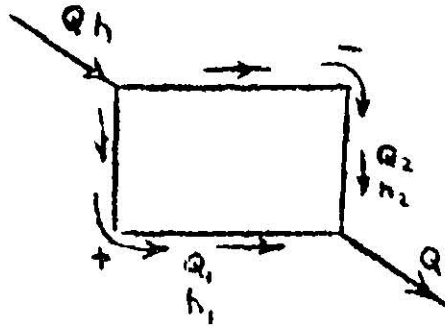
Generalizando la forma de Williams Hazen y las formulas exponenciales:

$$Q = a v = 0.279 c \frac{d^{2.63} h^{0.54}}{l^{0.54}}$$

En donde d es el diámetro en metros, l la longitud en metros, h la pérdida de carga en metros y c el coeficiente - que depende de la rugocidad del conducto, este valor en tubería de fierro vale 100 y en tubería de A.C. 120.

Despejando a h y haciéndolo $Q = \frac{q}{1,000}$ para poder intro-

ducir el gasto en litro.



$$h^{0.54} = \frac{q_1^{0.54}}{279 \text{ cd } 2.63}$$

$$h = \frac{q^{1.85}}{.279 \text{ d } 1.85 \text{ d } 4.87}$$

$$\frac{1}{.279 \text{ d } 1.85 \text{ d } 4.87} = K$$

$$h = K q$$

Si en la red de la figura se tiene un gasto Q con una carga h tenemos que $h_1 = h_2$

$$Q = (Q_1 + \Delta_1) + (Q_2 - \Delta_2)$$

Ahora si tenemos que las h no son iguales.

$$h_1 - h_2 = k (Q_1 + \Delta_1)^n - (Q_2 - \Delta_2)^n \neq 0$$

Desarrollando los binomios

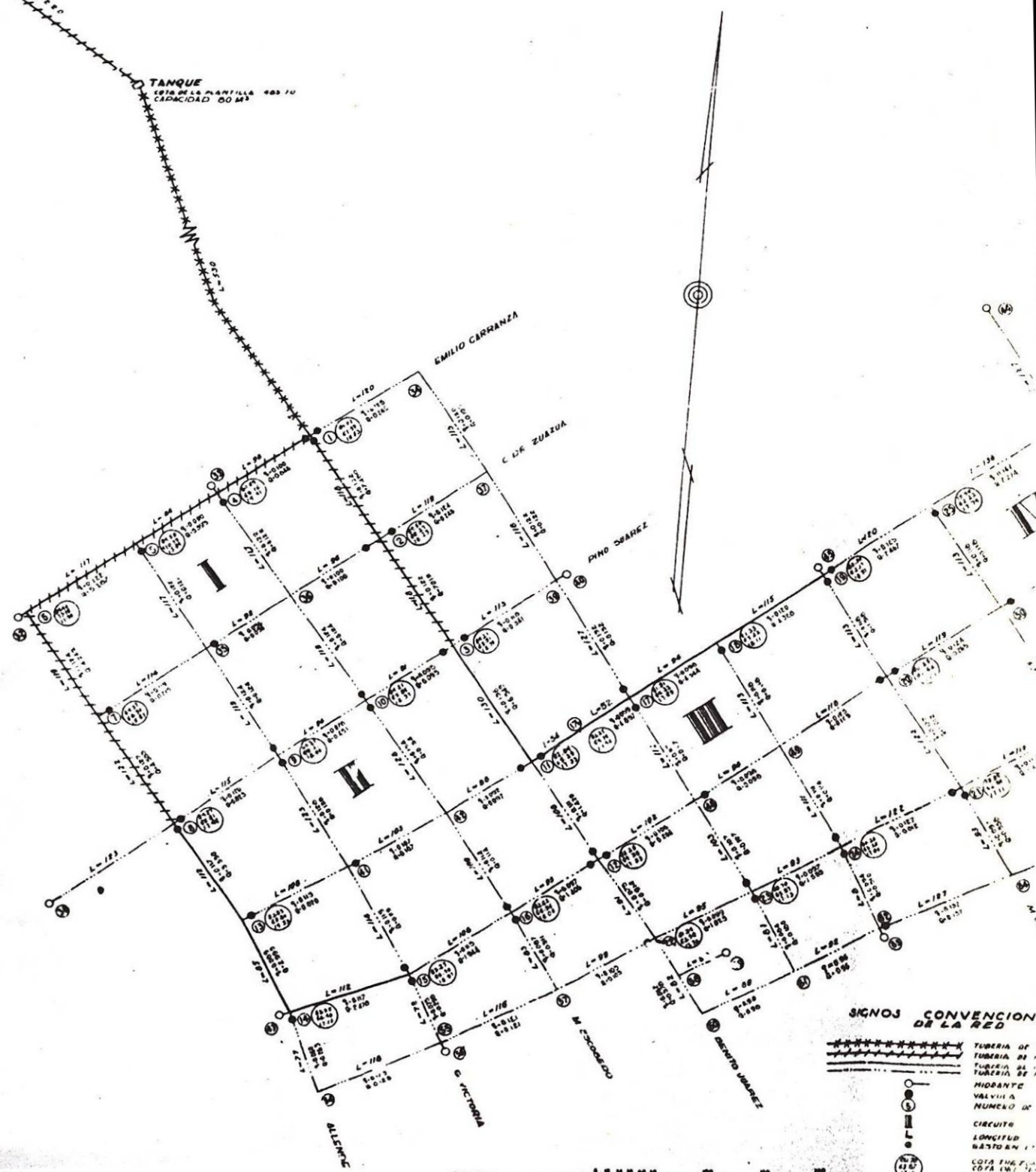
$$k (Q_1^n + n Q_1^{n-1} \Delta_1 + n Q_1 \Delta_1^{n-1} + \Delta_1^n) + k (Q_2^n - n Q_2^{n-1} \Delta_2 + n Q_2 \Delta_2^{n-1} - \Delta_2^n)$$

Desperdiciando el tercero y cuarto término

$$k Q_1^n + n \Delta_1 k Q_1^{n-1} + k Q_2^n - n \Delta_2 k Q_2^{n-1}$$

DOZO
COTA DEL BROCAL 474.40

TANQUE
COTA DE LA PLANTILLA 483.70
CAPACIDAD 80 M³



SIGNOS CONVENCIONALES DE LA RED

- TUBERIA DE 150 mm
- TUBERIA DE 100 mm
- TUBERIA DE 75 mm
- TUBERIA DE 50 mm
- MODIFICACION
- VALVULA
- NUMERO DE CIRCULO
- CIRCULO
- LONGITUD
- DIAMETRO
- COTA EN M. DEL BROCAL
- COTA EN M. DEL TANQUE
- COTA EN M. DEL BROCAL
- COTA EN M. DEL TANQUE

RFD DE DISTRIBUCION DE SALINAS VICTORIA H. L.
METODO DE CROSS.

circuito comun.	fra- no.	Longitud metros	β	Uanto l/seg.	H ₀ met.	H ₀ /Q ₀	Δ	Q ₁	H ₁	H ₁ /Q ₁	Δ_1	Q ₂	H ₂	com-en.
	1 - 2	118	6°	-7.48	-0.28	0.0374	-0.462	-7.943	-0.31	0.039	+0.286	+7.656	-0.30	-0.32
	2 - 3	118	6°	-7.012	-0.25	0.0356	-0.462	-7.474	-0.26	0.035	+0.286	-7.188	-0.27	-0.29
					<u>-0.83</u>				<u>-0.570</u>				<u>-0.57</u>	<u>-0.61</u>
	1 - 4	98	6°	+5.846	+0.15	0.0256	-0.462	+5.384	+0.123	0.023	+0.286	+5.670	+0.14	+0.13
	4 - 5	86	6°	+5.399	+0.11	0.0204	-0.462	+4.937	+0.093	0.019	+0.286	+5.223	+0.11	+0.10
	5 - 6	117	6°	+5.187	+0.14	0.0270	-0.462	+4.725	+0.120	0.025	+0.286	+5.011	+0.14	+0.13
	6 - 7	119	6°	+4.842	+0.12	0.0248	-0.462	+4.380	+0.102	0.023	+0.286	+4.094	+0.09	+0.09
	7 - 8	122	6°	+4.503	+0.12	0.0266	-0.462	+4.041	+0.096	0.024	+0.286	+4.327	+0.10	+0.10
II	8 - 9	115	3°	+0.823	+0.15	0.1823	-0.462-0.163	+0.198	+0.01	0.050	+0.286+0.067	+0.551	+0.06	+0.06
II	9 - 10	94	3°	+0.451	+0.04	0.0887	-0.462-0.163	+0.174	-0.000	0.0000	+0.286+0.067	+0.174	+0.0000	+0.000
II	10 - 3	91	3°	+0.095	+0.00	0.0000	-0.462-0.163	-0.990	-0.832	0.089	+0.286+0.067	+0.177	+0.0000	+0.000
					<u>+0.83</u>	<u>0.4684</u>				<u>0.327</u>			<u>0.64</u>	<u>+0.61</u>

$$\Delta = \frac{-(0.83 - 0.33)}{1.85 \times 0.4684} = -0.462$$

$$\Delta_1 = \frac{-(-0.617 + 0.54)}{1.85 \times 0.327} = \frac{+0.173}{0.605} = +0.286$$

$$\Delta_2 = \frac{-(-0.57 + 0.64)}{1.85 \times 0.61} = -0.00$$

I	8 - 9	115	3°	-0.823	-0.15	0.1823	+0.163+0.462	-0.198	-0.01	0.050	-0.067-0.286	-0.551	-0.06	-0.06
I	9 - 10	94	3°	-0.451	-0.04	0.0887	+0.163+0.462	+0.174	+0.00	0.0000	-0.067-0.286	-0.174	-0.000	-0.000
I	10 - 3	91	3°	-0.095	-0.00	0.0000	+0.163+0.462	+0.530	+0.047	0.089	+0.067-0.286	+0.177	+0.0000	+0.000
III	3 - 11	130	4°	-6.549	-1.78	0.2718	+0.163	-6.386	-1.62	0.254	-0.067	-6.413	-1.60	-1.57
III	11 - 12	108	3°	-1.42	-0.35	0.2465	+0.163-0.130	-1.387	-0.315	0.227	-0.067-0.10	-1.534	-0.38	-0.36
					<u>-2.32</u>								<u>-2.04</u>	<u>-1.99</u>
	8 - 13	112	4°	+3.83	+0.43	0.1291	+0.163	+3.493	+0.445	0.127	-0.067	+3.426	+0.44	+0.44
	13 - 14	85	4°	+2.993	+0.27	0.0902	+0.163	+3.156	+0.30	0.095	-0.067	+3.089	+0.27	+0.28
	14 - 15	112	4°	+2.478	+0.24	0.0968	+0.163	+2.641	+0.280	0.108	-0.067	+2.574	+0.26	+0.28
	15 - 16	108	4°	+1.944	+0.59	0.3035	+0.163	+2.107	+0.70	0.332	-0.067	+2.040	+0.65	+0.65
	16 - 12	95	3°	+1.406	+0.30	0.2134	+0.163	+1.569	+0.360	0.228	-0.067	+1.502	+0.33	+0.34
					<u>+1.83</u>	<u>1.6223</u>				<u>1.509</u>			<u>+1.95</u>	<u>+1.99</u>

$$\Delta = \frac{-(-2.32 + 1.83)}{1.85 \times 1.6223} = \frac{+0.49}{3.00} = +0.163$$

