

FACULTAD DE INGENIERIA

U.N.A.M.

DESCARTE

5225

5225

**PROYECTO DE LA ZONA DE
RIEGO DEL VALLE DEL
CARRIZO, S. N.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JOSE LARA RUIZ



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

5225

DESCARTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO DE LA ZONA DE RIEGO
DEL VALLE DEL CARRIZO, SIN.

TESIS:

QUE PARA OBTENER EL TITULO
DE INGENIERO CIVIL.

PRESENTA:

JOSE LARA RUIZ

MEXICO, D.F. 1973.

A mis amados padres: -

Cap. José Lara Muñoz

Catalina Ruiz de Lara

con gratitud eterna a la noble y
abnegada tarea que han desempeñado
en su vida.

A mi querida esposa: -

Celia Navarro de Lara

Como homenaje a ella como mujer,
con gratitud y cariño como mi esposa
y a su fé y ayuda que en todo momento
me ha brindado, haciendo posible la
culminación de mi carrera de Ingeniero Civil.

A mis adorados hijos: -

Gabriela Susana

Silvia Norma

José Edgardo.

A mi hermana:

Beatriz Lara de Cuellar

A su esposo: -

Tte. Corl. Emigdio Cuellar López

A mis maestros

**A todos mis amigos y parientes que me
ayudaron a hacer posible esta obra.**

A mi Director de Tesis

con el mayor agradecimiento por

la gran ayuda que me otorgó:

Ing. Esteban Salinas Elorriaga

A MI H. JURADO: -

Ing. Esteban Salinas Elorriaga

Ing. Ernesto Murguía Vaca

Ing. Carlos M. Chávarri

Ing. Francisco Montejano Uranga

Ing. Federico Alcaraz L.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Al Pasante señor José LARA RUIZ,
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 Profesor Ing. Esteban Salinas Elorriaga, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"PROYECTO DE LA ZONA DE RIEGO DEL VALLE DEL CARRIZO, SIN."

- I. Antecedentes.
- II. Generalidades
- III. Proyecto del sistema de riego
- IV. Conclusiones.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLABA EL ESPERANZA"
México, D.F. 18 de Julio de 1973.
EL DIRECTOR

Dr. Juan Casillas G. de L.

46.

PROYECTO DE LA ZONA DE RIEGO DEL VALLE DEL CARRIZO, SIN.

I N D I C E . -

I. - INTRODUCCION

II. - ANTECEDENTES

III. - GENERALIDADES

IV. - PROYECTO DEL SISTEMA DE RIEGO

V. - CONCLUSIONES.

INTRODUCCION.-

Entre los múltiples y variados factores que se conjugan para la conservación y evolución de la vida, el agua ocupa un lugar preferente y es el elemento que se utiliza en mayor cantidad. El agua no solamente interviene en todos los procesos vitales, sino que constituye la parte proporcionalmente mayor de todos los organismos; esto es, la vida está indisolublemente ligada al agua. El agua que un animal bebe es sólo una pequeña fracción de la cantidad que necesita para su sostenimiento.

Las plantas, de cuya existencia dependen todas las demás formas de vida, toman del agua y el aire el 95% de sus elementos constitutivos; del suelo toman escasamente el 5% restante.

Las necesidades mínimas de agua varían notablemente entre las plantas; desde una especie de cactácea que requiere solamente unos cuantos centímetros cúbicos por día para subsistir y puede soportar rigurosas sequías utilizando sus reservas, hasta la palma datilera, que necesita varios cientos de litros diarios para no perecer y muere de inmediato al disminuir sus fuentes de aprovisionamiento.

El riego es la aplicación de agua al suelo con fines agrícolas.

En los países en que dominan los climas árido y semiárido, el riego es un arte tan antiguo como la civilización; actualmente, el riego es una ciencia moderna, la ciencia de la supervivencia.

El primer uso extensivo que se hizo del agua fue en riego. Los valles del Tigris y el Eufrates, en la Mesopotamia, el valle del Nilo y el valle del Indo, se consideran como el asiento de las primeras civilizaciones. Hace por lo menos 5 000 años que se inició la práctica del riego. Algunos de los antiguos sistemas

fueron de proporciones monumentales, requiriendo un alto grado de refinamiento técnico para construirlos. El canal de Nahrwan, en Mesopotamia, que tenía 120 metros de anchura y unos 10 ó 12 metros de profundidad, es un ejemplo de este tipo de obras. Para derivar aguas del Nilo hacia el lago Morris, se construyó en el año 2000 A.C. un canal de 20 kilómetros de longitud. El canal imperial de China, además de 1 000 kilómetros de longitud, construido en el año 700 para riego y navegación, es otro notable ejemplo de este tipo de obras.

En vastas regiones del mundo es imposible el desarrollo de la agricultura sin riego. Se estima que más de las tres cuartas partes de la superficie terrestre carecen de la humedad natural necesaria para producir cosechas. Otras regiones tienen una precipitación tan deficiente que no permite el desarrollo de ningún tipo de vegetación sin auxilio del riego, y permanecen como desiertos si no lo reciben. En otras grandes extensiones, que son demasiado secas para el desarrollo de la agricultura, crecen pastos, que permiten mantener una ganadería extensiva. Otras zonas que cuentan con lluvia deficiente, permiten el desarrollo de cultivos de temporal, en forma precaria, durante la estación de lluvias.

En las zonas que cuentan con precipitación suficiente y bien distribuida es posible levantar buenas cosechas la mayor parte de los años, aunque llegan a presentarse períodos de sequía en que se pierden por falta de humedad.

En general puede afirmarse que la agricultura de temporal es riesgosa y eventual en las zonas áridas y semiáridas.

En las regiones que cuentan con servicio de riego, el desarrollo de la agricultura es diferente. Generalmente pueden hacerse dos cosechas al año y en algunos lugares hasta tres. Por otra parte, no es necesario que el agricultor se--

limite a la variedad particular de cultivo que puede desarrollarse en zonas de temporal; puede planear una rotación de cultivos que lo mantengan ocupado todo el año y le produzcan altos rendimientos. Tiene también el incentivo de mejorar sus métodos de cultivo y usar semillas de alto rendimiento unitario y resistencia a las plagas, así como fertilizantes adecuados y en general, hacer trabajos de conservación del suelo, con la seguridad de que disponiendo de agua tiene asegurado el éxito de sus esfuerzos. El abastecimiento de agua por medio de riego puede no solamente mejorar la agricultura de vastas regiones del mundo y conducir al incremento de la producción sino también traer cambios significantes en los aspectos social y económico de las naciones.

En algunas de las zonas húmedas del mundo, hay tanta agua que es indispensable proveer un drenaje eficiente para desarrollar cultivos. Sin un drenaje adecuado, el terreno es un pantano improductivo; con drenaje adecuado, el nivel freático del agua puede ser conservado a una profundidad conveniente como para proporcionar humedad adecuada para el desarrollo de cultivos, sin necesidad de riego. En algunos lugares húmedos, el riego es necesario solamente durante algunos períodos del año; se llama riego de auxilio y permite aumentar los rendimientos.

En resumen, para el uso eficiente de los suelos, poca agua requiere riego; mucha agua, requiere drenaje.

Nuestro país tiene bajo riego una superficie aproximada de 4.2 millones de hectáreas, o sea más del 30% de la superficie total cultivada. Unas 1 300 000 reciben riego con aguas del subsuelo y 2.9 millones de Ha. con aguas superficiales. Un alto porcentaje de las superficies que reciben riego está situado en las regiones árida y semiárida del país, donde el riego es indispensable o necesario para el desarrollo de la agricultura.

El relieve general de la República mexicana presenta condiciones - desfavorables para la existencia de ríos caudalosos y con escurrimiento permanente, como los de otras regiones continentales. En efecto, la forma angosta y alargada del país y sus altas cadenas montañosas que corren longitudinalmente, determinan en su mayor parte ríos con cuencas de captación reducidas, corto recorrido y fuertes pendientes, -- factores que unidos a las grandes variaciones anuales de la lluvia, a la concentración de la misma en unos cuantos meses del año, a la situación de México con relación a -- las trayectorias ciclónicas y a la ausencia de nevadas, hacen que el régimen de las corrientes sea eminentemente torrencial y, por lo tanto, muy difícil de aprovechar en su estado natural.

Es notable la ausencia de ríos caudalosos en la altiplanicie mexicana; solamente en las regiones costeras tanto del Océano Pacífico como del Golfo de México existen corrientes de cierta importancia, contándose únicamente con ríos de régimen permanente de importancia en la región sureste del país, drenada por los ríos Papaloapan, Coatzacoalcos, Tonalá, Grijalva y Usumacinta.

El escurrimiento medio anual de los ríos de México asciende a 357 257 millones de metros cúbicos, de los cuales 211 232 millones de metros cúbicos, o sea cerca del 60% es aportado por 7 ríos principales, que drenan en conjunto una superficie -- de 450 000 kilómetros cuadrados, o sea el 23% de la superficie total del país.

ANTECEDENTES .

EPOCA PRECORTESIANA.

Entre los diversos pueblos indígenas que se asentaron en lo que es hoy la República Mexicana, los aztecas y los tarascos fueron los que mostraron mayor adelanto en diversas artes, así como en la agricultura, formando sus centros de población en las cercanías de lagunas como Texcoco, Xochimilco, Chalco, Zumpango, etc. y desarrollando, por esa circunstancia, algunos conocimientos sobre el control y aprovechamiento del agua y construido canales, acueductos, presas y diques; siendo notable, entre los aztecas, el uso de las chinampas sobre las cuales construían sus casas y cultivaban sus pequeñas parcelas.

Entre las obras más importantes construidas en esa época, es digna de mencionar la construida por Netzahualcoyotl para separar las aguas saladas del lago de Texcoco de las aguas dulces sobre las cuales floreció la capital azteca.

Ya desde esa época practicaron la agricultura de riego construyendo para el efecto, acueductos que conducían el agua a distancias considerables, así como "jagueyes" formados en lugares propicios para almacenar el agua de lluvia.

Epoca Colonial

Los españoles procedentes de climas mas benignos que los costeros de nuestra Patria, se establecieron y desarrollaron los centros de población en la Mesa Central, limitada por la Sierra Madre Oriental y la Sierra Madre Occidental. Estos centros de población, tuvieron ligado su desarrollo al progreso en la técnica para el suministro de agua, tanto para usos domésticos como para el riego, siendo dignos de mencionarse los acueductos, como el de Zempoala y Otumba, con longitud de 63 kilometros construido a base de arquerías por el monje franciscano Fray Francisco de Tembleque. Otra obra digna de mención es la creación de la Laguna de Yuriria de 16 Kilómetros de largo por 6 de ancho y que riega -

una amplia zona en el Bajío.

Epoca Independiente.

Este período se caracteriza por haber tenido innumerables revueltas internas y dos intervenciones extranjeras que acapararon la atención a la construcción de obras públicas, quedando las obras de riego en manos de la iniciativa privada y casi siempre orientada a la solución de problemas particulares, contándose entre estas obras las de Lombardía y Nueva Italia en Michoacán, así como las construídas para la desecación de las Ciénegas de Chapala y Zacapú y la construcción de algunos canales para riego en Mexicali, Baja California y Comarca Lagunera, entre los Estados de Coahuila y Durango.