$$\Delta_1 = \frac{-(-2.132 - 1.945)}{1.85 \times 1.509} = \frac{-0.187}{2.791} = -0.067$$

$$\Delta_2 = \frac{-(-2.04 + 1.55)}{1.85 \times 1.99} = -0.13$$

III	11 - 17B	54	4°	-4.901	-0.41	0.0836	+0.13	-4.771	-0.38	0.080	+0.10	-4.671	-0.36	-0.37
IV	17B - 17	52	4°	-4.847	-0.38	0.0784	+0.13	-4.717	-0.36	0.076	+0.10	-4.617	-0.35	-0.36
IV	17 - 18	94	4°	-4.544	-0.64	0.1408	+0.13	-4.414	-0.6	0.136	+0.10	-4.314	-0.58	-0.58
IV	18 - 19	115	4°	-4.328	-0.69	0.1599	+0.13	-4.198	-0.65	0.155	+0.10	-4.098	-0.65	-0.65
IV	19 - 20	113	3°	-1.518	-0.40	0.2635	+0.13-0.365	-1.753	-0.52	0.297	+0.10-0.12	-1.665	-0.45	-0.45
IV	20 - 21	122	3°	-1.012	-0.21	0.2075	+0.13-0.365	-1.267	-0.31	0.248	+0.10-0.12	-1.159	-0.26	-0.28
					<u>-2.79</u>								<u>-2.65</u>	<u>-2.69</u>
II	11 - 12	108	3°	+1.42	+0.35	0.2465	+0.13-0.163	+1.387	+0.315	0.227	+0.10+0.067	+1.534	+0.38	+0.38
II	12 - 22	91	3°	+2.414	+0.79	0.3273	+0.13	+2.544	+0.85	0.334	+0.10	+2.644	+0.65	+0.62
II	22 - 23	95	3°	+1.921	+0.57	0.2759	+0.13	+2.061	+0.58	0.283	+0.10	+2.151	+0.66	+0.64
II	23 - 24	93	3°	+1.535	+0.34	0.2215	+0.13	+1.665	+0.49	0.234	+0.10	+1.765	+0.44	+0.44
II	24 - 21	122	3°	+1.012	+0.21	0.2075	+0.13	+1.142	+0.28	0.228	+0.10	+1.242	+0.31	+0.31
					<u>+2.22</u>	<u>2.2119</u>				<u>2.258</u>			<u>+2.78</u>	<u>+2.69</u>

$$\Delta = \frac{-(-2.73 + 2.22)}{1.85 \times 2.119} = \frac{+0.51}{3.9201} = +0.13$$

$$\Delta_1 = \frac{-(-2.820 + 2.395)}{1.85 \times 2.258} = \frac{+0.425}{4.251} = +0.10$$

$$\Delta_2 = \frac{-(-2.74 - 2.65)}{1.85 \times 2.69} = -0.13$$

IV	19 - 25	120	3°	-2.467	-1.08	0.4878	+0.365	-2.108	-0.75	0.357	+0.012	-2.090	-0.77	-0.72
IV	25 - 26	136	4°	-2.224	-1.02	0.4886	+0.365	-1.859	-0.70	0.376	+0.012	-1.847	-0.69	-0.67
IV	26 - 27	113	4°	-1.740	-0.52	0.2988	+0.365	-1.375	-0.33	0.240	+0.012	-1.363	-0.32	-0.31
IV	27 - 28	117	4°	-0.986	-0.20	0.2028	+0.365	-0.621	-0.085	0.137	+0.012	-0.609	-0.08	-0.08
IV	28 - 29	186	3°	-0.473	-0.06	0.1268	+0.365	-0.108	-0.000	0.0000	+0.012	-0.096	-0.0000	-0.000
					<u>-2.88</u>								<u>-1.88</u>	<u>-1.78</u>
III	19 - 20	113	3°	+1.518	+0.40	0.2635	+0.365-0.13	+1.753	+0.52	0.297	+0.012-0.10	+1.665	+0.46	+0.46
III	20 - 21	122	3°	+1.012	+0.21	0.2075	+0.365-0.13	+1.267	+0.31	0.248	+0.012-0.10	+1.159	+0.26	+0.28
III	21 - 30	118	3°	+1.412	+0.38	0.2691	+0.365	+1.777	+0.58	0.326	+0.012	+1.789	+0.57	+0.57
III	30 - 31	120	3°	+0.723	+0.12	0.1660	+0.365	+1.088	+0.245	0.225	+0.012	+1.100	+0.27	+0.29
III	31 - 29	187	3°	+0.443	+0.05	0.1129	+0.365	+0.808	+0.155	0.192	+0.012	+0.820	+0.14	+0.18
					<u>+1.16</u>	<u>2.5438</u>				<u>2.398</u>			<u>+1.70</u>	<u>+1.78</u>

$$\Delta = \frac{-(-2.88 + 1.16)}{1.85 \times 2.5438} = \frac{-1.72}{4.71} = -0.365$$

$$\Delta_1 = \frac{-(-4.865 + 4.810)}{1.85 \times 2.398} = \frac{-0.055}{4.436} = -0.012$$

$$\Delta_2 = \frac{-(-1.86 + 1.70)}{1.85 \times 1.78} = -0.48$$

México, D.F., a Julio de 1946
J.L. Pinzon.

/jbe.

ESCUELA NACIO
UNIVERSIDA
SALINAS
CALCULO
TESIS F
JOSE LUIS PINZON M

IBUSION DE SALINAS VICTORIA N. L.
METODO DE CROSS.

	Q ₁	H ₁	H ₁ /Q ₁	Δ ₁	Q ₂	H ₂	H ₂ comen.	Cota Piezon.	Cota Terren.	Carga Diagon.
	-7.942	-0.31	0.039	+0.286	+7.656	-0.30	-0.32	84.82(1)	67.99	16.83
	-7.474	-0.26	0.035	+0.286	-7.188	-0.27	-0.29	84.50	66.27	18.23
		-0.570				0.57	-0.61	84.21	65.51	18.70
	+5.384	+0.123	0.023	+0.286	+5.670	+0.14	+0.13	84.69	69.18	15.51
	+4.937	+0.093	0.019	+0.286	+5.223	+0.11	+0.10	84.59	70.75	13.84
	+4.725	+0.120	0.025	+0.286	+5.011	+0.14	+0.13	84.46	73.16	11.70
	+4.380	+0.102	0.023	+0.286	+4.094	+0.09	+0.09	84.37	68.50	15.87
	+4.041	+0.096	0.024	+0.286	+4.327	+0.10	+0.10	84.27	66.81	17.46
163	+0.198	+0.01	0.050	+0.286+0.067	+0.551	+0.06	+0.06	84.21	66.21	18.00
163	-0.174	-0.000	0.0000	+0.286+0.067	+0.179	+0.000	+0.000	84.21	65.84	18.37
163	-0.939	-0.327	0.039	+0.286+0.067	+0.177	+0.000	+0.000	84.21	65.51	18.70

$\Delta_1 = \frac{-(-6.17 + 0.544)}{1.85 \times 0.327} = +0.173 = +0.286$ $\Delta_2 = \frac{-(-5.7 + 6.4)}{1.85 \times 1} = -0.07$

462	-0.198	-0.01	0.050	-0.067-0.286	-0.551	-0.06	-0.06	84.21	66.21	18.00
462	+0.174	+0.00	0.0000	-0.067-0.286	-0.179	-0.000	-0.000	84.21	65.84	18.37
462	+0.530	+0.047	0.089	+0.067-0.286	+0.177	+0.000	+0.000	84.21	65.51	18.70
	-6.386	-1.62	0.254	-0.067	-6.453	-1.60	-1.57	82.64	65.29	17.35
130	-1.387	-0.315	0.227	-0.067-0.10	-1.554	-0.38	-0.36	82.28	64.95	17.33
						-2.04	-1.99			
	+3.493	+0.445	0.127	-0.067	+3.426	+0.44	+0.44	83.83	69.50	14.33
	+3.156	+0.30	0.095	-0.067	+3.089	+0.27	+0.28	83.55	66.05	17.10
	+2.641	+0.280	0.106	-0.067	+2.574	+0.26	+0.28	83.27	66.70	16.57
	+2.107	+0.70	0.332	-0.067	+2.040	+0.65	+0.65	82.62	66.56	16.06
	+1.569	+0.360	0.229	-0.067	+1.502	+0.35	+0.34	82.28	64.95	17.33
			1.509			11.95	11.93			

$\Delta_1 = \frac{-(-2.132 - 1.945)}{1.85 \times 1.509} = -0.187 = -0.067$ $\Delta_2 = \frac{-(-2.04 + 1.95)}{1.85 \times 1} = +0.09$

	-4.771	-0.38	0.080	+0.10	-4.671	-0.36	-0.37	82.27	64.75	17.52
	-4.717	-0.36	0.076	+0.10	-4.617	-0.35	-0.35	81.91	64.22	17.69
	-4.414	-0.6	0.136	+0.10	-4.314	-0.58	-0.58	81.33	63.22	18.11
	-4.198	-0.65	0.155	+0.10	-4.098	-0.65	-0.65	80.68	62.17	18.51
365	-1.753	-0.52	0.297	+0.10-0.12	-1.665	-0.45	-0.45	80.23	62.62	17.61
365	-1.247	-0.31	0.248	+0.10-0.12	-1.159	-0.26	-0.28	79.95	62.84	17.11
						-2.65	-2.69			
163	+1.387	+0.315	0.227	+0.10+0.067	+1.554	+0.38	+0.38	82.28	64.95	17.33
	+2.544	+0.85	0.334	+0.10	+2.644	+0.95	+0.92	81.34	63.56	17.78
	+2.051	+0.58	0.283	+0.10	+2.151	+0.66	+0.64	80.70	63.57	17.13
	+1.665	+0.39	0.234	+0.10	+1.765	+0.44	+0.44	80.26	63.26	17.00
	+1.142	+0.26	0.228	+0.10	+1.242	+0.31	+0.31	79.95	62.84	17.11
			2.298			12.78	12.69			

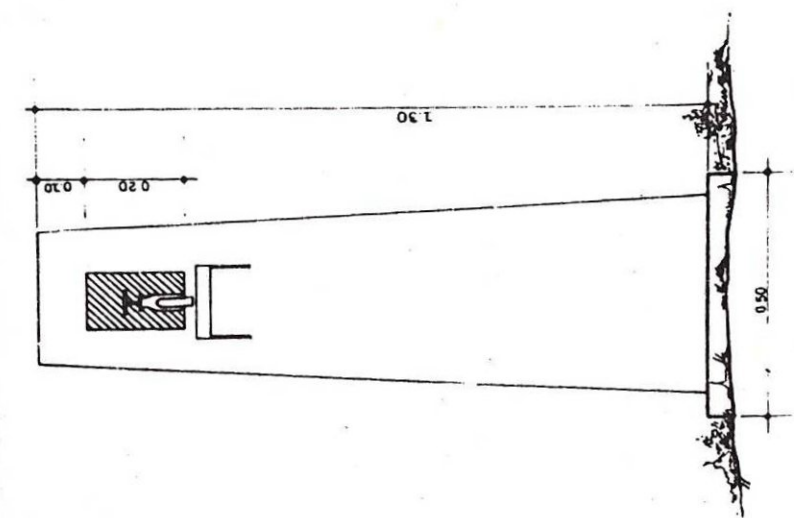
$\Delta_1 = \frac{-(-2.820 + 2.395)}{1.85 \times 2.298} = +0.425 = +0.10$ $\Delta_2 = \frac{-(-2.74 - 2.65)}{1.85 \times 1} = -0.09$