En 1908, se creó un organismo oficial que se llamó "Caja de Préstamos para Obras de Irrigación y Fomento de la Agricultura" que operó como Sociedad Anónima y hacía préstamos con intereses del 7% anual y 15 años de plazo, para el desarrollo y fomento de la agricultura.

Epoca de la Revolución.

Se inicia después del período revolucionario que tuvo su origen en el año de 1910 creándose, en el año de 1921, la Dirección de Irrigación que constituyó, prácticamente, el primer paso en firme del Gobierno Federal para impulsar la construcción de obras de riego. Esta Dirección funcionó como una dependencia de la antigua Secretaría de Fomento, habiendo desaparecido en 1924, por razones de índole económica reduciéndose al Departamento de Reglamentación e Irrigación de la Dirección de Aguas con atribuciones notablemente menguadas y que funcionó durante los años 1924 y 1925, dependiendo a su vez de la entonces Dirección de Agua. Este Departamento, no obstante sus limitaciones, tuvo una gran importancia en las labores desarrolladas en el ramo de la irrigación siendo

la base para la creación de la Comisión Nacional de Irrigación que en forma decisiva impulsó la construcción de obras de riego.

De 1926 a 1946, se pusieron bajo riego 419,867 Has. nuevas y se mejoraron 396,357 - dando un total de 816,224 Has.

Epoca Moderna.

En el año de 1946, se creó la Secretaría de Recursos Hidráulicos la que, a partir de dicho año, se hizo cargo en definitiva de la construcción de obras hidráulicas.

De 1946 a la fecha se tienen 2'500 000 Has. ó sea que desde la creación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos a la fecha se han puesto bajo riego 1'683 776 Has. nuevas ó sea un promedio aproximado por año de 68 000 Has.

GENERALIDADES

LOCALIZACION. - El valle de El Carrizo está ubicado en la llanura costera comprendida entre las estribaciones de la sierra Madre Occidental y el Golfo de California, al Norte del Valle de El Fuerte. La Mayor parte pertenece a los municipios de Ahome y el Fuerte en el Estado de Sinaloa y el resto al de Huatabampo, en el de Sonora.

Cruzan el Valle con dirección general de Norte a Sur, dos importantes vías de comunicación: La Carretera Costera del Pacífico y la vía del Ferrocarril del Pacífico.

La superficie total del Valle comprende aproximadamente 80 000 Ha. de las que solamente la mitad se beneficiará con riegos en esta primera etapa. El terreno descende desde la cota 90.0 M. a la 0.0 M. sobre el nivel del mar con pendientes que varían de diez metros por kilómetro en las partes altas, a dos metros por kilómetro en las partes bajas.

En términos generales, la tierra dominada por el riego, tiene forma de abanico cuyo centro es la parte más baja que comunica al mar. Varios arroyos corren hacia el centro del abanico, siendo más abundantes en la parte norte.

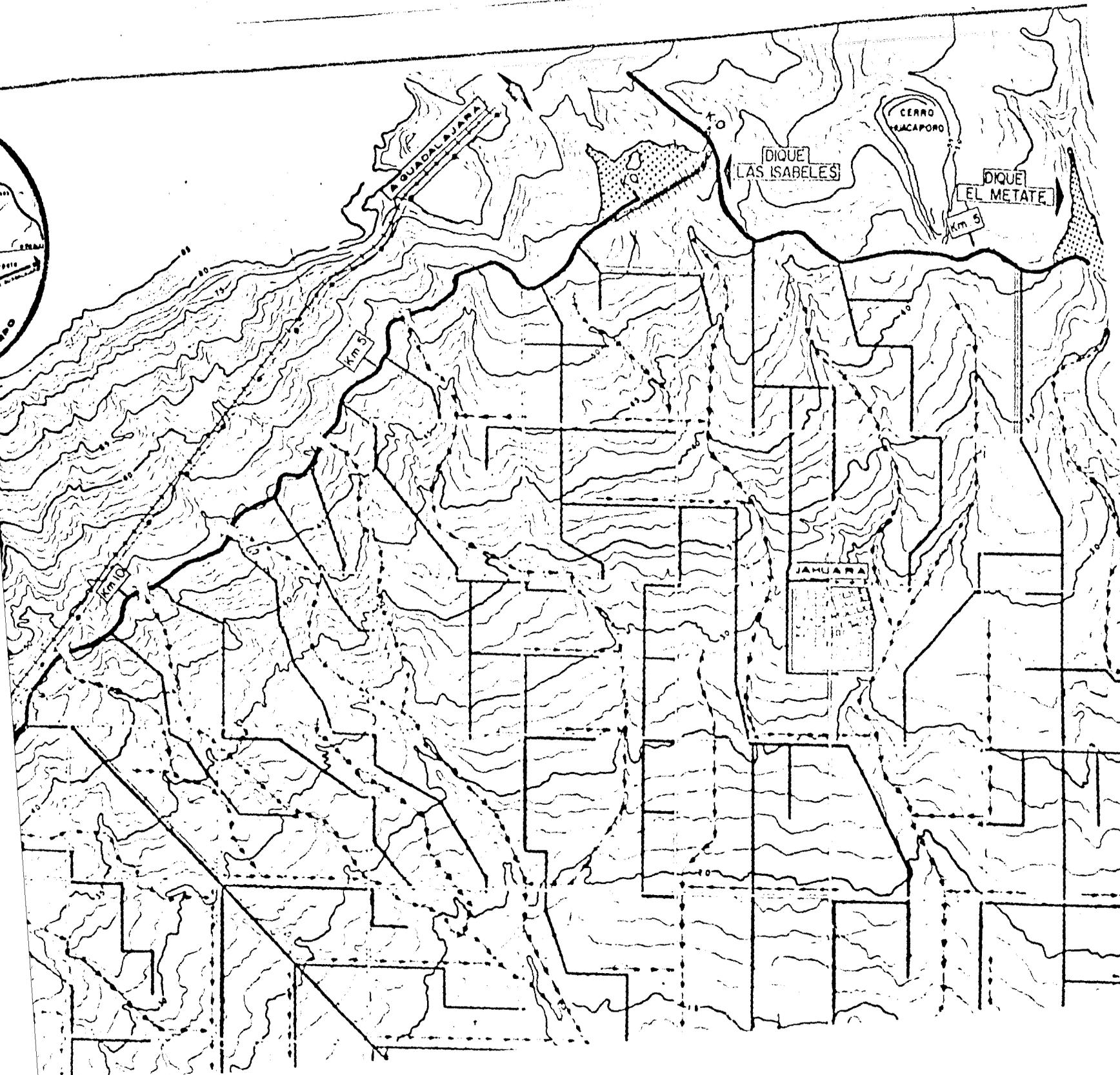
CLIMA Y SUELOS. - El clima dominante es "muy seco", con humedad deficiente en todas las estaciones, cálido, sin estación invernal definida.

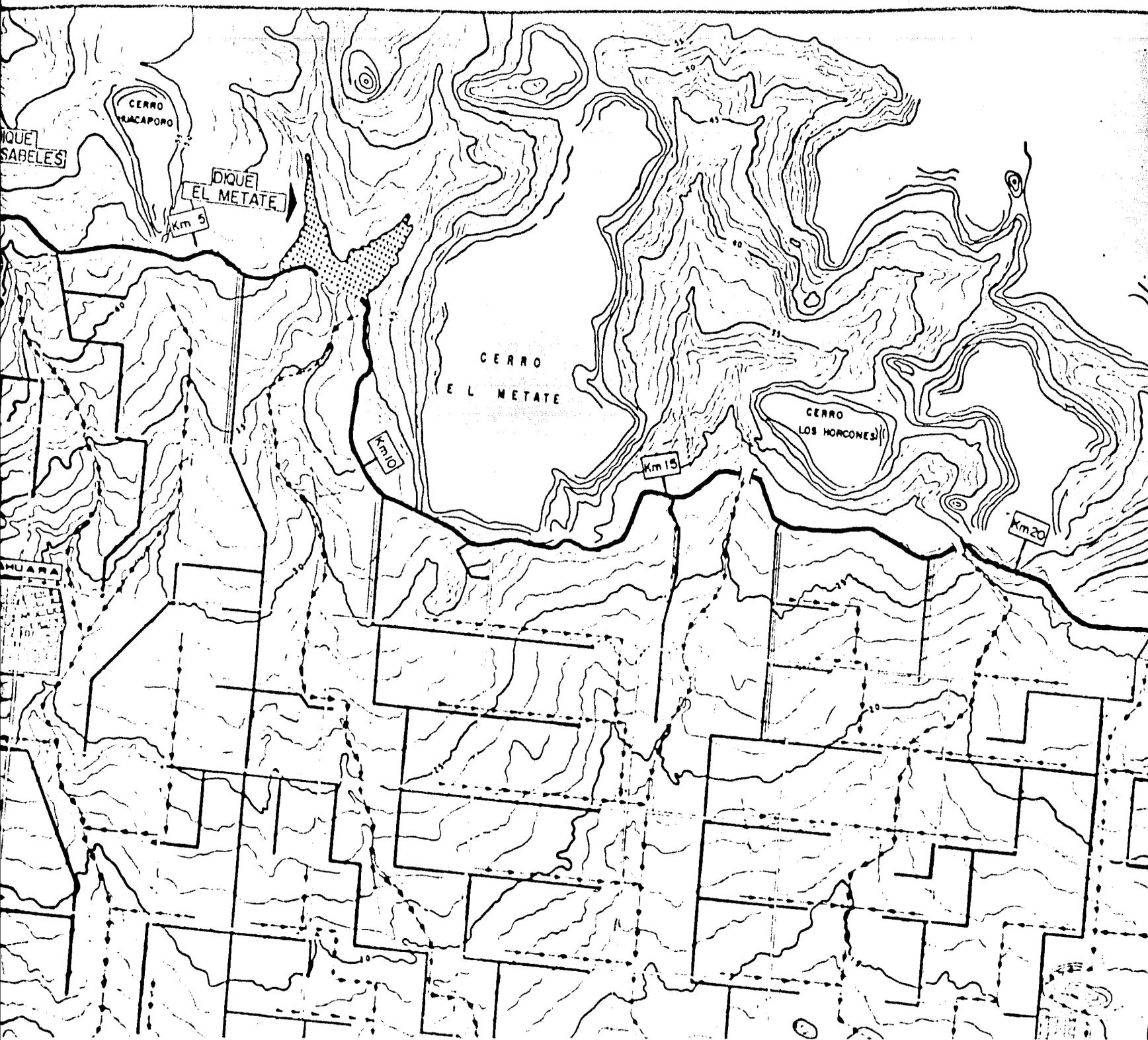
El suelo está cubierto de monte bajo, chaparrales, cactáceas y vegetación típica de las zonas áridas. Antes de la introducción de la irrigación era utilizado para escaso pastoreo de ganado. Había aisladamente pequeñas superficies de siembra de mal temporal auxiliado con bombeo. Está formado de arcillas y migajones, fué factible de tornarse agrícola pues se clasificó un 90% de tierra de segunda y un 10% de tierra de primera.