	-2.102	-0.75	0.357	+0.012	-2.090	-0.77	-0.72	79.95	62.22	17.74
	-1.859	-0.70	0.376	+0.012	-1.847	-0.69	-0.67	79.24	61.65	17.64
	-1.375	-0.33	0.240	+0.012	-1.363	-0.32	-0.31	78.98	60.18	18.80
	-0.821	-0.085	0.137	+0.012	-0.809	-0.08	-0.08	78.90	61.19	17.71
	-0.108	-0.000	0.0000	+0.012	-0.096	-0.000	-0.000	78.90	59.97	18.93
						-1.86	-1.78			
0.13	+1.753	+0.52	0.297	+0.012-0.10	+1.665	+0.46	+0.46	80.22	62.62	17.60
0.13	+1.247	+0.31	0.248	+0.012-0.10	+1.156	+0.26	+0.28	79.94	62.84	17.10
	+1.777	+0.58	0.326	+0.012	+1.789	+0.57	+0.57	79.37	62.37	17.00
	+1.068	+0.245	0.295	+0.012	+1.100	+0.27	+0.29	79.08	61.62	17.46
	+0.808	+0.155	0.198	+0.012	+0.820	+0.14	+0.14	78.90	59.97	18.93
			2.398			1.70	1.78			

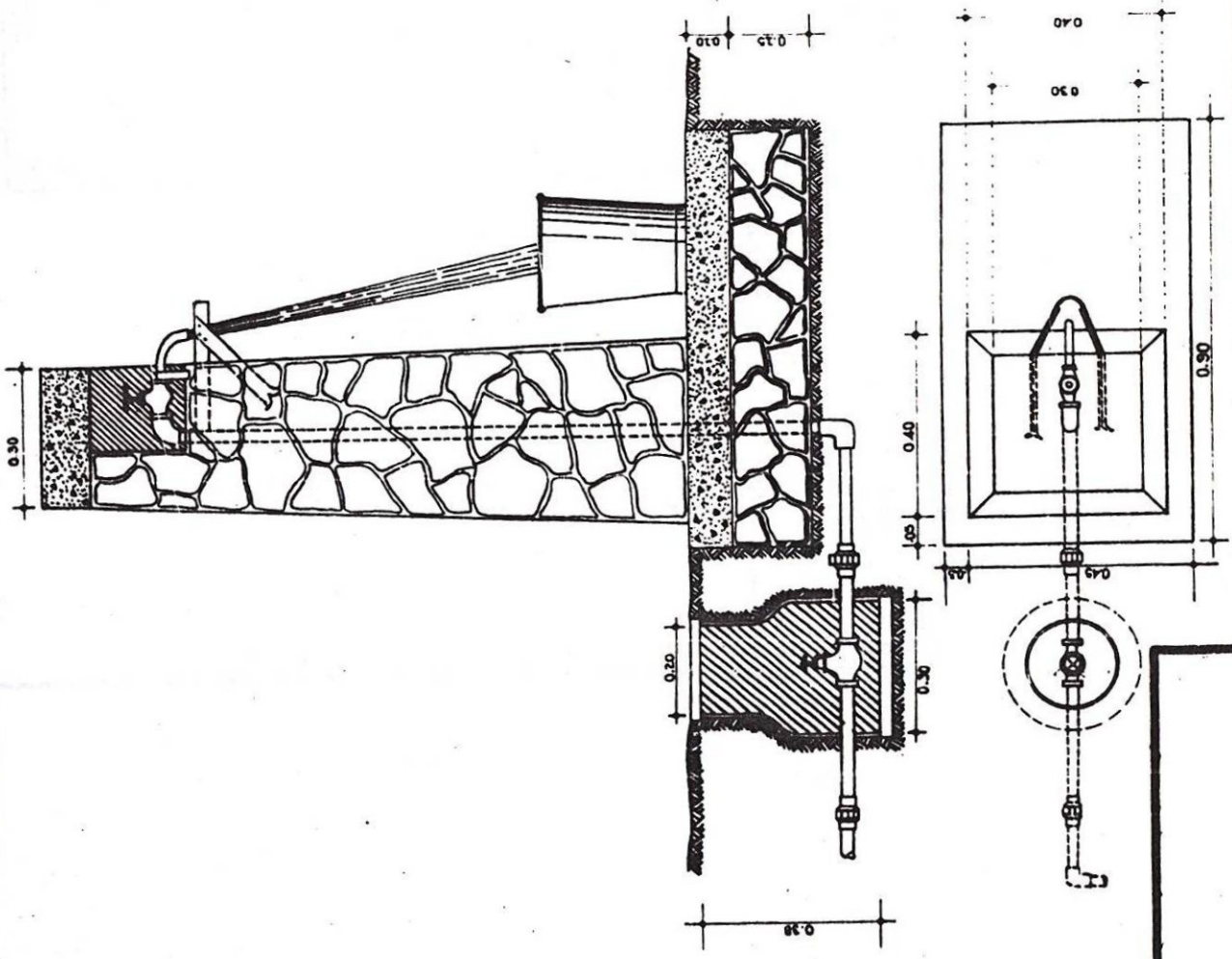
$\Delta_1 = \frac{-(-4.865 + 3.810)}{1.85 \times 2.398} = +0.055 = +0.012$ $\Delta_2 = \frac{-(-1.86 + 1.70)}{1.85 \times 1} = +0.16$

México, D.F., a Julio de 1946
J.L. Pinzón.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
UNIVERSIDAD NAL. DE MEXICO
SALINAS VICTORIA, N.L.
CALCULOS DE LA RED.
TESIS PROFESIONAL
JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL



ESCALA 1:10



ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
UNIVERSIDAD NAL DE MEXICO

SALINAS VICTORIA, N.L.
HIDRANTE TIPO

TESIS PROFESIONAL

JOSE LUIS PINZON MENDIZABAL

Suponiendo que las cargas corregidas valen 0 y sustituyendo valores

$$h_1 \pm n \Delta_1 \frac{k Q_1^n}{Q_1} \pm h_2 - n \Delta_2 \frac{k Q_2^n}{Q_2} = 0$$

$$h_1 \pm h_2 \pm n \Delta_1 \frac{h_1}{Q_1} - n \Delta_2 \frac{h_2}{Q_2} = 0$$

$$\xi h \pm n \Delta \xi \frac{h}{Q} = 0$$

$$\Delta = - \frac{\xi h}{n \xi \frac{h}{Q}}$$

$$\Delta = - \frac{\xi h}{1.85 \xi \frac{h}{Q}}$$

Esta corrección hace que nuestro punto de equilibrio quede en el lugar que lo hemos supuesto acusándose esto por el valor de las pérdidas de carga H., a la tercera aproximación he encontrado que sus valores son:

Por el 1er. Circuito	-	0.07
Por el 2o .	"	± 0.09
Por el 3er.	"	- 0.09
Por el 4o .	"	± 0.16

Los signos indican que se encuentran el punto de equilibrio del lado del signo más ó del lado del signo menos del punto considerado.

CRUCEROS DE LA RED. - Están formados por piezas especiales tales como cruces, tees, codos, etc., que unen un tramo con otro de la red en una esquina o en donde la tubería cambia de dirección; estas piezas especiales son de fierro fundi-

do desde un diámetro de 3" y de acero negro o acero galvanizado cuando el diámetro es menor que éste.

Las tees y cruces de fierro fundido, pueden tener una rama de un diámetro y la otra de otro diámetro mayor o menor que aquel, las piezas de a.n. y a.g., se encuentran del mismo diámetro las dos ranas en el mercado.

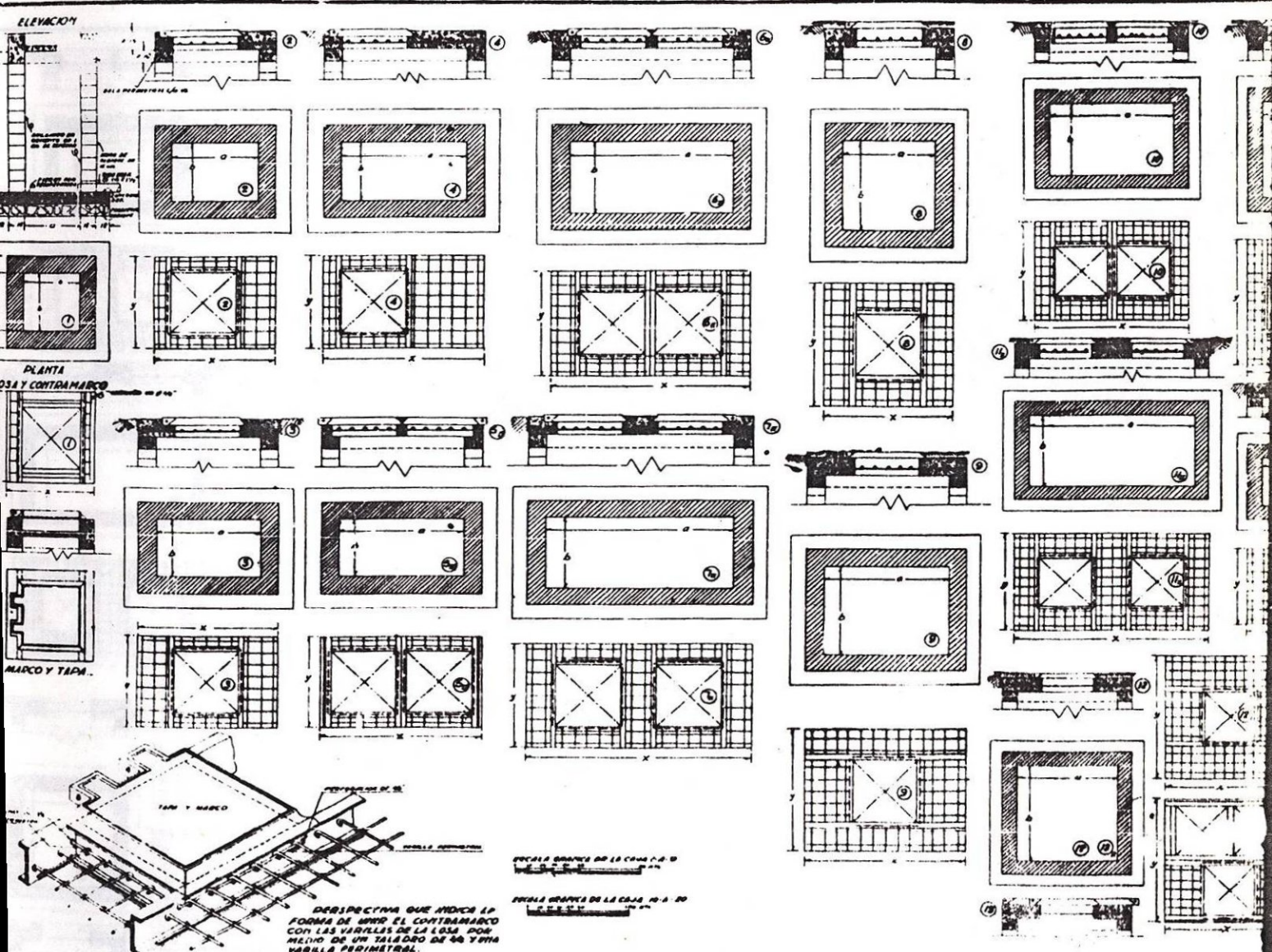
Con objeto de poder aislar parte de la red en caso de descompostura ó inspección, coloqué válvulas distribuidas de tal manera que no fueran más de 5 tramos a los que se dejara sin servicio.

En las piezas especiales de fierro fundido, su unión es por medio de bridas, las cuales se insertan los tornillos, en cambio en las piezas de acero negro, la unión es por rosca.

El esquema de cada uno de los cruceros, se encuentra mostrado en la hoja respectiva.

CAJA DE VALVULAS.- Con objeto de poder facilitar el manejo de las válvulas instaladas en la red, se proyectaron cajas que se colocarán en cada crucero en donde existan una ó más válvulas. Las dimensiones de estas cajas, las obtube sumando las dimensiones de las piezas de los cruceros que van a quedar dentro de dichas cajas, estas son excavaciones rectangulares en el terreno revestidas con muros de tabique de 14 cms. de espesor con aplanado en su cara interior, dala perimetral en su parte superior y como techo y piso losas de concreto; para permitir el acceso se colocan tapas de f.f. en disposición conveniente.

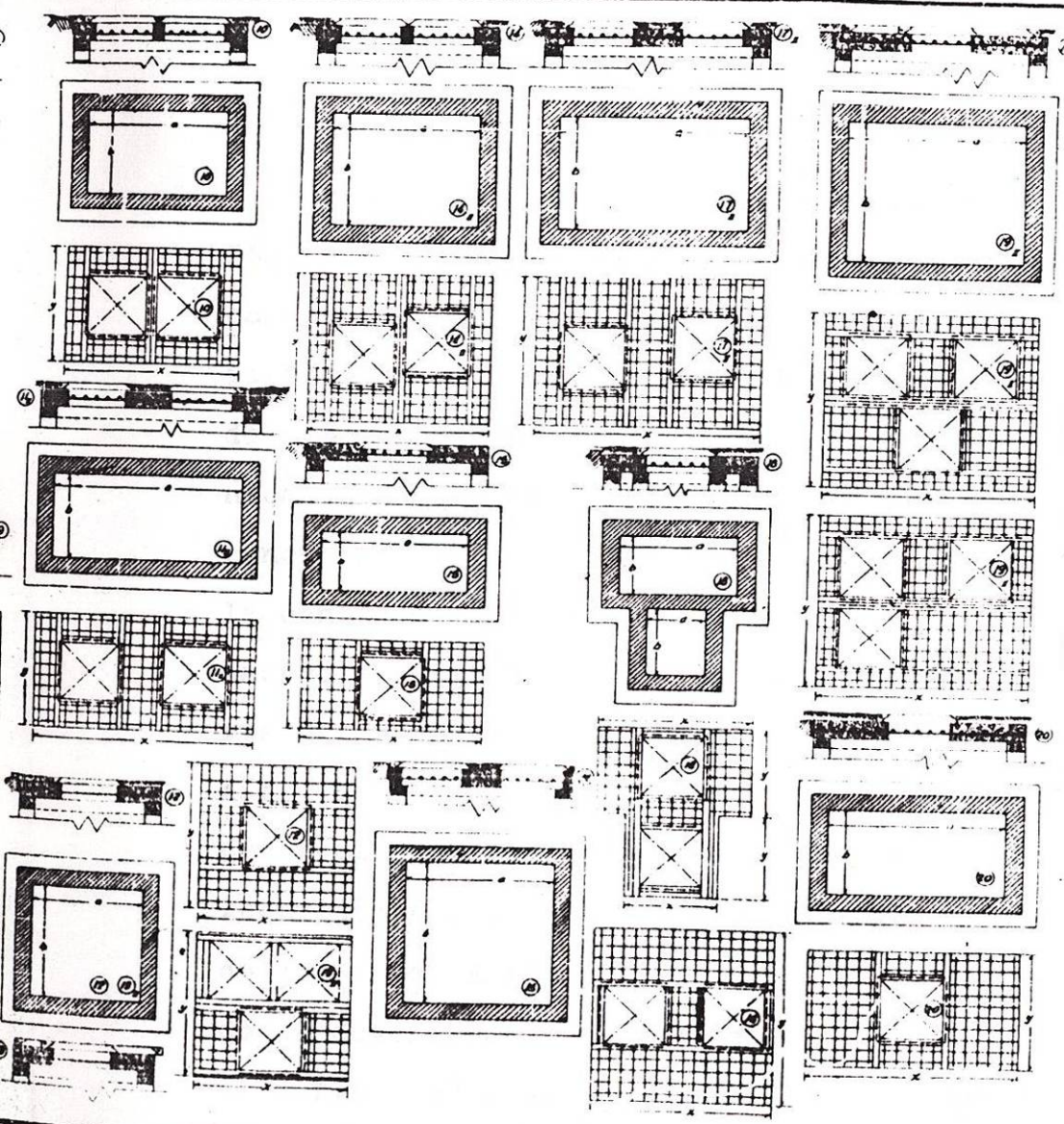
En el plano respectivo, aparecen los diagramas de cada uno de los tipos de dichas cajas, que fueron:



DESCRIPCION QUE INDICA LA FORMA DE MONTAR EL CONTRAMARCO CON LAS VARILLAS DE LA LOSA POR MEDIO DE UN TALADRO DE 40 Y 100 VARILLA PERIMETRAL.

VARILLA GRANDE DE LA LOSA 40 X 100

VARILLA PEQUEÑA DE LA LOSA 10 X 100



DATOS PARA CASAS DE VALVULAS EMPLEADAS PARA EL DPTO DE AGUAS POTABLES DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA S-5-A

MEDIDAS		VALORES		VALORES		VALORES		VALORES	
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20
2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60
2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80
3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20
3.40	3.40	3.40	3.40	3.40	3.40	3.40	3.40	3.40	3.40
3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20
4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40
4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80
5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
5.20	5.20	5.20	5.20	5.20	5.20	5.20	5.20	5.20	5.20
5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
5.60	5.60	5.60	5.60	5.60	5.60	5.60	5.60	5.60	5.60
5.80	5.80	5.80	5.80	5.80	5.80	5.80	5.80	5.80	5.80
6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20
6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40
6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60
6.80	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80
7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20
7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40
7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60
7.80	7.80	7.80	7.80	7.80	7.80	7.80	7.80	7.80	7.80
8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20
8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40
8.60	8.60	8.60	8.60	8.60	8.60	8.60	8.60	8.60	8.60
8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80
9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20
9.40	9.40	9.40	9.40	9.40	9.40	9.40	9.40	9.40	9.40
9.60	9.60	9.60	9.60	9.60	9.60	9.60	9.60	9.60	9.60
9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80
10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00

NOTAS:

1. Las medidas de las casas son en metros.

2. Las superficies de las casas son en metros cuadrados.

3. Las volúmenes de las casas son en metros cúbicos.

4. Las alturas de las casas son en metros.

5. Las distancias de las casas son en metros.

6. Las áreas de las casas son en metros cuadrados.

7. Las longitudes de las casas son en metros.

8. Las anchuras de las casas son en metros.

9. Las profundidades de las casas son en metros.

10. Las alturas de las casas son en metros.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
 UNIVERSIDAD NAL. DE MEXICO.
SALINAS VICTORIA, N.L.
 CASAS DE VALVULAS.
 TESIS PROFESIONAL
 JOSE LUIS POZZO MENDOZAMA

14	Cajas	de	válvula	tipo	10a	(0.50 x 0.50)
11	"	"	"	"	15c	(0.50 x 1.00)
4	"	"	"	"	20a	(0.70 x 0.70)
1	"	"	"	"	23c	(0.70 x 1.60)
1	"	"	"	"	30a	(0.80 x 0.80)
1	"	"	"	"	31d	(0.80 x 1.10)
1	"	"	"	"	80e	(1.50 x 1.50)

CLORACION.- Como es necesario purificar el agua bacteriológicamente, lo haremos por medio de la cloración que tiene como fin principal la destrucción de los pequeños organismos patógenos por medio de la aplicación del cloro, ya que debido a su fuerte poder de oxidación, destruye la materia orgánica. En este proceso son dos los factores principales, la concentración del cloro en el agua y el tiempo de contacto; la cantidad del cloro necesaria para la destrucción de las bacterias, así como para la oxidación de otra clase de materia orgánica recibe el nombre de "Demanda de Cloro", es necesario además de ésta demanda una pequeña cantidad de cloro que recibe el nombre de "Cloro libre" y que da un margen de seguridad por si hubiera más adelante contaminaciones además de que esto sirve para determinar si el agua está recibiendo la dosificación requerida.

Para saber si la demanda ha sido satisfecha, se coloca en un recipiente de cristal agua ya clorada, y se le pone -- Orthotolidina, esta substancia química solo reacciona con el cloro libre, produciendo diversas coloraciones, siendo éstas ^{(más intensas} cuando más cloro libre encuentra; comparando esta muestra - con otras coloraciones standard se determina la parte por mi-

llón de cloro libre y así se sabe la demanda de cloro que --
tiene.

En términos generales, puede decirse, que la dosificación varía de 0.4 a 1.0 p.p.m., ó sea de un decimo de miligramo a un miligramo por litro para aguas de abastecimiento; después de 10 minutos de tiempo de contacto entre el agua y el cloro a una temperatura de 20 grados C. el cloro libre o residuo del cloro debe ser 0.1 a 0.2 p.p.m., para aguas de uso doméstico.

La substancia más apropiada para la cloración del agua, es el hipoclorito de calcio que es de fácil adquisición, bajo costo y fácil manejo, se encuentra en el mercado con un contenido de cloro libre de un 70% aproximadamente, con un costo de \$ 177.06 M.N., las cien libras.

Para el caso de Salinas Victoria, se usará un aparato hipoclorador tipo A.H.W., serie 429, de funcionamiento hidráulico, con controlador automático proporcional, con graduación de 1 a 60 galones, para presiones mínimas de 10 lbs/pulg² y máxima de 125 lbs/pulg² con capacidad hasta de 60 galones - en 24 horas (cloro al 1%, 5 lbs/24 horas), con un número máximo de embolados por minuto de 12, con medidor de una pulgada y con las siguientes dimensiones: ancho 1', 4" 9/16", - profundidad 1' 7", altura 10" 5/8", teniendo un peso de 100 lbs., y un costo de \$M.N 2,753.50 puesto en México. Este hipoclorador, llene nuestro requisito ya que necesitamos para nuestro caso 2.93 lbs de cloro por cada 24 horas teniéndose con este hipoclorador como ya se ha visto antes, una capacidad de 5 lbs/24 horas.

Tenemos que el gasto de bombeo, bombeando 20 horas es:

$$QB = \frac{24}{20} \times 8.57 = 10.28 \text{ lts/seg}$$

Por especificaciones la capacidad se aumenta en un 50%

$$\frac{10.28 \times 86400 \times 1.5 \times 2.2}{1,000,000} = 2.93 \text{ lbs cloro/24 horas.}$$

La cantidad de hipoclorito que se necesitará será:

$$Q \text{ medio} = 6.35 \text{ lts/seg.}$$

$$\frac{6.35 \times 86400 \times 2.2}{1,000,000 \times 0.70} = 1.724 \text{ lbs de hipoclorito diario.}$$

$$1.724 \times \$ 1.7706 = \$ 3.051 \text{ diario}$$

$$\$ 3.051 \times 365 = " 1113.25 \text{ anual}$$

Colocaré dos hipocloradores para en caso de descompostura de uno de ellos.

El hipoclorador automático funciona únicamente empleando la presión del agua, usándose un flujo para mover el diagrama equilibrado mientras que otro regula el funcionamiento.