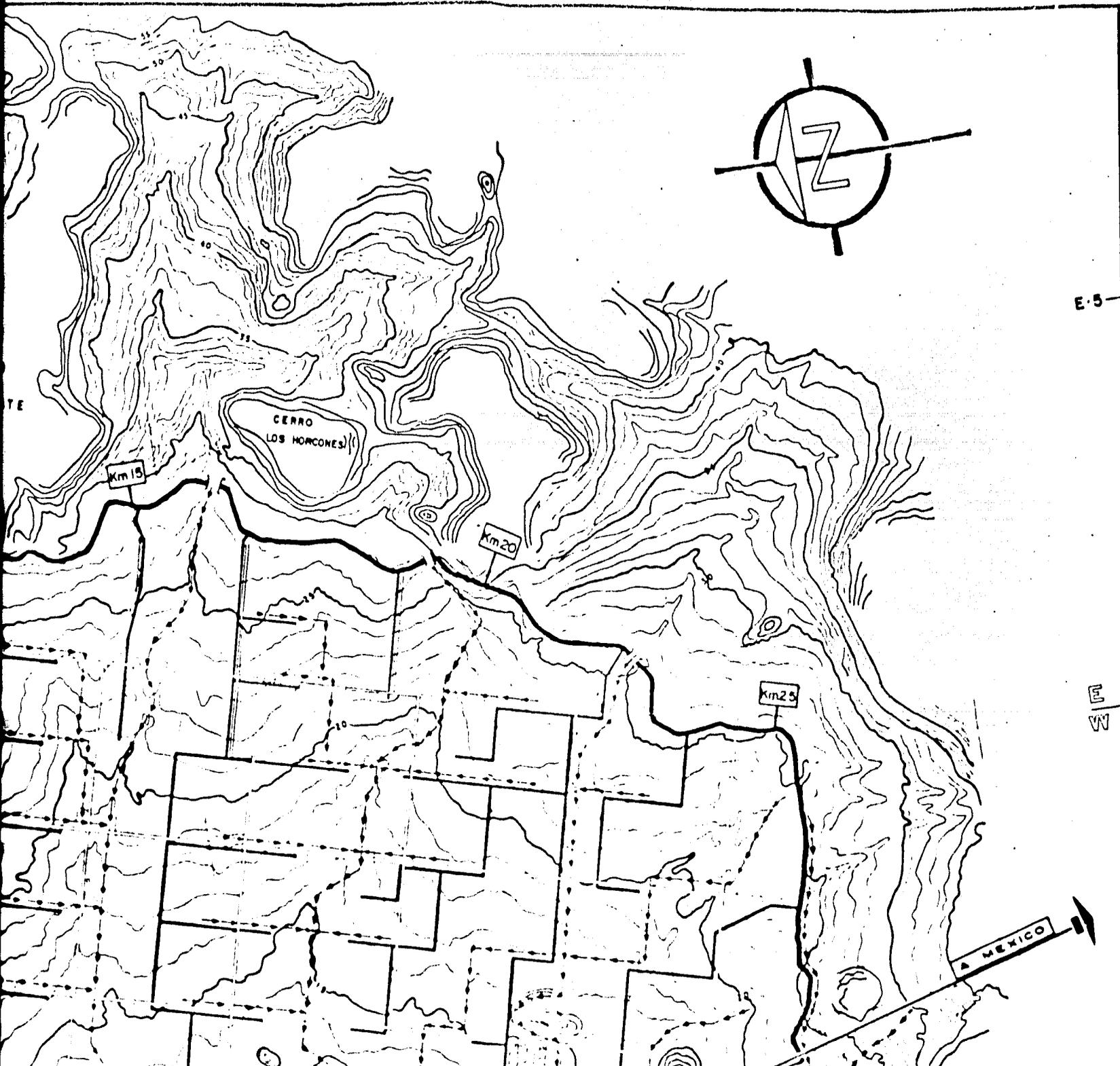
Existían sólo caseríos aislados ya que prácticamente no habían actividades productivas.

Para la irrigación del 50% de las tierras del Valle de El Carrizo o sea una area 40 000 Ha. se construyó La Presa Josefa Ortíz de Domínguez sobre el Río Alamos, sólo que el volumen medio anual de escurrimientos de este arroyo es de 91.6 millones de m^3 (1942-1964), inferior a la capacidad de almacenamiento de la Presa que es de 500 millones de m^3 , por lo que su vaso nunca se llenaría si la aportación del Río Alamos fuese la única fuente de abastecimiento; por otra parte, la capacidad del vaso de la Presa "Miguel Hidalgo" es de 3,280 millones, inferior al escurrimiento medio anual del Río Fuerte que es de 4,536 millones de M^3 (1942-1964), diferencia de volúmenes que antes de la construcción de la Presa Josefa Ortiz de Dominguez debía desperdiciarse arrojándose al mar, lo cual dejó de hacerse en gran parte con la construcción de un canal de conexión entre ambos vasos con una longitud de 6,400 m. y que está constituido por dos diques, un tunel y tramos de canal con sección trapezoidal.

De la presa Josefa Ortíz de Domínguez se proporciona el agua para la zona de riego de El Carrizo por medio de un canal principal de conducción de 26 km. de longitud revestido en su totalidad denominado tramo muerto, en razón de que a lo largo de él no hay aprovechamientos para riego, conduce un gasto de $100 m^3/seg.$ y fué planeado así para que forme parte del Canal Fuerte Mayo que auxiliará la zona del Mayo después de satisfacer las necesidades del Valle del Carrizo dentro del Plan Hidrológico del Noroeste.