El equipo funciona por agua sometida a una presión igual ó mayor que la presión a la que se aplica la solución del cloro usándose la construcción del principio del piloto en el que minúsculas fuerzas mecánicas, hacen trabajar el aparato con pequeñas cantidades de agua, que se desperdicia no excediendo este desperdicio de 2 litros por minuto como promedio. La velocidad de bombeo y por tanto la velocidad de aplicación del cloro se regulan directamente por un medidor de agua instalado en la tubería de entrada de este líquido, pudiendo usarse cualquier tipo de medidor en el que un árbol gire en relación directa con el flujo del agua através del medidor, -

teniéndose así, aplicado el cloro en proporción con el flujo del agua. La variación del tratamiento se obtiene variando la longitud de carrera para cuyo fin también cuenta con un manubrio regulador.

QUINTA PARTE

- A.- Análisis de Costos.
- B.- Presupuesto.
- C.- Financiamiento.

A.- ANALISIS DE COSTOS:

Se obtendrá el salario real del peón considerando el personal especial, tomando en cuenta los domingos y días festivos en el año, considerando una cuadrilla de 100 hombres.

Personal de una cuadrilla de 100 hombres.	Salario diario por hombre.	Salario total en 265 días.
Un sobrestante.	\$ 10.00	\$ 3,650.00
Un tomador de tiempo.	" 7.00	" 2,555.00
Tres cabos.	" 6.00	" 6,570.00
Dos bodegueros.	" 6.00	" 4,380.00
Dos veladores.	" 6.00	" 4,380.00
Un aguador (peón)	" 4.00	" 1,460.00
Cien peones.	" 4.00	" 146,000.00
Gasto anual total		\$ 168,995.00

Días trabajados en un año: 300

$$\text{Salario real por día por peón } \frac{168,995.00}{100 \times 300} = \$ 5.64$$

Salario real de un plomero:

$$\frac{10.00 \times 365}{300} = \$ 12.17$$

Salario real de un albañil:

$$\frac{10.00 \times 365}{300} = \$ 12.17$$

Salario real de un carpintero:

$$\frac{8.00 \times 365}{300} = \$ 9.73$$

TRAZO.

Se obtendrá por metro lineal.

Para 1000 m. el personal es:

Un topógrafo con salario de \$ 16.00 diarios.

Tres peones " " " " 5.64 "

$$\text{Costo por 1000 m. } \frac{16.00 \times 365}{1,000} + 3 \times 5.64 = 36.39$$

$$\text{Costo por metro lineal } \frac{36.39}{1000} = \$ 0.0364$$

CEPAS.

Se obtendrá por m³.

En tierra el rendimiento por concepto de excavación es:

$$2 \text{ m}^3/\text{día/peón. Por m}^3 \text{ será: } \frac{5.64}{2} = \$ 2.82$$

El rendimiento por concepto de relleno y apisonado es de:

$$6 \text{ m}^3/\text{día/peón. Por m}^3 \text{ será: } \frac{5.64}{6} = " 0.94$$

Depreciación de pico y pala
\$ 0.02 por m³.

$$\underline{\underline{" 0.02}}$$

Costo total por excavación, relleno y apisonado por m³ en tierra: \$ 3.78

En tepetate el rendimiento por concepto de excavación es:

$$1 \text{ m}^3/\text{día/peón. Por m}^3 \text{ será: } \frac{5.64}{1} = \$ 5.64$$

El rendimiento por concepto de relleno y apisonado es de:

$$6 \text{ m}^3/\text{día/peón. Por m}^3 \text{ será: } \frac{5.64}{6} = " 0.94$$

Depreciación de pico y pala

\$ 0.02 por m³. \$ 0.02

Costo total por excavación, re

lleno y apisonado por m³ en tepetate \$ 6.60

En roca fija el rendimiento por concepto de excavación es:

0.5 m³/día/peón. Por m³ será: $\frac{5.64}{0.5} =$ \$ 11.28

El rendimiento por concepto de re

lleno y apisonado es de

6 m³/día/peón. Por m³ sera: $\frac{5.64}{6} =$ " 0.94

Depreciación de pico y pala

\$ 0.02 por m³. " 0.02

Costo total por excavación, re

lleno y apisonado por m³ en rosca fija \$ 12.24

COLOCACION DE TUBERIA EN EL BORDE DE LA
CEPA.

Se considera que la tubería es acarreada del almacén a la obra, poniéndola al borde de la cepa a una distancia media de dos kilómetros en un camión de 4 toneladas el cual puede transportar 3 toneladas de tubería.

Alquiler diario del camión \$ 75.00

Tres macheteros (peón) de

\$ 5.64 por día " 16.92

Renta de bodega a \$ 100.00

mensuales " 3.33

Costo Diario \$ 95.25

COSTO por m.l. de trazo, excavación, relleno y apisonado para tubería de 8" de diámetro en tepetate.

1.- Trazo	\$ 0.037
2.- Excavación, relleno y apisonado cepas de 0.65 x 1.10 = 0.72 m ³ ; 0.72 x 6.60	" 4.752
3.- Colocación tendido, unión y prueba peso 48 Kg/m. 48 x 0.033	" <u>1.584</u>
Costo Neto	\$ 6.373
Imprev. 10%	" <u>0.637</u>
Utilidad 10%	\$ 7.010
	" <u>0.701</u>
Prev. Soc. 5%	\$ 7.711
	" <u>0.386</u>
Superv. 2%	\$ 8.097
	" <u>0.162</u>
	<u>\$ 8.259</u>

COSTO por m.l. de trazo, excavación, relleno y apisonado para tubería de 8" de Ø en tierra.

1.- Trazo	\$ 0.037
2.- Excavación, relleno y apisonado cepas de 0.65 x 1.10 m = 0.72 m ³ 0.72 x 3.78 =	" 2.722
3.- Colocación tendido, unión y prueba Peso 48 Kg/m 48 x 0.033	" <u>1.584</u>
Costo Neto	\$ 4.343
Imprev. 10%	" <u>0.434</u>
Utilidad 10%	\$ 4.777
	" <u>0.478</u>
Prov. Soc. 5%	\$ 5.255
	" <u>0.263</u>
Superv. 2%	\$ 5.518
	" <u>0.110</u>
	<u>\$ 5.628</u>

Costo total instalación, tubería de 8" Ø en tierra \$ 5.628.

COSTO por m.l. de trazo, excavación, relleno y apisonado para tubería de 6" de Ø en tepetate.

1.- Trazo	\$ 0.037
2.- Excavación, relleno y apisonado cepas, de 0.60 x 1.00m = 0.60 m ³ -	
0.60 x 6.60 =	" 3.960
3.- Colocación, tendido unión y prueba.	
Peso 35 Kg/m. 35 x 0.033 =	" <u>1.155</u>
Costo Neto	\$ 5.152
Imprev. 10%	" <u>0.515</u>
	\$ 5.667
Utilidad 10%	" <u>0.567</u>
	\$ 6.234
Prev. Soc. 5%	" <u>0.312</u>
	\$ 6.546
Superv. 2%	" <u>0.131</u>
	<u>\$ 6.677</u>

Costo total instalación tubería de 6" de Ø en tepetate
\$ 6,677

COSTO de m.l. de trazo, excavación, relleno y apisonado para tubería de 6" de Ø en tierra.

1.- Trazo	\$ 0.037
2.- Excavación, relleno y apisonado cepas de 0.60 x 1.00 m = 0.60 m ³ ;	
0.60 x 3.78	2.268
3.- Colocación tendido unión y prueba.	
Peso 35 Kg/m. 35 x 0.033	<u>1.155</u>
Costo Neto	3.460
Imprev. 10%	" <u>0.346</u>
	\$ 3.806

Utilidad 10%	\$ 0.371
Prev. Soc. 5%	\$ 4.077
	" 0.204
Superv. 2%	\$ 4.281
	" 0.086
	<u>\$ 4.367</u>

Costo total instalación tubería de 6" de \emptyset en tierra -
\$ 4.367

COSTO por m.l. de trazo, excavación, relleno y apisonado para tubería de 4" de \emptyset en tierra.

1.- Trazo	\$ 0.037
2.- Excavación, relleno y apisonado cepas de 0.50 x 1.00m = 0.50 m ³ --	
0.50 x 3.78	" 1.890
3.- Colocación, tendido unión y prueba.	
Peso 22 Kg/m. 22 x 0.033	" <u>0.726</u>
Costo Neto	\$ 2.653
Imprev. 10%	" <u>0.265</u>
Utilidad 10%	\$ 2.918
	" <u>0.292</u>
Prev. Soc. 5%	\$ 3.210
	" <u>0.161</u>
Superv. 2%	\$ 3.371
	" <u>0.067</u>
	<u>\$ 3.438</u>

Costo total instalación tubería de 4" de \emptyset en tierra --
\$ 3.438

COSTO por m.l. de trazo, excavación, relleno y apisonado para tubería de 4" de \emptyset en tepetate.

1.- Trazo	\$	0.037
2.- Excavación, relleno y apisonado ce- pas de 0.50 x 1.00 m = 0.50 m ³ 0.50 x 6.60	"	3.300
3.- Colocación tendido, unión y prueba. Peso 22 Kg/m 22 x 0.033	"	<u>0.726</u>
Costo Neto	\$	4.063
Imprev. 10%	"	<u>0.406</u>
Utilidad 10%	\$	4.469
	"	<u>0.447</u>
Prev. Soc. 5%	\$	4.916
	"	<u>0.246</u>
Superv. 2%	\$	5.162
	"	<u>0.103</u>
	\$	<u>5.265</u>

Costo total instalación tubería de 4" de Ø en tepetate
\$ 5.265

COSTO por m.l. de trazo, excavación, relleno y apisonado
para tubería de 3" de Ø en tierra.

1.- Trazo	\$	0.037
2.- Excavación, relleno y apisonado ce- pas de 0.50 x 1.00 m = 0.50 m ³ 0.50 x 3.78	"	1.890
3.- Colocación tendido, unión y prueba Peso 17 Kg/m. 17 x 0.033	"	<u>0.561</u>
Costo Neto	\$	2.488
Imprev. 10%	"	<u>0.249</u>
Utilidad 10%	\$	2.737
	"	<u>0.274</u>
	\$	3.011

	\$ 3.011
Prev. Soc. 5%.....	" 0.151
	\$ 3.162
Superv. 2%	" 0.063
	\$ 3.225

Costo total de instalaci3n tubería de 3" de Ø en tierra
\$ 3.225

COSTO por m.l. de trazo, excavaci3n, relleno y apisonado
para tubería de 3" de Ø en tepetate.

1.- Trazo	\$ 0.037
2.- Excavaci3n, relleno y apisonado. ca	
pas de 0.50 x 1.00 m = 0.50 m ³ -p	
0.50 x 6.60	" 3.300
3.- Colocaci3n tendido, uni3n y prueba	
Peso 17 Kg/m. 17 x 0.033	" 0.561
Costo Neto	\$ 3.898
Imprev. 10%	" 0.390
	\$ 4.288
Utilidad 10%	" 0.429
	\$ 4.717
Prev. Soc. 5%	" 0.236
	\$ 4.953
Superv. 2%	" 0.099
	\$ 5.052

Costo total de instalaci3n tubería de 3" de Ø en tepetate
\$ 5.052

Mortero 1:3.

Materiales:

Cemento	0.380	ton.	a	\$ 82.50	\$ 31.35
Arena	0.750	m ³	"	"	2.00 <u>1.50</u>
						\$ 32.85

Costo por m² de aplanado de cemento con mortero 1:3 y 2 cms., de espesor.