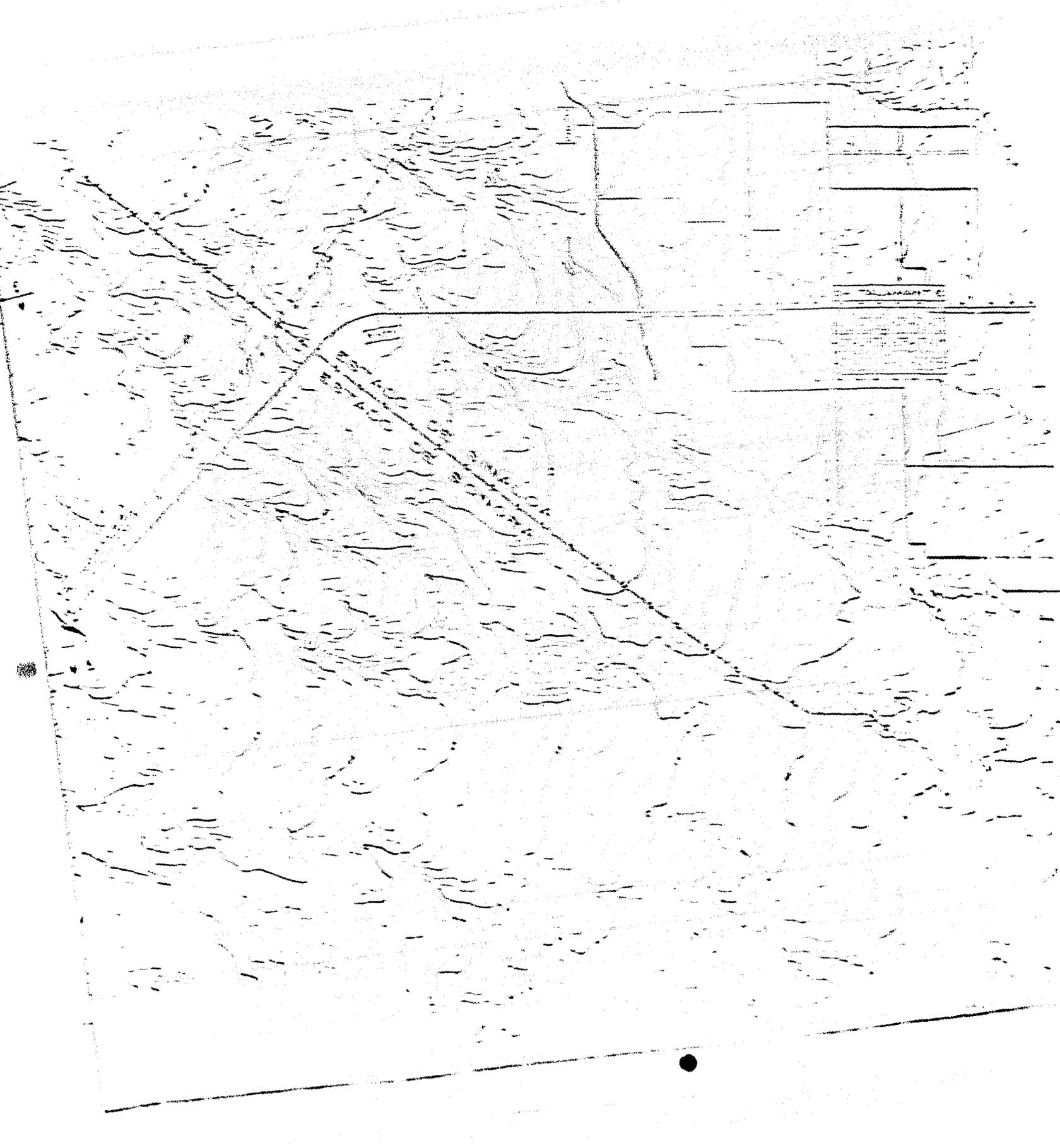


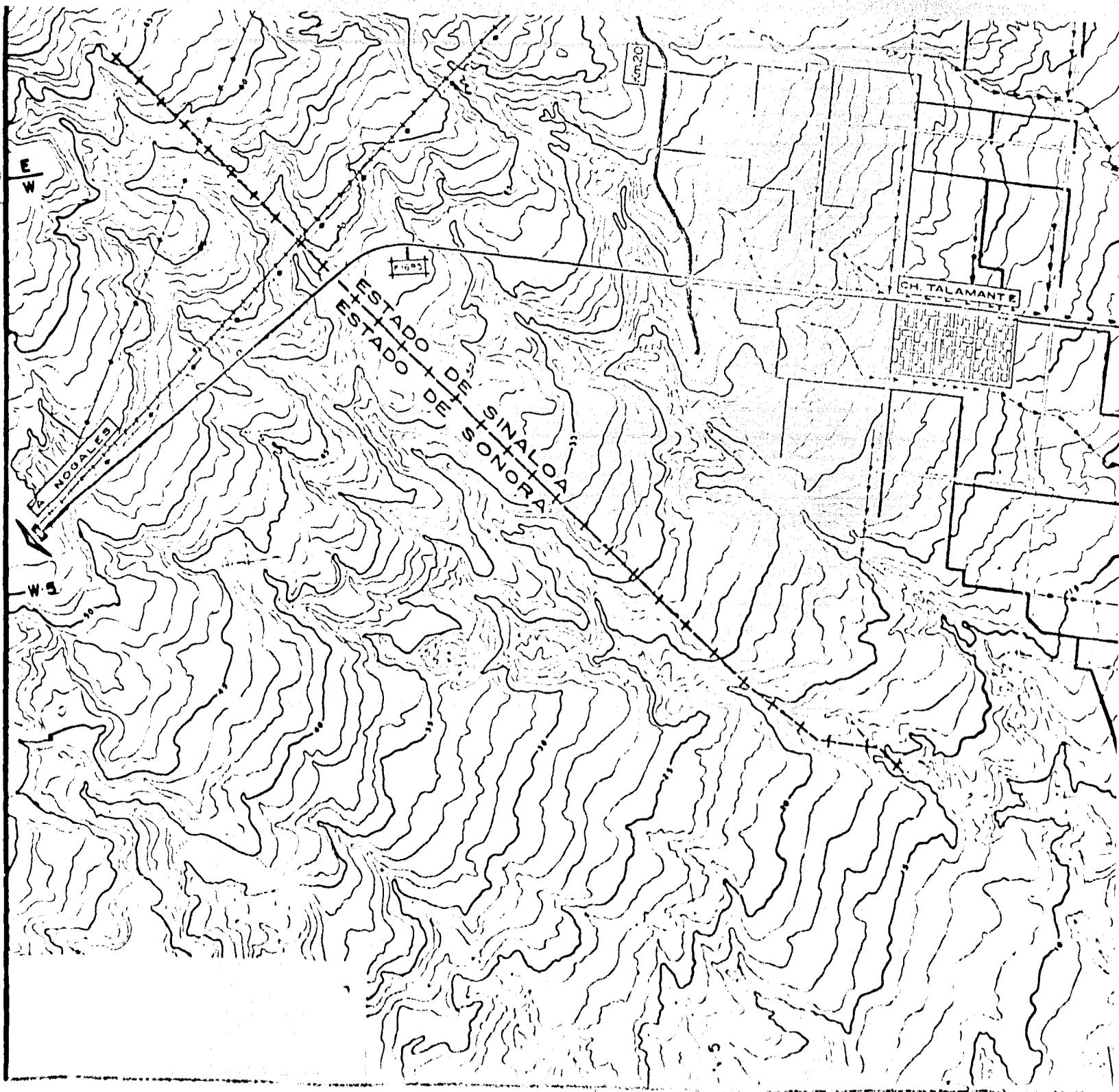


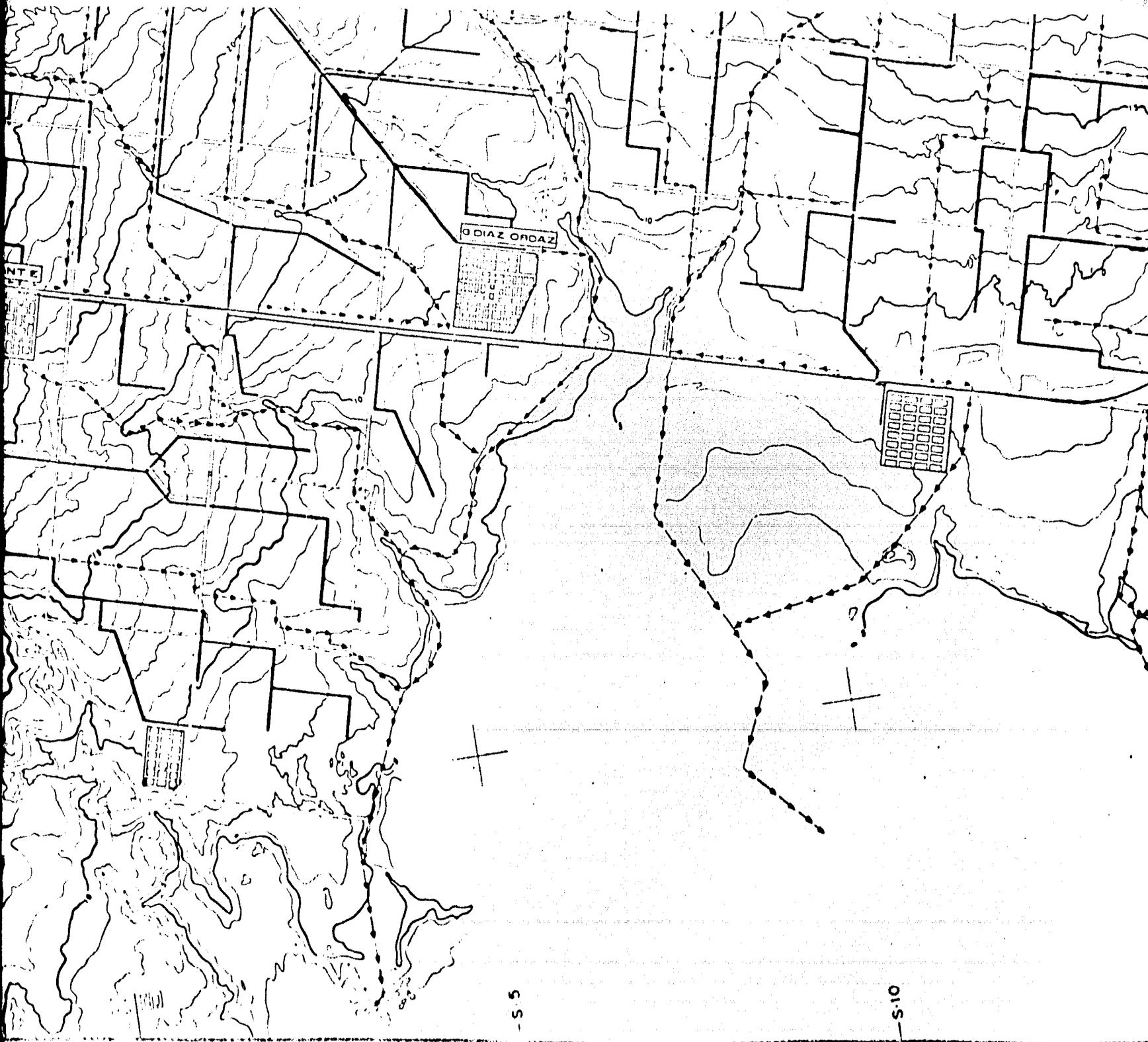
E-5

E
W

A MEXICO

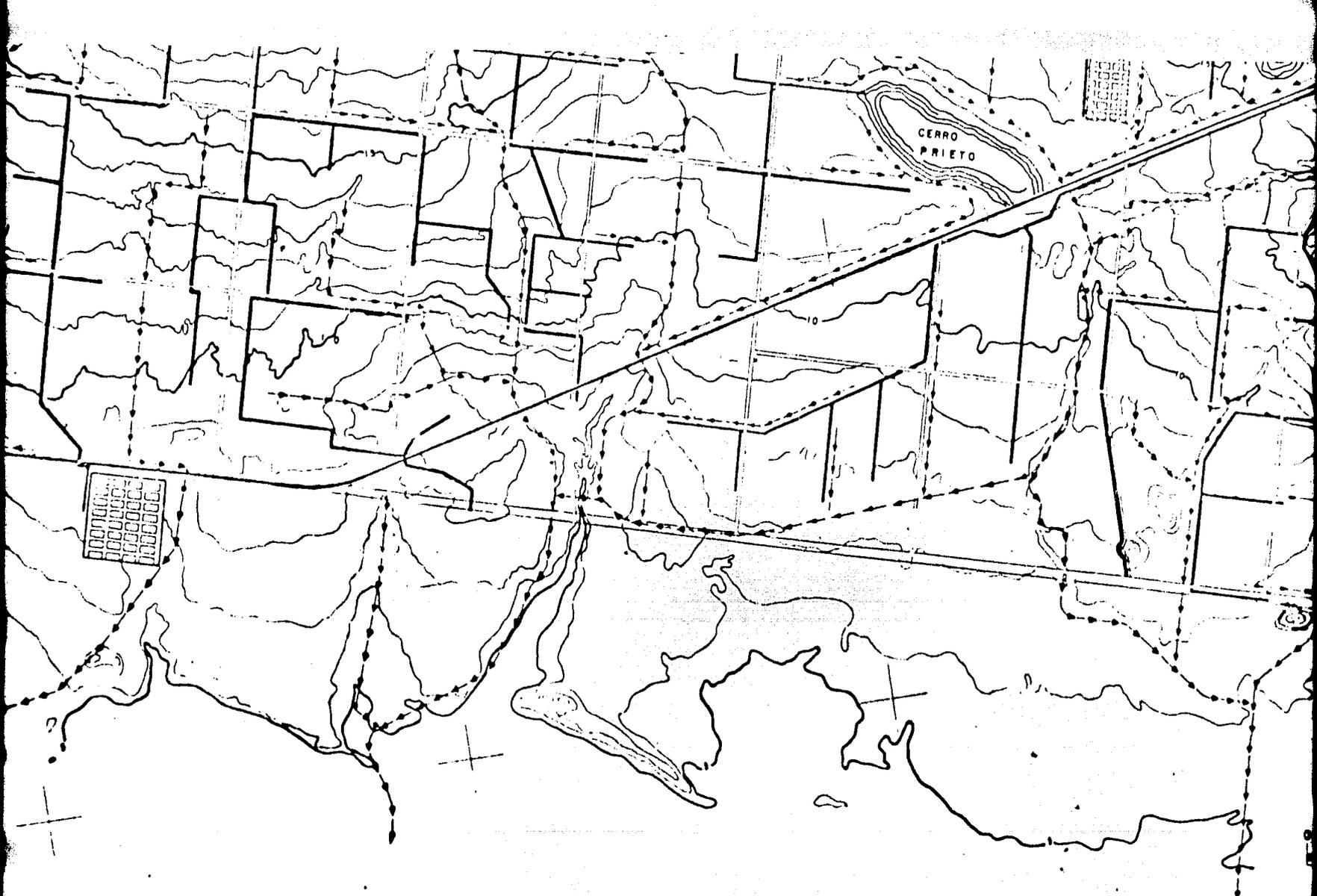






-S-5

-S10



CERRO
PRIETO

10

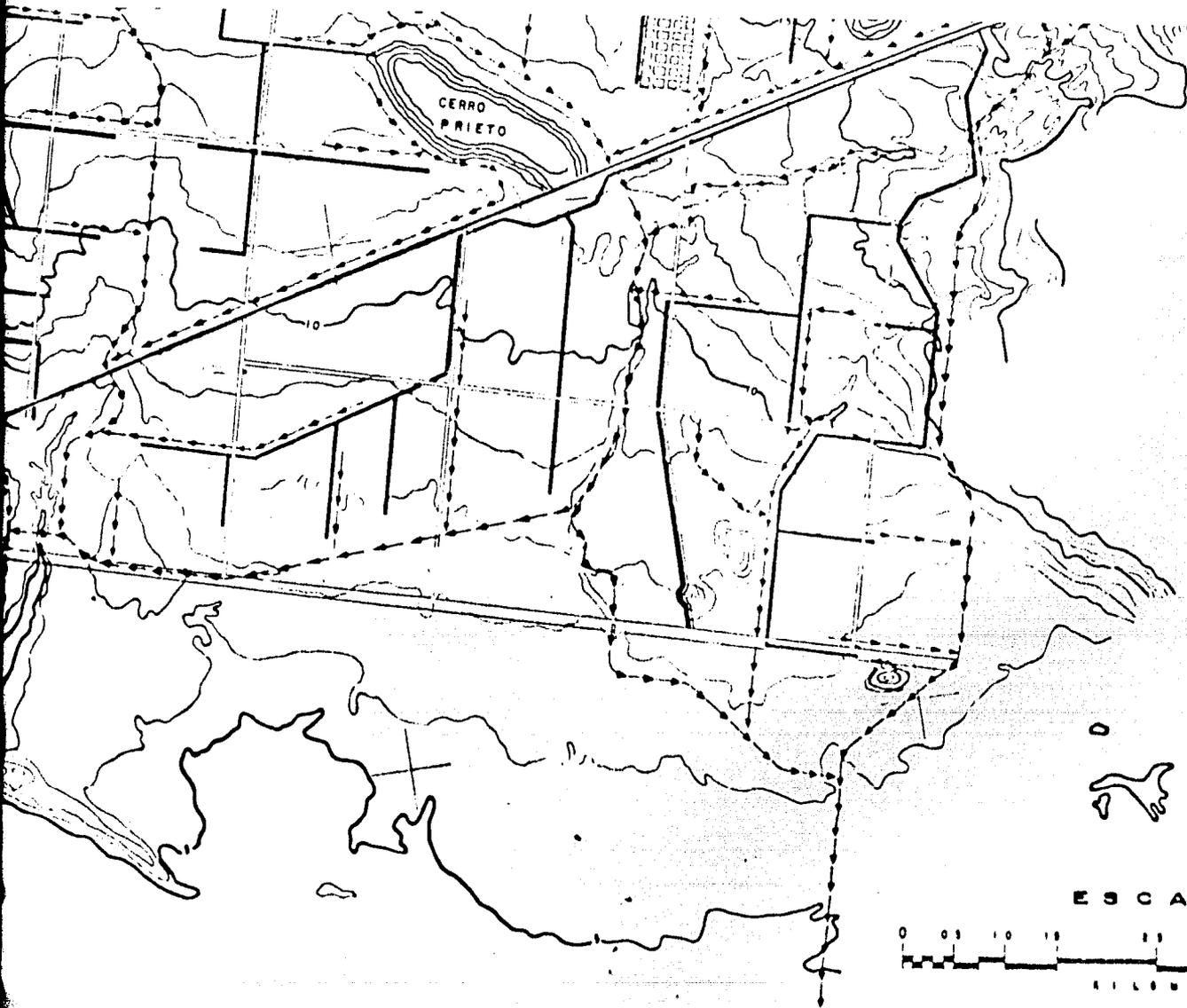
-S:10

-S:15

-S:20

DIS

MEXIC



W-5

W-10

ESCALA



U. N. A. M.

FACULTAD DE INGENIERIA

DISTRITO DE RIEGO DEL VALLE DEL CARRIZO

PLANO GENERAL

TESIS PROFESIONAL

JOSE LARA RUIZ

MEXICO, D F

1 9 7 3

PLANO N. 1

S-20

PLANEACION DEL SISTEMA DE RIEGO

Localización: -

El Valle del Carrizo se encuentra localizado en la parte norte del Estado de Sinaloa y está limitado: al Norte por el Estado de Sonora , al Sur por el Valle del Fuerte, al Este por la Sierra Madre Occidental y al Oeste por el Golfo de California.

La Presa Josefa Ortiz de Domínguez regará un total de 40 000 Has. que es lo que comprende el Valle de "El Carrizo".

Estudios Topográficos: - Este estudio tiene por objeto conocer el relieve del terreno para poder proyectar la red de canales, así como la red de drenaje del Sistema de Riego.

En la mayoría de los casos de levantamiento de zonas de riego se emplea el sistema de cuadrículas rectangulares ya que en esta forma se tienen elementos más aproximados, este método consiste en formar cuadros de 5 kms. por lado con líneas trazadas con tránsito y cinta de acero de 50 m., en los vértices de dichos cuadros se ponen mojoneras, monumentos, nivelando tanto las líneas como los monumentos con nivel fijo, tomándose los datos como referencia para la configuración y el levantamiento de detalle. Para construir la cuadrícula rectangular es menester elegir un punto de apoyo inicial del levantamiento para poder establecer un sistema de ejes coordenados.

Para el trazo de la meridiana se orientó previamente la línea definida por el propio origen y un punto lejano inamovible. Esta orientación astronómica se realizó por el método de "Alturas absolutas del Sol".

Ya trazado el meridiano principal se procede al trazo del paralelo base, para lo cual se establecen en el origen dos ángulos de $90^{\circ} 00' 00''$.

Establ ecidos estos ángulos se prolongan los alineamientos al Este y al Oeste del meridiano principal, en la longitud que se requiere para el levantamiento, una vez efectuado el trazo, como mínimo de 5 km. del meridiano principal y 5 km. -- del paralelo base, se inicia el trazo de la cuadrícula, trazando los meridianos por los puntos múltiples de 5 km. del meridiano principal. La verificación de los cuadros se efectua en el vértice opuesto al origen.

Después de monumentar los cuadros de 5 k.m. por lado, se procede a formar los cuadros secundarios de 1 km. por lado; para ejecutar este trabajo se parte del monumento colocado a cada km. en los linderos ya sea norte o sur de los cuadros principales de 5 km., trazándose líneas de norte a sur, al monumento opuesto.

NIVELACION DE LA CUADRICULA..- En esta operación se debe tener mucho cuida-- do, debido a que la elevación de los monumentos es usada como bancos de nivel y por consiguiente son datos indispensables para construir el conjunto de obras del distrito -- de riego.

Las nivelaciones se hacen por circuitos principales y secundarios, y -- están referidas al nivel del mar. En cuanto al sentido que se le dé al modo de nive-- larse es aconsejable adoptar el de las manecillas del reloj, empleando como bancos -- intermedios los monumentos que se encuentran a cada kilómetro.

Cuando ya se haya completado la nivelación en un circuito principal -- se completan los circuitos secundarios nivelando únicamente los lados correspondien-- tes a las líneas paralelas trazadas a cada kilómetro en las direcciones Norte Sur.

Después de que se han efectuado esta serie de operaciones se procede a buscar puntos notables, fijándose su posición y determinando su cota, así se obtie-- ne una serie de puntos con elevación conocida; se interpolan gráficamente, ob --

teniéndose en definitiva curvas de nivel de cota redonda.

CANAL PRINCIPAL. - Para que pudiera llegar el agua de la presa Josefa Ortiz de Domínguez a la zona de riego del Valle de "El Carrizo", se tuvo que recurrir a construir un canal principal que empezó en el $k - 0 + 000$ terminando en el $k - 29 + 320$ cadenamiento que corresponde al dique Las Isabeles; a este tramo se le llama "tramo muerto" porque en su recorrido no se hizo ninguna derivación para utilizar el agua en riego, debido a lo irregular del terreno en dicho tramo.

En el dique Las Isabeles existen ramificaciones en dos direcciones llamándoseles canal distribuidor Norte y canal distribuidor Sur limitando estos canales la zona de riego. El canal principal conduce un gasto de $100 \text{ m}^3/\text{seg.}$, la sección es de forma trapezoidal con 5.00 m. de plantilla y 5.00 m. de tirante, revestido en su totalidad, en su desarrollo se construyeron 6 diques con longitudes que variaron entre 500 m. y 1 200 m., 3 sifones, de 5 m. de diámetro y de 100 m. de longitud cada uno; se construyeron desagües parciales, desagües totales, represas con compuertas radiales, puentes y entradas de agua.

PROYECTO DEL CANAL DISTRIBUIDOR SUR. - Los estudios que se realizaron para localizar el canal Distribuidor Sur fueron registrados en planos topográficos con escalas variables de 1: 10 000, 1: 20 000, 1: 50 000 marcándose varias rutas por donde podría estar alojado dicho canal, posteriormente se reconocieron las rutas, marcando con nivel de mano puntos obligados que normalmente son los puertos, talves, etc.

Existen ocasiones en que ya definido el trazo se modifica algún tramo debido a las condiciones geológicas del terreno que no permiten por la poca consistencia del mismo, hacer la obra en esa localización o porque las obras de protección tienen un costo antieconómico. Cuando ya se ha definido el trazo y se procede a hacer sondeos para conocer las condiciones geológicas en cuanto a la estabilidad de --

las laderas y taludes como para tener una clasificación aproximada de excavaciones.

Todos los sondeos que se hagan se registrarán en planos en escalas de 1: 2 000 y en casos especiales en los que la topografía sea muy irregular a escala de 1: 500.

De la topografía que se obtenga y del resultado de los sondeos podrá decidirse si se acepta el trazo o hay que modificar algunos tramos. Cuando ya se han estudiado todas las alternativas de trazo, con el trazo definitivo escogido se procede a hacerse sondeos nuevamente profundizándose dichos sondeos hasta 1 m. abajo de la rasante del canal, haciéndose como mínimo 4 ó 5 sondeos por km.

Después se procede a colocar bancos de nivel a 1 km. de distancia para poder efectuar el perfil del mismo, dicho perfil se obtiene nivelando el trazo y sacando elevaciones cada 20 m. y en las zonas donde el terreno es accidentado se podrán tomar nivelaciones a menos de 20 m. para poder establecer con exactitud el perfil, es aconsejable que se tomen 3 ó 4 recorridos.

El tirante del canal debe ir enterrado en terreno firme para mayor seguridad, dejando una banquetta de 3.00 m. de ancho mínimo del lado de abajo de la ladera. Esta banquetta deberá quedar alojada en terreno firme que no haya sido aflojado por los explosivos y tendrá una elevación de 1 m. como mínimo, arriba de la superficie libre del agua para el tirante normal.

CAPACIDAD DEL CANAL DISTRIBUIDOR SUR. - Cuando se termina con el estudio del trazo y localización del canal, se procede a calcular el gasto necesario para regar la zona comprendida en su jurisdicción.

Los elementos que intervienen son:

1.- Necesidad de los cultivos

2.- Pérdidas y desperdicios

3.- Método de Riego.

4.- Características de la fuente de abastecimiento

5.- Distribución mensual de la demanda.

Ya que estos elementos son difíciles de cuantificar, se toman coeficientes ya experimentados como los que se citan a continuación y que son los que utiliza la secretaría de Recursos Hidráulicos: -

De 100 a 1 200 Has $1 \text{ m}^3/\text{s}$. para cada 570 Has. ó 1.75 l.p.s./ha.

De 1 200 a 2 000 Has. $1 \text{ m}^3/\text{s}$. para cada 710 Has. ó 1.41 l.p.s./ha.

De 2 000 a 10 000 Has. $1 \text{ m}^3/\text{s}$. para cada 860 Has. ó 1.16 l.p.s./ha.

De 10 000 en adelante $1 \text{ m}^3/\text{s}$. para cada 1 000 Has. ó 1.00 l.p.s./ha.

En un plano 1: 50 000 se divide por zonas lo que sería el área por regar de cada lateral, limitados generalmente por el canal principal y los drenes que -- corren a lo largo de los laterales, de esta manera se obtiene una tabla. La capacidad necesaria se obtiene llevando las áreas por regar de cada uno de los tramos -- localizados en el plano obteniéndose el número de litros/seg/ha . Este valor se -- multiplica por el número de hectareas obteniéndose así el gasto en lts./seg.

Conocidos el gasto, la topografía y Geología del terreno se escoge -- una pendiente S , los taludes t y la rugosidad del material que para este caso fué -- de $n=0.015$ y mediante la fórmula de Manning se checa el gasto adoptado y la -- velocidad permitida para concreto.

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3} Q = VA$$

Donde:

V = Velocidad en m/s .

n Coeficiente de rugosidad

S = Pendiente de la rasante del canal

R = Radio Hidráulico (Que es la relación que existe entre el área hidráulica y el perímetro mojado, los cuales dependen del ancho de la base, el tirante y la inclinación de los taludes).

Q = Gasto en m^3/s .

Los taludes usados para concreto fueron $t = 1.5: 1$

ESTRUCTURAS DEL CANAL PRINCIPAL.

Las estructuras del canal principal pueden agruparse en:

- 1.- Estructuras de operación
- 2.- Estructuras de cruce
- 3.- Estructuras de protección

Estructuras de Operación.- Represas, tomas para canal y tomas granjas.