Materialles:

0.020 m³ de mortero 1:3 a \$ 32.85 \$ 0.67

Mano de Obra:

Un albañil y un peón hacen 10 m² incluyendo revoltura.

$\frac{12.17}{10} + \frac{5.64}{10} = 1.22 + 0.56 = \underline{\underline{1.78}}$

Costo Total ... \$ 2.45

Mampostería de 3a.

Materialles:

Un m³ de piedra braza \$ 3.50

30% Mortero de cemento 1:3; 0.3 x 32.85 " 9.86

Mano de Obra:

Un albañil y dos peones hacen 3 m³ en 8 horas

$\frac{12.17}{3} + \frac{2 \times 5.64}{3} = 4.06 + 3.76 = \underline{\underline{7.82}}$

Costo Total ... \$ 21.18

Muro de tabique de 14 cms., con mortero de cemento.

Materialles:

0.047 m³ de mortero a \$ 32.85 \$ 1.54

Tabiques: 50 psas a \$ 110.00 \$ 5.50

Mano de Obra:

Un albañil y un peón ponen 500 tabiques
en 8 horas.

$$\frac{12.17}{10} \div \frac{5.64}{10} = 1.22 \div 0.56 = \underline{\$ 1.78}$$

Costo Total ... \$ 8.82

Muro de tabique de 28 cms., con mortero de cemento.

Materiales:

Mortero de cemento 0.110 m³ a \$ 32.85 .. \$ 3.61
 Tabique 100 pzas. a \$ 110.00 " 11.00

Mano de Obra:

Un albañil y un peón ponen 500 tabiques
en 8 horas .

$$\frac{12.17 \times 100}{500} \div \frac{5.64 \times 100}{500} = 2.43 \div 1.13 = \underline{3.56}$$

Costo Total \$ 18.17

Concreto Simple 1:2:4

Materiales:

Cemento 0.340 Ton. a \$ 82.50 \$ 28.05
 Arena 0.890 m³ " " 2.00 " 1.78
 Grava 0.890 m³ " " 5.00 " 4.45

Mano de Obra:

Revoltura en tarimas. Tarea 15 m³/8 hs.

Tres peones acarreando grava.

Dos " " cemento y Arena.

Cinco " traspaleando y poniendo agua.

Dos " acarreando concreto hecho.

En total doce peones $12 \times 5.64 = \dots \$ 4.50$
 Costo total por m³ de concreto simple \$ 38.78

Concreto Reforzado (Dalias, losas)

Materiales:

Concreto simple 1 m ³	\$	38.78
Refuerzo 80 Kgr. a \$ 615.00 ton.	"	49.60
Tablones de 1" 200 M.B., a \$ 350.00 ...	"	70.00
Clavos .. 10 Kg.	"	20.00

Mano de Obras:

Colocación de fierro. 5 peones hacen 2 m²

$$\frac{5 \times 5.64}{2} = \dots\dots\dots \$ 14.10$$

Colado. Un albañil y cuatro peones hacen 6 m² en una hora. en un m³ entran 6.67 m² en 8 horas hacen 48 m²

$$\frac{12.17 \times 6.67}{48} + \frac{4 \times 5.64 \times 6.67}{48} = 1.69 + 3.14 = 4.83$$

Cimbras. un carpintero y un ayudante hacen en una hora 2 m² en un m³ entran 6.67 m² en 8 horas hacen 16 m²

$$\frac{9.73 \times 6.67}{16} + \frac{5.64 \times 6.67}{16} = 4.06 + 2.35 = 6.41$$

Descimbrar. Un peón en ocho horas hace 30 m² en un m³ entran 6.67 m²

$$\frac{5.64 \times 6.67}{30} = \dots\dots\dots \$ \underline{1.25}$$

Costo Total \$ 204.97

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM. UNID.	UNID.	PREO. UNID.	I M P O R T E	
				PARCIAL	TOTAL.
CAJAS TIPO.- SALINAS VICTORIA, N. L.					
<u>Caja tipo 10a (50 x 50 cms)</u>					
Excavación	3.57	m ³	3.78	13.49	
Apisonado ped. tabique 10 cm	1.04	m ²	3.16	3.29	
Losa cubierta concr. ref.	0.05	m ³	204.97	10.25	
Losa piso concr. ref.	0.104	m ³	109.31	11.37	
Dala perimetral	0.036	m ³	204.97	7.38	
Muro tabique 14 cm	3.43	m ²	8.82	30.25	
Aplanado 1 cm	2.40	m ²	2.45	5.88	
Contramarco 1.40 sencillo centr.	1	pza	57.67	57.67	
Marco y tapa	1	"	84.08	84.08	
Colocación Marco y tapa	1	"	10.00	10.00	
Colocación contramarco	1	"	12.00	<u>12.00</u>	245.6
<u>Caja tipo 15c (50 x 100 cms)</u>					
Excavación	6.42	m ³	3.78	24.27	
Apisonado ped. tabique 10 cm	2.34	m ²	3.16	7.39	
Losa cubierta concr. ref.	0.166	m ³	204.97	34.02	
Losa piso concr. ref.	0.234	m ³	109.31	25.58	
Dala perimetral	0.117	m ³	204.97	23.98	
Muro tabique 28 cms.	5.78	m ²	18.17	105.02	
Aplanado 1 cm	3.60	m ²	2.45	8.82	
Contramarco 1.40 sencillo centr.	2	pza	57.67	115.34	
Marco y tapa	2	"	84.08	168.16	
Colocación marco y tapa	2	"	10.00	20.00	
Colocación contramarco	2	"	12.00	<u>24.00</u>	556.5

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM. UNID.	UNID.	prec. UNID.	I M P O R T E	
				PARCIAL	TOTAL
<u>Caja tipo 20 a (70 x 70 cms)</u>					
Excavación	4.58	m ³	3.78	17.31	
Apisonado ped. tabique 10 cm	1.49	m ²	3.16	4.71	
Losa cubierta concr. ref.	0.103	m ³	204.97	21.11	
Losa piso concr. ref.	0.149	m ³	109.31	16.29	
Dala perimetral concr. ref.	0.055	m ³	204.97	11.27	
Muro tabique 14 cms	4.31	m ²	8.82	38.01	
Aplanado 1 cm	3.35	m ²	2.45	8.21	
Contramarco 1.40 sencillo, cent.	1	pza	57.67	57.67	
Marco y tapa	1	"	54.08	54.08	
Colocación marco y tapa	1	"	10.00	10.00	
Colocación contramarco	1	"	12.00	<u>12.00</u>	280
<u>Caja tipo 23 c (70 x 1.60 cm)</u>					
Excavación	9.00	m ³	3.78	34.02	
Apisonado ped. tab. 10 cm	3.60	m ²	3.16	11.38	
Losa cubierta concr. ref.	0.528	m ³	204.97	108.22	
Losa piso concr. ref.	0.360	m ³	109.31	39.35	
Dala perimetral concr. ref.	0.160	m ³	204.97	32.79	
Muro tabique 0.28 m	7.52	m ²	18.17	136.64	
Aplanado 1 cm	5.50	"	2.45	13.47	
Contramarco 1.80 doble	1	pza	110.18	110.18	
Marco y tapa	2	"	84.08	168.16	
Colocación marco y tapa	2	"	10.00	20.00	
Colocación contramarco	1	"	12.00	<u>12.00</u>	686.2

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM. UNID.	UNID.	PREC. UNID.	I M P O R T E	
				PARCIAL	TOTAL
<u>Caja tipo 30a (80 x 80 cms)</u>					
Excavación	5.13	m ³	3.78	19.39	
Apisonado ped. tabique 10 cms	1.74	m ²	3.16	5.50	
Losa cubierta concr. ref.	0.134	m ³	204.97	27.47	
Losa piso concr. ref.	0.174	"	109.31	19.02	
Dala perimetral concr. ref.	0.053	"	204.97	10.86	
Muro tabique 14 cms.	4.75	m ²	8.82	41.89	
Aplanado 1 cm	3.84	"	2.45	9.41	
Contramarco 1.40 sencillo centr.	1	pza	57.67	57.67	
Marco y tapa	1	"	84.08	84.08	
Colocación marco y tapa	1	"	10.00	10.00	
Colocación contramarco	1	"	12.00	<u>12.00</u>	297.21
<u>Caja tipo 31d (80 x 1.10 cm)</u>					
Excavación	7.82	m ³	3.78	29.56	
Apisonado ped. tabique 10 cm	3.04	m ²	3.16	9.61	
Losa cubierta concreto ref.	0.256	m ³	204.97	52.47	
Losa piso concreto ref.	0.304	"	109.31	33.23	
Dala perimetral concr. ref.	0.138	"	204.97	28.28	
Muro tabique 0.28 m	6.65	m ²	18.17	120.83	
Aplanado 1 cm	4.55	"	2.45	11.15	
Contramarco 1.40 cen . cenc	2	pzas	57.67	115.34	
Marco y tapa	2	"	84.08	168.16	
Colocación marco y tapa	2	"	10.00	20.00	
Colocación contramarco	2	"	12.00	<u>24.00</u>	579.41

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM.	PREC.	I M P O R T E		
	UNID.		UNID.	UNID.	PARCIAL TOTAL
<u>Caja tipo 80c (1.50 x 1.50 m)</u>					
Excavación	12.10	m ³	3.78	45.73	
Apisonado ped. tab. 10 cm	5.30	m ²	3.16	16.75	
Losa cubierta concr. ref.	0.515	m ³	204.97	105.60	
Losa piso concr. ref.	0.550	"	109.31	60.12	
Dala perimetral concr. ref.	0.199	"	204.97	40.78	
Muros tabique 28 cm	9.08	m ²	18.17	164.98	
Aplanado 1 cm	7.20	"	2.45	17.64	
Contramarco 1.80 doble	1	pza	110.18	110.18	
" 1.80 centrado	1	"	110.18	110.18	
Marco y tapa	3	"	84.08	252.24	
Colocación marco y tapa	3	"	10.00	30.00	
Colocación contramarco doble	1	"	12.00	12.00	
" " sencillo	3	"	12.00	<u>36.00</u>	1,002.20

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM.	UNID.	UNID.	PREC.	I M P O R T E	
	UNID.			UNID.	PARCIAL	TOTAL

SALINAS VICTORIA

CAPTACION.-

Perforación de un pozo profundo con tubos de ademe de 8" para tubo de succión de 6" a una profundidad de

40.00	m	131.20	<u>5248.00</u>	5,248.00
-------	---	--------	----------------	----------

PLANTA DE BOMBEO.-

Bomba V.P.P. Jackson tipo "OOK"

D.W.T., 3500 R.P.M.,	1	pza	5832.00	5832.00	
Arreglo de poleas y bandas	2	"	342.50	685.00	
Motor Diesel de 10 H.P.	2	"	6600.00	13200.00	
Instalación de bomba	1	"	600.00	600.00	
Instalaciones de los motores	2	"	300.00	<u>600.00</u>	20,917.00

Hipoclorador tipo A.H.W., serie

429 de 1 a 60 galones en 24 horas	2	pza	2138.00	4276.00	
Tinaco de asbesto cemento de 150 lt.	1	"	45.50	45.50	
Codos 90° de ag de 1"	8	"	1.14	9.12	
Válvulas de a g de 1"	2	"	4.80	9.60	
Niples de a g de 1"	10	"	0.35	3.50	
Uniones universales de a g de 1"	4	"	3.00	12.00	
Tubo de a g de 1"	8	m	2.25	18.00	
Instalación	1	pza	300.00	<u>300.00</u>	4,673.72

CASETA BOMBAS Y CASA BOMBERO.-

Vigueta de acero I de 10" x 6.20 m	1	pza	144.13	144.13	
" " " I de 8" x 5.00 m	1	"	84.19	84.19	
" " " I de 6" x 7.20 m	1	"	82.36	82.36	

30,838.72

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM. UNID.	UNID.	PREC. UNID.	I M P O R T E	
				PARCIAL	TOTAL
					30,838,7
Vigueta de acero I de 5" x 5.00 m	1	pza	45.76	45.76	
" " " I de 4" x 10.00 m	1	"	70.48	70.48	
Fierro varillas de 3/8" Ø	1.4	Ton	615.00	861.00	
Cemento	4.75	"	88.00	420.20	
Excavación cepas en tierra	46.20	m ³	3.78	174.64	
Plantillas pedacería tabique	66.00	m ²	2.55	168.30	
Cimientos mampostería de 3a.	20.00	m ³	21.18	423.60	
Dala concreto refor. 1:2:4(15x15)	1.40	"	194.97	272.96	
Muro tabique 14 cm	200	m ²	8.82	1764.00	
Dala perimetral 1:2:4	1.36	m ³	194.97	265.06	
Losa techo concreto refor. 1:2:4	10.30	"	194.97	2008.19	
Terrado	2.50	m ²	9.80	24.50	
Enladrillado	103.00	"	7.00	721.00	
Aplanados (mort 1:3/	417.20	"	2.45	1022.14	
Mampostería para escalones	0.50	m ³	21.18	10.59	
Losa piso concr. sencillo (1:2:4)	10.00	"	38.78	387.80	
Repisones para ventanas	5.70	m	2.00	11.40	
Ceja colocada	3.00	m ²	3.00	9.00	
Pintura muros al temple	418.00	"	1.20	501.60	
Ventana de fierro angulo 1.65x1.25 con 6 vidrios planos 0.40 x .80	3	pza	113.00	339.00	
Ventanas de fierro angulo de 0.65 x 1.25 con 2 vidrios de 40 x .80	3	"	37.67	75.34	
Puerta de fierro angulo 2.25 x 1.50	2	"	135.00	270.00	
Aplanado piso mortero 1:3	100	m ²	2.45	245.00	
Picaportes	4	pza	15.00	60.00	
Puerta madera	3	"	60.00	180.00	30,838,7

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM. UNID.	UNID.	PREC. UNID.	I M P O R T E	
				PARCIAL	TOTAL
Excusado completo	1	pza	90.00	90.00	30,838.72
Lavabo de pared completo	1	"	40.00	40.00	
Regadera completa	1	"	25.00	25.00	
Tinaco asbesto cemento 200 lts.	1	"	58.30	58.30	
Tubería de f.f. con juntas plomo 6"	2.00	m	14.28	28.56	
Registro 0.40 x 0.60 (albañal)	1	pza	15.00	15.00	
Coladeras chicas colocadas	2	"	4.75	9.50	
Flotador de 1/2"	1	"	3.20	3.20	
Tubo de a g de 1"	27	m	2.25	60.75	
Codos de 90° de a g de 1"	8	pzas	1.14	9.12	
Tees de a g de 1"	2	"	3.20	6.40	
Bajada de agua lám. galv. 4"	7	m	3.70	25.90	
Chapa "Yale"	1	pza	35.00	35.00	
Fosa septica completa	1	"	325.88	<u>325.88</u>	

LINEA DE BOMBEO.-

Escavación en tepetate, colocación, alineamiento, conexión, prueba, relleno, apisonado para tubería de 6"

Tubería de 6"	210	m	4.367	917.07	
Tubería de f.f. de 6"	216	"	14.08	3041.23	
Juntas Gibaut completos	42	pzas	12.06	506.52	
Codo 90° f.f. 6"	1	"	37.28	37.28	
Válvulas check	1	"	320.00	320.00	
Válvulas compuerta	2	"	235.00	<u>470.00</u>	5,292.10

TANQUE DE REGULARIZACION.-

47,505.61

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM.	UNID.	PREC.	I M P O R T E	
	UNID.		UNID.	PARCIAL	TOTAL
Losa cubierta concreto reforzado	6.30	m ³	204.47	1288.16	47,505.6
" piso " "	19.62	"	109.31	2144.00	
Vigas concreto reforzado	0.73	"	204.47	149.26	
Columnas concreto refor.	0.14	"	204.47	28.63	
Mampostería de 3a.	42.70	"	21.18	905.39	
Aplanado muro y piso 1:3	122.40	m ²	2.45	299.88	
Enladrillado losa cubierta	63.03	"	7.00	441.21	
Losa cubierta varillas 3/8	267.00	kg	0.62	165.54	
" piso " "	448.27	"	0.62	277.93	
Refuerzo trabes " "	80.38	"	0.62	49.84	
Columnas cimientos var. 3/8	23.15	"	0.62	14.35	
" refuerzo axial	11.09	"	0.62	6.88	
" " cinchos	10.47	"	0.62	6.49	
Tubos de f.n. 3"	87.00	m	9.39	816.93	
Excavación en tepetate	100.00	m ³	5.64	564.00	
Apisonado 10 cm de espesor	96.00	m ²	2.55	244.80	
PIEZAS ESPECIALES.- Entrada					
Tees con brida 3" x 3"	1	pza	29.29	29.29	
Válvulas con bridas 3"	2	"	133.97	267.94	
Carretes con bridas 3"	2	"	19.50	39.00	
Tramos de tubería de F.N. con rosca en un extremo de 3"	2	"	12.50	25.00	
Contrabridas de 3"	2	"	3.60	7.20	
Codos c/bridas 3"	2	"	19.20	38.40	
Caja válvulas 10a.	1	"	245.66	245.66	

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM. UNID.	UNID.	PREC. UNID.	I M P O R T	
				PARCIAL	TOTAL
					47,505.00
Salida.-					
Tee con brida 4" x 4"	1	pza	40.82	40.82	
Válvula con brida 4"	2	"	178.77	357.54	
Cafretes con brida 4"	2	"	27.39	54.78	
Tramos de tubería f.n. con rosca ambos lados de 4"	2	"	14.29	28.59	
Contrabridas 4"	4	"	12.50	50.00	
Pichanchas 4"	2	"	250.00	500.00	
Codos con brida 4"	2	"	27.39	54.78	
Caja válvulas 10a.	1	"	245.66	245.66	
Instalación, Tubería y pzas espe- ciales 5%			92.04	<u>92.04</u>	9,479.9
<u>CONDUCCION.-</u>					
Excavación, colocación, alineamiento, conexión, prueba, relleno apisonado para tubería de 8" en tepetate					
	5.30	m	8.259	4377.27	
Tubería f.f. de 8"	5.30	"	21.94	11628.20	
Juntas Gibaut completas de 8"	98	pza	22.15	<u>2170.70</u>	18,176.17
<u>RED DE DISTRIBUCION.-</u>					
Excavación, en tierra, apisonado plantilla, colocación, tubería prueba, relleno y acarreo de sobrantes					
					75,161.7

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM. UNID	UNID.	PREC. UNID.	I M P O R T E	
				PARCIAL	TOTAL
					75,161.7
Para tubería de 6"	778	m	4.367	3397.53	
" " " 4"	754	m	3.438	2592.25	
" " " 3"	8790	m	3.22	28303.80	
" " " 1"	20	m	1.60	32.00	
Tubería de 6"	778	m	14.08	10954.24	
" " 4"	754	m	9.53	7185.62	
" " 3"	8790	m	7.98	70144.20	
" " 1"	20	m	2.25	45.00	
Juntas Gibaut completos de 6"	142	pzas	12.06	1712.52	
" " " " 4"	137	"	8.44	1156.28	
" " " " 3"	2400	"	5.80	<u>13920.00</u>	139,443.44

CAJAS DE VALVULAS.-

Tipo 10a	14	pzas	245.66	3439.24
" 15c	11	"	556.58	6122.38
" 20a	4	"	280.66	1122.64
" 23c	1	"	686.21	686.21
" 30a	1	"	297.29	297.29
" 31d	1	"	579.40	579.40
" 80e	1	"	1002.20	1002.20

Piexas especiales.

Cruces de f.f. c/b de 6" x 8"	1	"	102.03	102.03
" " " " 6" x 3"	2	"	62.76	125.52
" " " " 4" x 4"	2	"	47.31	94.62
" " " " 4" x 3"	2	"	40.29	80.58
" " " " 3" x 3"	27	"	35.12	948.24

214,605.21

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM.	PREC.	I M P O R T E		
	UNID.	UNID.	UNID.	PARCIAL TOTAL	
Tees c/b. f.f. de 3" x 3"	12	pzas	29.29	351.48	214,605.2
" " " " 3" x 4"	2	"	37.77	75.54	
" " " " 3" x 6"	2	"	58.78	117.56	
" " " " 6" x 6"	1	"	65.61	65.61	
Juntas Gibaut de 6"	13	"	12.06	156.78	
" " " 4"	15	"	8.44	126.60	
" " " 3"	172	"	5.80	997.60	
Reducciones de f.f. de 3" a 4"	6	"	19.27	115.62	
" " " " 3" a 6"	2	"	27.47	54.94	
" " " " 4" a 6"	2	"	30.04	60.08	
" " " " 6" a 8"	1	"	43.79	43.79	
Válvulas c/b de 3"	50	"	133.97	6698.50	
" " " 4"	2	"	178.77	357.54	
" " " 6"	2	"	267.99	535.98	
Reducciones de A.G. Bushing de					
1. - 3/4	14	"	7.20	100.80	
Extremidades f.f. de 8"	1	"	42.03	42.03	
" " " 6"	13	"	30.99	402.87	
" " " 4"	15	"	20.45	306.75	
" " " 3"	172	"	17.07	2936.04	
Codos de f.f. de 90° de 3"	3	"	19.20	57.60	
Empaques de plomo de 3"	230	"	1.56	358.80	
" " " 4"	22	"	2.32	51.04	
" " " 6"	18	"	3.00	54.00	
" " " 8"	2	"	3.57	7.14	
Tornillos de 2 1/2" x 5/8"	920	"	0.65	598.00	214,605.21

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM. UNID	UNID.	PREC. UNID.	I M P O R T E	
				PARCIAL	TOTAL
					214,605.:
Tornillos de 3" x 5/8"	176	pzas	0.65	114.40	
" " 3 1/2" x 5/8"	124	"	0.67	83.03	
" " 4" x 3/4"	16	"	0.85	13.60	
Colocación de los cruceros	68	"	10.00	<u>680.00</u>	30,164.
<u>HIDRANTES.-</u>					
Codos A.G. de 90° de 1"	28	"	1.14	31.92	
" " " " 3/4"	14	"	0.70	9.80	
Contrabridas de 3" c/r de 1"	14	"	8.57	119.98	
Niples de 1"	56	"	0.35	19.60	
" " 3/4"	14	"	0.30	4.20	
Unión universal de 1"	28	"	3.00	84.00	
Llave de globo de 1"	14	"	9.80	137.20	
" " " " 3/4"	14	"	5.25	73.50	
Cajas banqueta	14	"	8.56	119.84	
Hidrantes de mampostería 3a.	14	"	44.16	<u>618.24</u>	1,218.
<u>TOMAS DOMICILIARIAS # 3.-</u>					
Grapas de inserción 6"	17	"	12.00	204.00	
" " " 4"	25	"	8.00	200.00	
" " " 3"	239	"	6.00	1434.00	
Llave de inserción de 1/2"	281	"	8.70	2444.70	
Tubo de plomo de 1/2"	168.60	m	2.60	438.36	
Niples de 1/2" a g.	1124	pzas	0.28	314.72	
Coples de 1/2" a g.	281	"	0.30	84.30	
Tubo de a.c. de 1/2"	2810	m	1.25	3512.50	
					245,987.5