Represas. Las represas son estructuras que se construyen en el canal principal con el objeto de elevar el tirante del agua, cuando no es suficiente el gasto para alimentar los canales laterales.

La localización correcta de las represas y, por lo tanto, la distancia que debe mediar entre ellas, depende de diversos factores, debiéndose satisfacer las condiciones básicas siguientes:

a).- Cualquiera que sea el gasto del canal principal en un momento dado, con la represa parcial o totalmente cerrada, el nivel del agua deberá ser tal que se puedan abastecer los gastos máximos de los laterales que queden aguas arriba, sin invadir el bordo libre del propio canal principal.

b).- El espaciamiento entre ellas debe ser tal que cada una de estas, de el servicio requerido al mayor número de bocatomas sin invadir el bordo libre del propio canal principal.

Para que se puedan cumplir estas condiciones se debe tomar en cuenta que: El desnivel entre la elevación libre del agua en el canal principal estando la represa cerrada y la elevación libre del agua en el canal lateral debe ser como mínimo igual a la cuarta parte del tirante del canal principal más las pérdidas de carga en la toma más alta.

El objeto de dejar el desnivel indicado es para que haya posibilidad de abastecer a los laterales a toda su capacidad, teniendo en el canal principal tirantes inferiores al normal, lo que hace más flexible la operación del mismo.

El desnivel entre la elevación de la plantilla del canal principal y la elevación de la plantilla de la toma del canal lateral debe ser, como máximo, igual a los $\frac{4}{10}$ del tirante del canal principal y como mínimo igual a 50 cm.

Tomas para canales. - Se les nombra así por la función que tienen de recibir el agua del canal principal a los laterales y de los laterales a los sub-laterales ya que las obras que se construyen con el fin de distribuir el agua a los lotes se les llama Tomas-Granja, estas tomas granjas se construyen ocasionalmente en el canal principal.

Estructuras de cruce. - Este tipo de estructuras, se construyen cuando el canal cruza con vías de comunicación; arroyos, ríos, accidentes naturales y drenes; normalmente son sifones, alcantarillas, diques y puentes canales.

Estructuras de Protección: -

Caídas. - Cuando la pendiente longitudinal del terreno es mayor que la que admite el canal se construyen caídas. Para localizarlas hay que tomar en cuenta los siguientes puntos: -

Se procurará en todos los casos determinar la altura de la caída econó--

mica para que el costo total por metro lineal de canal, incluyendo excavaciones, préstamos, el costo de las caídas y represas adicionales que sea necesario construir en algún caso sea el mínimo.

Las caídas tendrán como mínimo 1 m. de altura y máximo 2.50 m.

Las caídas o caídas represas deberán localizarse inmediatamente aguas -- abajo de las tomas siempre que no existan otras circunstancias que se opongan a esta condición.

Todas las caídas serán verticales salvo condiciones especiales.

Desagües .- La misión de este tipo de estructuras consiste en eliminar los excedentes de agua que pudieran existir en el canal principal, originados por aportaciones de los arroyos que desaguan a ellos, o cuando se necesita reparar algún tramo, se vacía el mismo por los desagües. Los desagües pueden ser de excedencias o totales.

Los de excedencias u obras limitadoras sirven para impedir que el tirante del agua suba más de lo proyectado. Pueden ser vertedores de cresta libre o sifones automáticos.

Los desagües totales se emplean para vaciar en un momento dado un tramo de canal, tirando el agua a un dren o cauce natural.

Entradas de agua. - Son estructuras que se construyen con el fin de que aguas provenientes de arroyos que cruzan el canal entren a él.

Cunetas. - Con frecuencia es conveniente interceptar por medio de cunetas los escurrimientos de los arroyos, que de otra manera descargarían libremente al canal principal y encauzarlos hacia algún accidente topográfico que facilite la construcción de un sifón o de un puente canal, para dar paso a las aguas

brancas, evitando su entrada al canal principal.

RED DE DISTRIBUCION.

La red de distribución del valle de "El Carrizo" se encuentra limitada por los canales principales "Norte y "Súr" en las partes altas y en las bajas por la cota de 8 m. y la carretera internacional.

Por lo general los sistemas de riego están compuestos por: El canal principal, los laterales, sublaterales, ramales, subramales y regaderas.

LOCALIZACION DE LOS CANALES LATERALES. - Para la loca-

lización de los canales laterales hay cuatro criterios generales a seguir:

- 1.- Según la Topografía del terreno
- 2.- Según la cuadrícula
- 3.- Respetando los linderos que ya existen
- 4.- Siguiendo un sistema combinado.

1.- LOCALIZACION SIGUIENDO LA TOPOGRAFIA.- Este sistema es el más económico, pues los canales se localizan por la parte-aguas y van -- dominando hacia ambos lados, por lo cual la red de distribución resulta mas corta que en cualquier otro sistema. Además se aprovechan los talves para alojar los drenes. - Tiene como inconvenientes, que resultan lotes de formas irregulares y que se dificulta el trazo de los canales.

LOCALIZACION RESPETANDO LOS LINDEROS. - Cuando ya - existen linderos de propiedad definidos en el campo, es necesario localizar los ca-- nales laterales siguiendo precisamente estos linderos hasta donde las condiciones to-- pográficas lo permitan.

LOCALIZACION SEGUN UN SISTEMA COMBINADO.- En el sistema combinado, la localización de los canales se va adaptando en algunas oca--

siones a la topografía del terreno, en otros lugares de la zona de riego se sigue la cuadrícula y donde existen lotes de propiedad privada se hacen los quiebres necesarios para respetar los linderos, si la topografía lo permite, este sistema es el más conveniente.

En el Valle del Carrizo un sesenta por ciento del proyecto fué de-- terminado por la topografía para la localización de canales y drenes y el resto se hi- zo coincidir con los linderos de la cuadrícula de lotificación. Es decir se optó por el método combinado.

PLANEACION DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

Una vez localizado el canal principal, se dibuja su trazo sobre los planos de la zona regable a escala 1: 20 000 y se procede al proyecto en planta de la red de drenaje, de laterales, sublaterales, etc.

Los drenes deben proyectarse siguiendo el fondo de los talwes que generalmente confluyen en algunos de ellos para formar arroyos y cauces naturales.

Una vez marcada la red de drenaje, se procede a localizar en plan- ta los laterales. Estos canales invariablemente tendrán su origen en el canal princi-- pal y su desarrollo se hará siguiendo la línea del parte - aguas que queda localizada entre dos talwes por los cuales ya ha sido marcada la línea de drenaje.

Dado que la línea del canal lateral ha sido localizada precisamen- te sobre el parte-aguas, podrá dominar hacia ambos lados y deberá proyectarse las - tomas, ya sean granjas o sublaterales que permiten conducir el agua a todos y cada- uno de los puntos de la zona de riego.

ESTUDIO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION. -Una vez elegida la ruta de los canales sobre los planos 1: 20 000 se afinará el proyecto del trazo sobre las -- jas de plancheta que estan a escala 1: 5 000 y, finalmente se marcará en el terreno

el trazo proyectado haciendo los ajustes necesarios, señalando con toda precisión los puntos donde deban construirse tomas ya sea para canales sublaterales o para granjas. Estos trazos se nivelarán y se dibujarán los perfiles.

Con el objeto de que todos los puntos del terreno puedan ser dominados por los canales laterales, sobre el perfil del terreno, levantado con nivel fijo, del canal lateral se marcarán los puntos en que sea necesario construir tomas, y en todos los puntos el nivel del agua en el canal deberá estar a 40 cm. como mínimo arriba del terreno natural. Uniendo todos estos puntos de control se obtiene el perfil de la superficie libre del agua en el canal lateral, llevando una paralela gestep perfil a una distancia igual al tirante del agua se obtiene el perfil del fondo del canal.

LOCALIZACION DE TOMAS GRANJAS EN CANALES LATERALES.

Para su localización deberán seguirse las siguientes reglas fundamentales: -

- 1.- La rasante de la regadera a la salida de la toma, deberá ser tal que sin elevar el nivel del tirante normal en el canal lateral sea posible colocar el agua sobre el terreno que se vaya a regar.
- 2.- El desnivel entre la superficie del agua en el canal lateral y el nivel libre del agua en la regadera a la salida de la toma deberá ser de 10 cm. como mínimo, o sea que la pérdida de carga prevista en la toma para granja deberá ser de 10 cm. como mínimo.
- 3.- La superficie libre del agua a la salida de la toma, deberá quedar como mínimo, 30 cm. arriba del terreno natural.
- 4.- El desnivel mínimo entre la superficie del terreno a la salida de la toma y el nivel del agua en el lateral con su tirante normal deberá ser de 40 cm.
- 5.- Para garantizar que la toma siempre trabaje ahogada, se bajará

la plantilla de la tubería un mínimo de 40 cm.

LOCALIZACION DE CAIDAS. - Las caídas y las rápidas se utilizan para evitar pendientes excesivas en el canal cuando la inclinación del terreno sea mayor que la de la rasante del canal.

Para su localización se siguen las siguientes normas: -

a).- El costo por metro lineal, incluyendo excavaciones, préstamos, el costo de las caídas y el costo de las rápidas adicionales que sea necesario construir deberá ser mínimo.

b).- Las caídas serán verticales y se localizarán de preferencia en los sitios en que sea necesario construir represas o tomas.

c).- Deberá procurarse uniformizar la altura de caída en cada proyecto.

A fin de aclarar los conceptos vertidos hasta aquí, a continuación se da como ejemplo práctico el:

PROYECTO DEL LATERAL 23 km. 12 + 330 del canal "Norte".

El lateral 23 nace en el km. 12+330 izquierdo del canal distribuidor - "Norte". Se tuvo necesidad de trazar el canal en dirección diagonal con los ejes de las calles, para así proyectar los sublaterales a 45° con respecto al lateral y aprovechar las calles para formar secciones combinadas entre dren y canal.

Para el proyecto del lateral 23 y sus sublaterales (diez en total), se tomó como modelo una parcela de 10 Has. netas de forma rectangular con proporción ideal -- de 500 x 200 m., con riego, desagüe y accesos independientes.

CALCULO DEL GASTO DEL LATERAL 23 K - 12 + 328.82
IZQ. DEL CANAL "NORTE".

LOCALIZACION	AREA POR REGAR HAS.	CAPACIDAD		TIPO DE OBRA	OBSERVACION
		NEC. M ³ /S	ADOP. M ³ /S		
K - 0 + 000	4,050	4.68	5.00		
K - 0 + 700	3,980	4.56	5.00	R.C. Y 2 T	
K - 1 + 400	3,885	4.42	5.00	R.C. Y 2 T	
K - 2 + 100	3,790	4.30	5.00	R.C. Y 2 T	
K - 2 + 800	3,715	4.17	5.00	R.C. Y 2 T	
K - 3 + 529.32	3,604	4.00	5.00	P.R.C. 2 T Y 2 T L	23-H-1
K - 4 + 978.89	3,004	3.50	5.00	R.C. 2 T R Y 2 T L	23-F-G Cambio
K - 6 + 428.45	1,296	2.19	2.60	P.R.C. 2 T R. Y 2 T L	23-D-E
K - 7 + 878.02	756	1.22	2.60	R.C. 2 T R Y C T L	23 - B-C Cambio
K - 9 + 327.59	263	0.46	1.00	P.R.C. 2 T R Y 2 T L	23 - A-A'
K - 10 + 800					Conduccion Agua

R.C. Represa Caída

T. Toma

P.R.C. Puente, Represa, Caída

T.L. Toma Lote

T.R. Toma Represa

C.T.L. Caída Toma Lateral

CALCULO DEL GASTO DEL LATERAL 23 K - 12 + 328.82
IZQ. DEL CANAL "NORTE".

K+M	AREA POR REGAR HAS.	CAPACIDAD		TIPO DE OBRA	OBSERVACIONES
		NEC. M ³ /S	ADOP. M ³ /S		
	4,050	4.68	5.00		
	3,980	4.56	5.00	R.C. Y 2 T	
	3,885	4.42	5.00	R.C. Y 2 T	
	3,790	4.30	5.00	R.C. Y 2 T	
	3,715	4.17	5.00	R.C. Y 2 T	
32	3,604	4.00	5.00	P.R.C. 2 T Y 2 T L	23-H-1
89	3,004	3.50	5.00	R.C. 2 T R Y 2 T L	23-F-G Cambio de Secc.
45	1,296	2.19	2.60	P.R.C. 2 T R. Y 2 T L	23-D-E
02	756	1.22	2.60	R.C. 2 T R Y C T L	23 - B-C Cambio de Secc.
59	263	0.46	1.00	P.R.C. 2 T R Y 2 T L	23 - A-A'
					Conduccion Agua Potable

R. Represa Caída

T.L. Toma Lote

Toma

T.R. Toma Represa

P.C. Puente, Represa, Caída

C.T.L. Caída Toma Lateral

Se formó así una cuadrícula con una de las direcciones paralela al eje de la carretera internacional, con equidistancia de 1,025 m, de los cuales 25 m. son para alojar obras y 1 000 m. para fines agrícolas formando cuadrados de 100 Has. netas.

Para determinar la capacidad de los sublaterales, en virtud de que sus áreas por regar oscilan entre 200 y 500 Has., se les dió el gasto y la plantilla mínima de 1.00 m. respectivamente, escogiéndose pendientes de 50 a 80 cm. por km. a fin de evitar velocidades que provoquen erosión en los mismos.

Para el proyecto del Lateral 23 se dibujó su gráfica Area-Capacidad obteniéndose los cambios de sección según el lugar donde se indica en el anexo No. 1

PRUEBAS DE INFILTRACION PARA EL DISEÑO DE CANALES.

Las pruebas de infiltración en canales, son fundamentales para decidir si determinado canal necesita ser revestido.

Se pueden presentar dos casos:

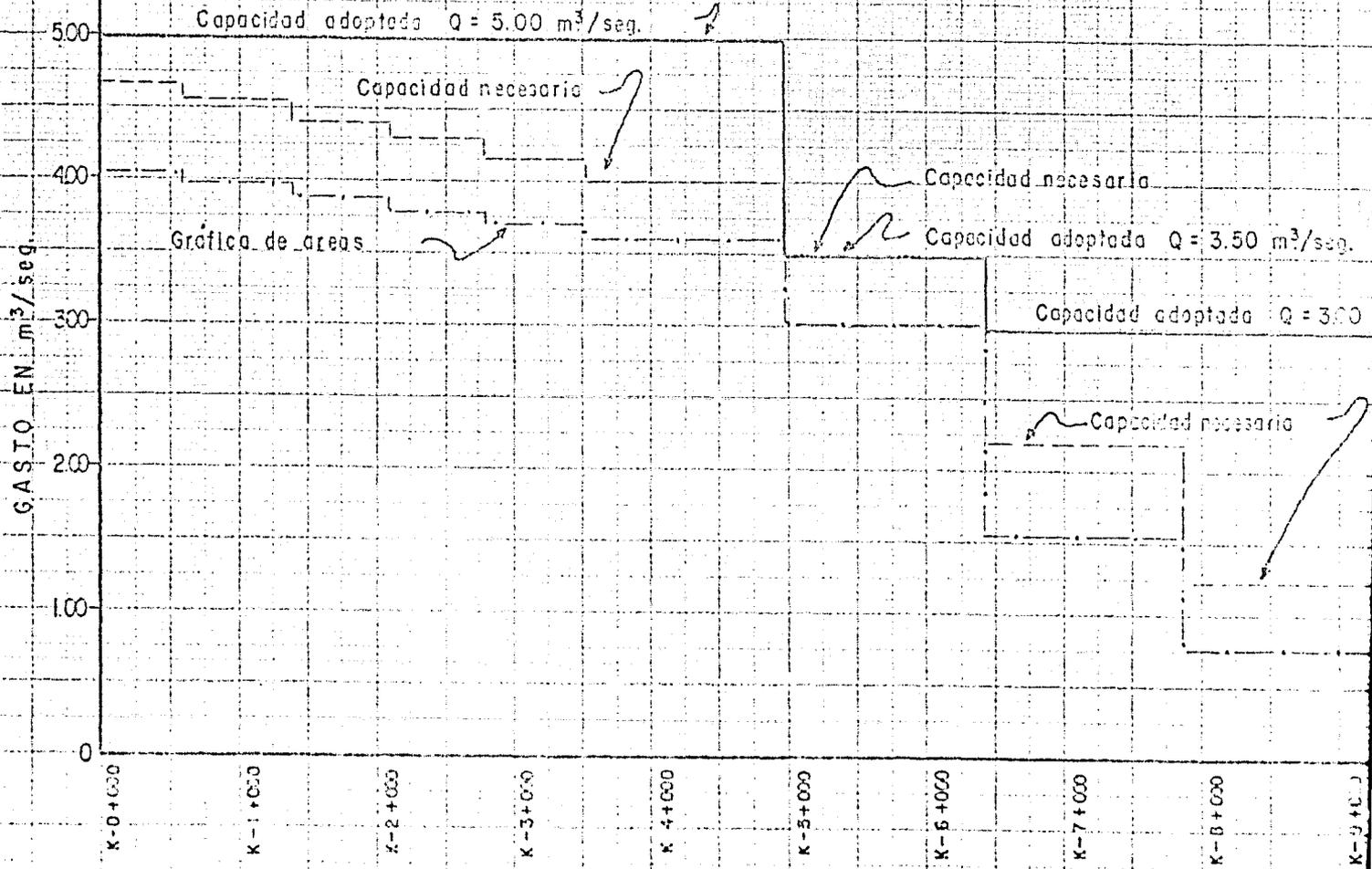
1.- Cuando el nivel freático se encuentre abajo del fondo del pozo a construir.

2.- Cuando el nivel freático se encuentre por arriba del fondo.

1er. CASO CUANDO EL NIVEL FREATICO SE ENCUENTRE ABAJO DEL FONDO DEL POZO. Se excavarán pozos a cielo abierto de 1.00 x 1.50 m. sobre el eje del canal a construir, con profundidades similares a los tirantes que se tendrán en el canal en operación; de ser posible el fondo del canal se procurará que coincida con la rasante del proyecto del canal.

Se colocará una camisa de polietileno al pozo donde se efectuará la prueba, para impermeabilizar sus paredes en toda su altura y se procederá a llenarlo de agua.

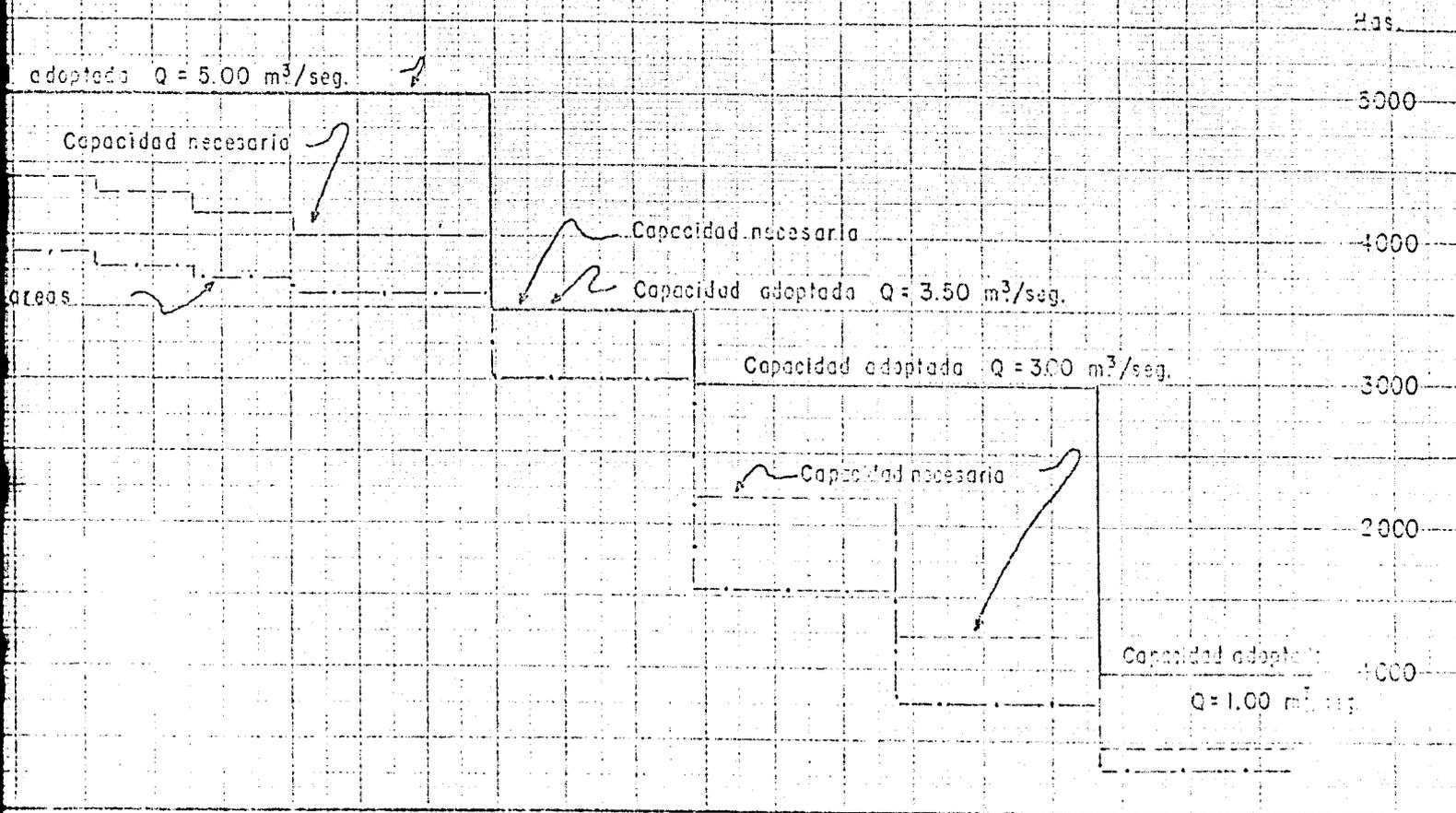
GRAFICA AREA-CAPACIDAD DEL LAT. 23 DEL CANAL " NORTE "



(K-4+998 C.de S.)

(K-6+428 C.de S.)

GRAFICA AREA-CAPACIDAD DEL LAT. 23 DEL CANAL "NORTE"



K-2+000 K-3+000 K-4+000 K-5+000 K-6+000 K-7+000 K-8+000 K-9+000 K-10+000 K-11+000

(K-2+198 C.de S.)