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	NUM.	UNID.	PREC.	I M P O R T E	
	UNID.		UNID.	PARCIAL	TOTAL
					245,987.5
Codos de a.g. de 1/2" de 90°	1124	pzas	0.55	618.20	
Tubo de a.g. de 1/2" tramo 1.20	562	"	1.25	702.50	
Unión universal galv. de 1/2"	562	"	1.65	927.30	
Llave de globo de 1/2"	281	"	4.80	1,348.80	
Excavación	84	m ³	2.82	<u>236.88</u>	12,466.2
Fletes y maniobras	660.54	ton	19.07	12,595.50	<u>12,595.5</u>
SUMA					271,049.3
Imprevistos 10%					<u>27,104.9</u>
					298,154.2
Administración 10%					<u>29,815.4</u>
					\$ 327,969.6
				

ESTUDIO DE FINANCIAMIENTO:

Gastos totales anuales:

1 Administrador	\$ 10.00 diarios	\$	3,650.00
2 1/2 turnos Bombero	" 7.00 "	"	6,387.50
Fontanero	" 8.00 "	"	2,920.00

Reparaciones y Refacciones

Conducción	1.5	\$	272.64
Tanque	1%	"	103.95
Equipo	2%	"	273.49
Combustible		"	6,022.50
Lubricación		"	4,336.20
Hipoclorito	\$ 0.10/toma/mes	"	480.00
			\$	<u>24,446.28</u>

RECAUDACION:

El único concepto es el de cuentas por servicio de Recaudación por tomas a \$ 9.00 toma.

400 x \$ 9.00 x 12 =	\$	43,200.00
Cuentas malas 10%	"	<u>4,320.00</u>
		\$	38,880.00

Anualidad disponible:

\$ 38,880.00 - 24,446.28 = \$ 14,433.72

Capital amortizable en 15 años al 9% anual

\$ 14,433.72 x 8,0606 = 116,344.44 No es financiable

Costo total de las obras	\$	327,969.67
Capital amortizable	"	<u>116,344.44</u>
		\$	211,625.23
SUBSIDIO	\$	211,625.23

FINANCIAMIENTO DE OBRAS DE INGENIERIA SANITARIA.

Una de las ramas más importantes de los servicios públicos, es la construcción de obras de Ingeniería Sanitaria, cuya ejecución, operación, conservación y ampliación, están bajo jurisdicción de las autoridades municipales por cuanto los servicios correspondientes benefician directamente a los habitantes de su localidad. Considerados como categoría jurídica, es el Ayuntamiento el inmediatamente obligado a costear su realización, debiendo prever en la parte respectiva de su presupuesto, las erogaciones necesarias y las modificaciones fiscales que le permitan recabar fondos para solventar estas obras. De esta manera, en la mayor parte de los casos, la economía del municipio trae aparejada en la práctica una restricción en el plan de obras materiales por lo reducido de sus recursos hacendarios, por lo que el Gobierno Federal se encuentra obligado a suvencionar a los Ayuntamientos con el objeto de lograr la construcción de los servicios indispensables, estos subsidios significan gastos perdidos, puesto que las cantidades aplicadas no pueden ser recuperadas por el Gobierno Federal en virtud del carácter municipal de los servicios, ni por el Ayuntamiento debido a la falta de legislación que prevee la amortización de las obras.

Como los programas que se llevan a cabo en las Entidades Municipales, son insuficientes comparadas con las necesidades de las poblaciones, de allí que se requiere el estudio de un sistema de funcionamiento que sin violar las soberanías locales, faciliten la realización de un amplio programa de Obras de Ingeniería Sanitaria.

Ante todo, debe de hacerse una propaganda adecuada y -

educativa que dará a conocer a los usuarios y al público en general que el establecimiento de los servicios de Ingeniería Sanitaria, no representan para cada uno de los ciudadanos --- obligados a su costo, administración y mejoramiento, una erogación mayor que la efectuada regularmente antes de la implantación del servicio, con la ventaja que al hacerse ésto, de una manera oficial comprenderá un sistema organizado para satisfacer las necesidades de la localidad, evitándo los resultados insignificantes y muchas veces perjudiciales.

Es necesario, hacer ver que los beneficiados inmediatos y directamente en la ejecución de las Obras de Ingeniería Sanitaria, son los habitantes de una población, ya que los que carecen de los servicios más indispensables de agua potable, alcantarillado, rastros y mercados, los habitantes se ven en la necesidad de suprimirlos ó suplirlos con procedimientos rudimentarios para la salubridad y anti-económicos para el grupo familiar. Así por ejemplo los particulares efectúan erogaciones de cierta cuantía para surtirse del líquido indispensable y para llevar a cabo el desalojamiento de los desechos humanos, etc., en cada caso, los pobladores y la población en sí, resuelven sus problemas sanitarios en la forma que más les conviene a sus intereses pecuniarios sin fijarse en el beneficio general de la localidad. Ahora bien, al efectuarse éstas obras, además de las inegables ventajas que para la salubridad general representan, elevan el nivel económico de las comunidades, puesto que implican un mejoramiento de los predios construídos y entraña el acondicionamiento de nuevas zonas habitables que ofrecerán otros tantos campos de desenvolvimiento en los aspectos de población, industria, comercio y en general

en las demás órdenes económico-sociales; estas ventajas que para los habitantes se traducen en un acrecentamiento del valor de la propiedad raíz, cuando son resultado de obras públicas patrocinadas por el Gobierno, entrañan un aumento de riqueza en el patrimonio de los particulares sin que éstos hayan realizado esfuerzo alguno para alcanzarlos.

En justicia, el enriquecimiento debe traducirse en una mejor forma de existencia para la comunidad en general, resultado que sólo se logrará con la acción conjunta entre los particulares y las autoridades con miras al funcionamiento de las Obras.

La cooperación de los particulares debe realizarse en forma directa mediante el pago de gravámenes, cargos o taxas -- fiscales. La determinación de estas taxas fiscales se lleva en forma directa, en primer lugar, por la imposición de un impuesto que grava el beneficio que obtienen los propietarios de predios de una localidad y en segundo lugar por la creación de derechos que corresponden al pago por el uso de los servicios que satisfacen las necesidades particulares de la población.

En el acrecentamiento del valor de la propiedad raíz, se justifica la aplicación del impuesto de plusvalía y como ésta no alcanza por igual a todos los predios, sólo serán gravados los que aumentan efectivamente su valor intrínseco ó indirectamente su precio en las operaciones comunes ó de traslado de domicilio, debiendo ser gravados con cargos superiores a aquellos predios que alcancen un valor mayor ó se coticen mejor con la realización de las obras.

Los legisladores deben estipular expresamente, la obligación de los propietarios de los predios, construídos ó vacíos, de contribuir directamente al pago de las cuotas de los gravámenes aprobados, teniendo el carácter de contribuyentes, aún aquellos en cuyo predio no se utilice el servicio ó no aumente el valor de la edificación por no existir aún. Así por ejemplo, los predios construídos con frente a las vías públicas en que pasen las líneas de distribución de agua potable, deberán pagar su cuota de contribución, y la de su categoría de usuario, no obstante que no disfruten del servicio por falta de conexión de la toma respectiva, si la culpa es de ellos.

Para considerar éstos gravámenes se tomará en cuenta el valor catastral y el precio comercial de los bienes raíces - conuinados ambos de tal manera que puedan suplirse recíprocamente en los casos en que falte alguno de los dos.

El impuesto deberá ser cobrado en una sola exhibición ó en varias, de acuerdo con las posibilidades particulares de los beneficiados; cuando ésto sea cobrado, en varias exhibiciones, cabe aumentar al adeudo un porcentaje justo de intereses según los usos comerciales y fiscales.

Además de esta carga fiscal, el derecho por el uso de un servicio público debe ser el pago de una cuota justa que compense a los beneficios alcanzados. No obstante ésto, su imposición debe realizarse estrechamente con la situación económica de los beneficiados, tanto para comprobar la posibilidad de exigirles el pago de la cuota mínima como para certificar el ahorro proporcionado si lo ha habido.

Este gravamen deberá imponerse a todos los usuarios que puedan pagarlo. Pero la determinación de su cuantía estará en razón directa de la utilización del servicio, correspondiendo las cuotas en relación directa con el goce de los beneficiarios.

Cuando la urgencia de las obras sanitarias es inaplazable, y su ejecución no se puede costear porque el monto total de plusvalía y el derecho por el uso del servicio no alcanza a cubrir el impuesto de las obras, debe recurrirse a una fuente más de ingresos, ésta será las fuerzas vivas de la población y de los propietarios de predios aún cuando la realización de los mismos no provoque un aumento del valor de los inmuebles; pudiendo cooperar la gente de menos recursos con su trabajo material (abriendo cepas, conectando tubos, etc.,).

Tomando en cuenta los ingresos por concepto de los tres gravámenes: el de plusvalía, cooperación y por el uso del servicio, en un término tipo de 15 años, debe calcularse un interés no menor del 6% ni mayor del 9% anuales según lo permitan los usos comerciales, y las circunstancias económicas del país, por lo que se tendrá una base que garantice a las Instituciones de Crédito la recuperación del capital invertido. Por lo tanto, su estimación deberá llevarse a cabo con la mayor acuidad posible y estará sujeta a la revisión que haga el Banco o a la Institución que facilite el capital.

Otra manera de poder obtener dinero por falta de presupuestos suficientes sería el hacer una clasificación en tres grupos de las diferentes localidades de un estado, provincia ó municipios:

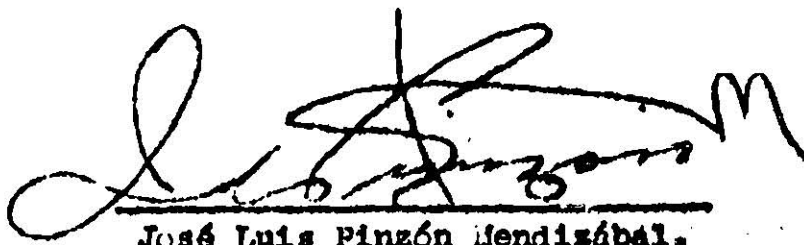
1er. Grupo.- Poblaciones que no tengan recursos suficientes para amortizar los créditos sino a condición de que se otorguen plazos excesivamente largos de acuerdo con los usos comerciales y bancarios.

2o. Grupo.- Cuando las poblaciones pueden redimir los capitales invertidos en la construcción de las obras.

3o. Grupo.- Lo formarán las poblaciones que no sólo cuenten con medios suficientes para liquidar sus deudas sino que aún ofrezcan remanentes por el solo concepto del cobro de impuestos y derechos de servicios de Ingeniería Sanitaria.

Esta clasificación serviría para resolver los problemas en otra forma; no podrán atacarse por falta de presupuestos suficientes, así el primer grupo de poblaciones podrán realizarse con los sobrantes del tercer grupo.

Con este sistema se equilibrarán las posibilidades económicas de toda una provincia, municipio, estado ó entidad federal, modalidad que viene a reforzar el financiamiento de las obras, puesto que, al efectuarse los ingresos de las poblaciones prósperas, los créditos alcancen a financiar tanto las obras de estas mismas localidades, como las de recursos escasos.



José Luis Pinzón Mendizábal.