(K-6+428 C.de S.)

(K-9+327 C.de S.)

(K-10+800 P.C.)

ANEXO -1

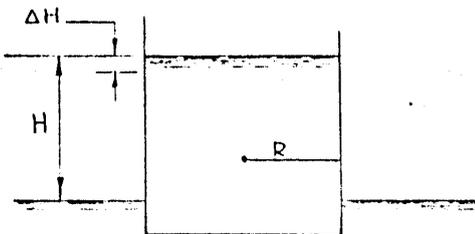
hasta tener una carga igual al tirante de proyecto. Se dejará saturar el terreno adyacente, lo que se logrará cuando las pérdidas de carga en el pozo sean semejantes para intervalos de tiempo iguales, lo que probablemente ocurrirá en el término de 12 horas.

Una vez que se ha observado que la pérdida de carga es uniforme en tiempo, se procederá a efectuar lecturas a cada 3, 6 o 12 horas según que las pérdidas sean fuertes, medianas o pequeñas ; después de cada lectura se repondrá el nivel del agua hasta el original y las lecturas se continuarán durante un período de tres días.

2o. CASO: CUANDO EL NIVEL FREÁTICO SE ENCUENTRE POR ARRIBA DEL FONDO DEL POZO.- Se construirán los pozos a cielo abierto con las dimensiones y profundidades señaladas en el caso precedente procurando que el fondo del pozo coincida con la rasante del proyecto del canal, se hará la medición de la profundidad del nivel freático y se procederá a llenar el pozo a un nivel igual al que tendrá el canal en operación, determinando con este la carga que será igual a la diferencia de niveles de los dos espejos de agua. Una vez llenado el pozo se dejará establecer el flujo hasta que se tengan pérdidas similares en tiempos iguales y se procederá a efectuar lecturas de pérdida de carga cada 3, 6 o 12 horas, según que las pérdidas sean fuertes, medianas o pequeñas ; teniendo la precaución de restituir el nivel original en el pozo después de cada lectura.

El coeficiente de filtración se podrá determinar en la siguiente forma:

$$C \phi = \frac{R}{H} \frac{\Delta H}{\Delta T}$$



Una vez obtenido el coeficiente de filtración con este valor se entrará a las gráficas de Moritz o Pavlovsky o a la ecuación de Pavlovsky las cuales nos darán las pérdidas por filtración.

R Radio del pozo en metros

H Carga en metros

ΔH Abatimiento en metros

ΔT Tiempo transcurrido en días

E.A. Moritz determinó la siguiente fórmula para estimar las pérdidas por filtración.

$$P = 0.0375 C \frac{Q^{\frac{1}{2}}}{V^{\frac{1}{2}}}$$

Donde:

P Pérdidas por filtración en $m^3/s/km.$

Q Gasto del canal en $m^3/s.$

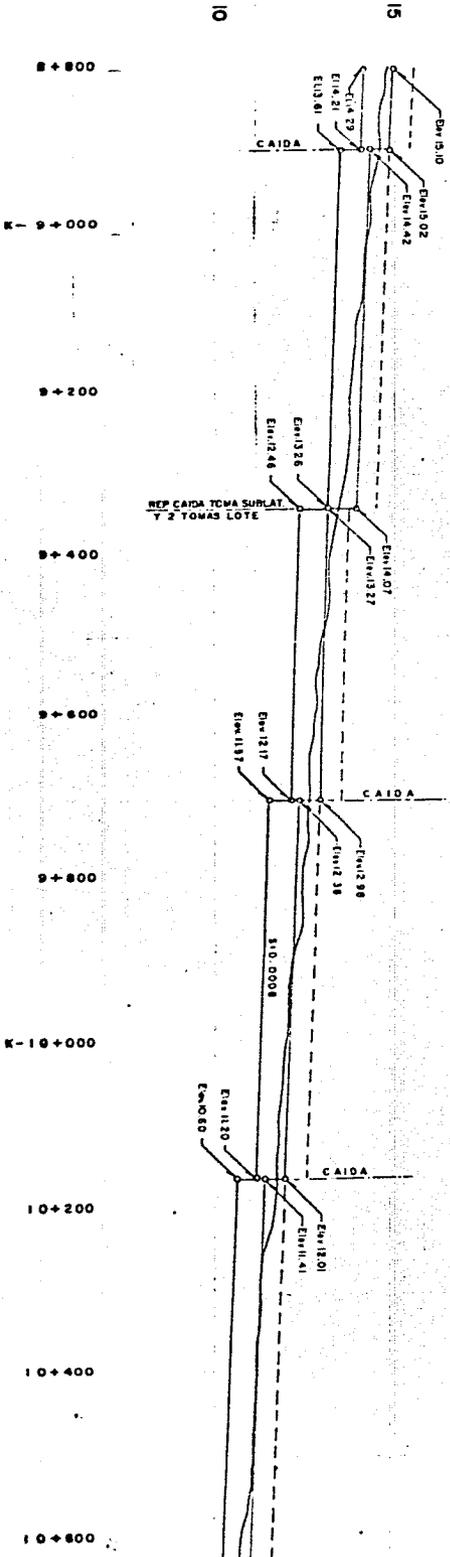
V Velocidad en $m/s.$

C Coeficiente que depende del material en que se aloje el canal.

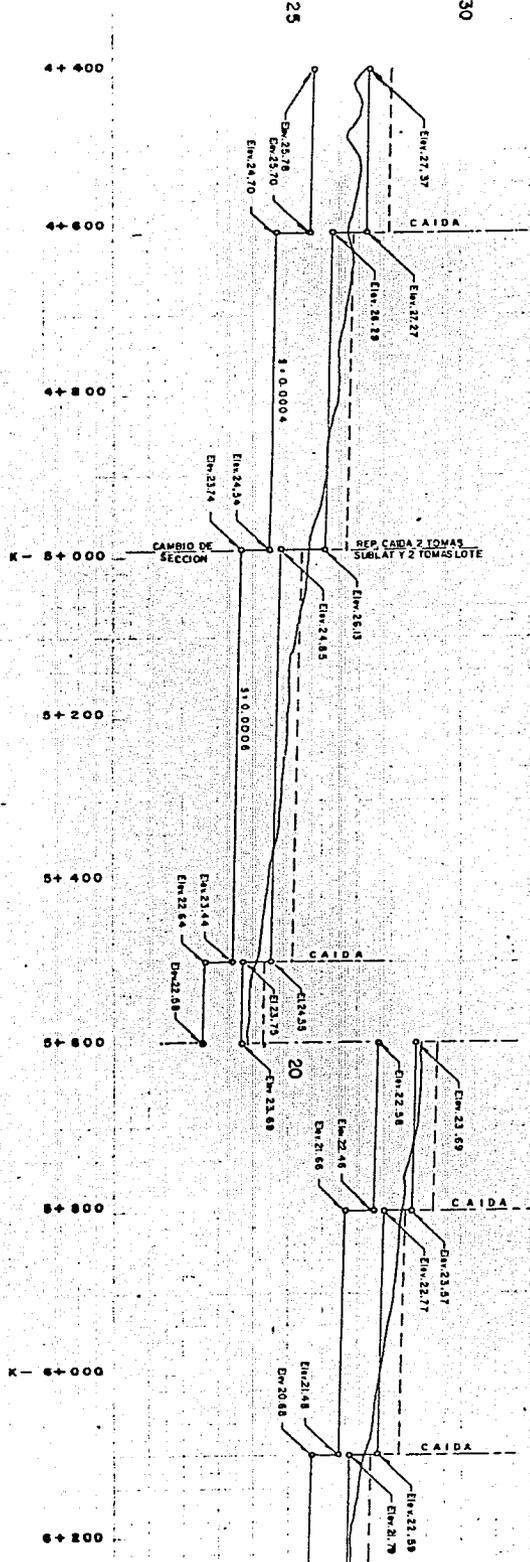
VALORES DE C.

Migajón arcilloso impermeable	0.08 - 0.11
Migajón arcilloso semi-impermeable sobre arcilla compacta (tepetate) a profundidad no mayor de 1 m. bajo la plantilla	0.011 - 0.15
Migajón arcilloso ordinario, limo, migajón pirolítico.	0.15 - 0.23
Migajón arcilloso con arena o grava, gravas cementadas, arcilla y arena	0.23 - 0.30
Migajón arenoso	0.30 - 0.45

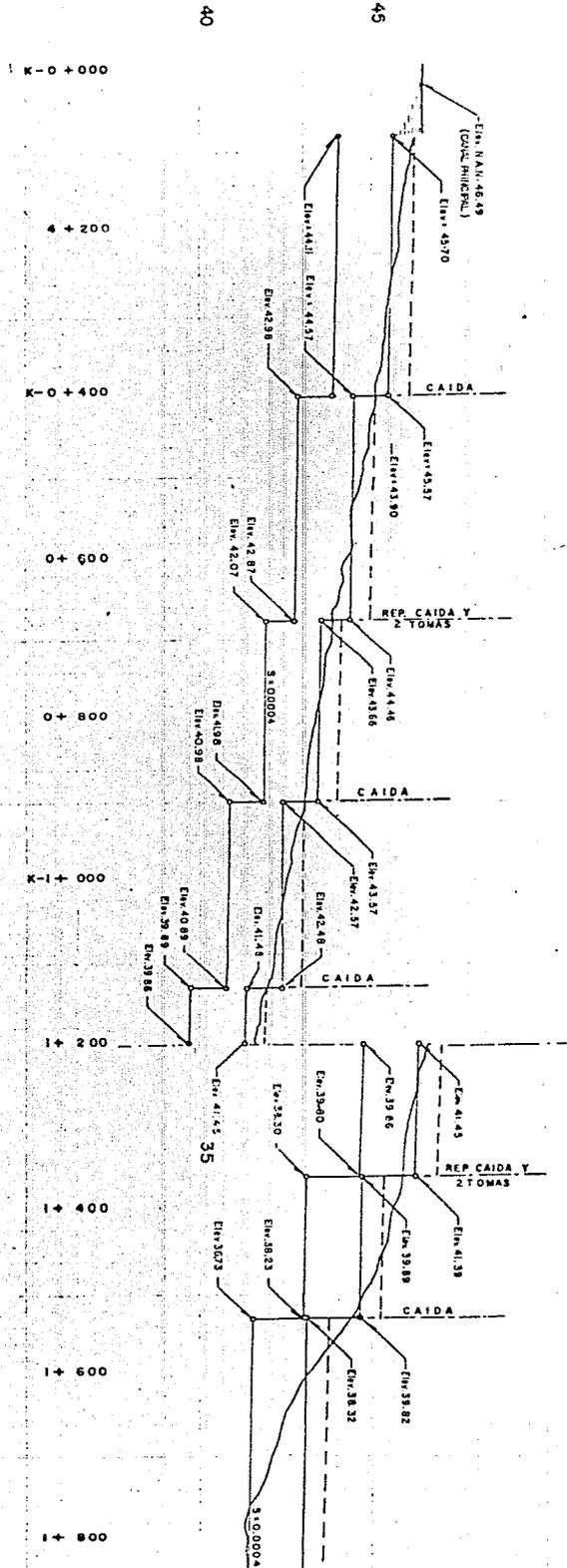
ELEVACIONES EN METROS

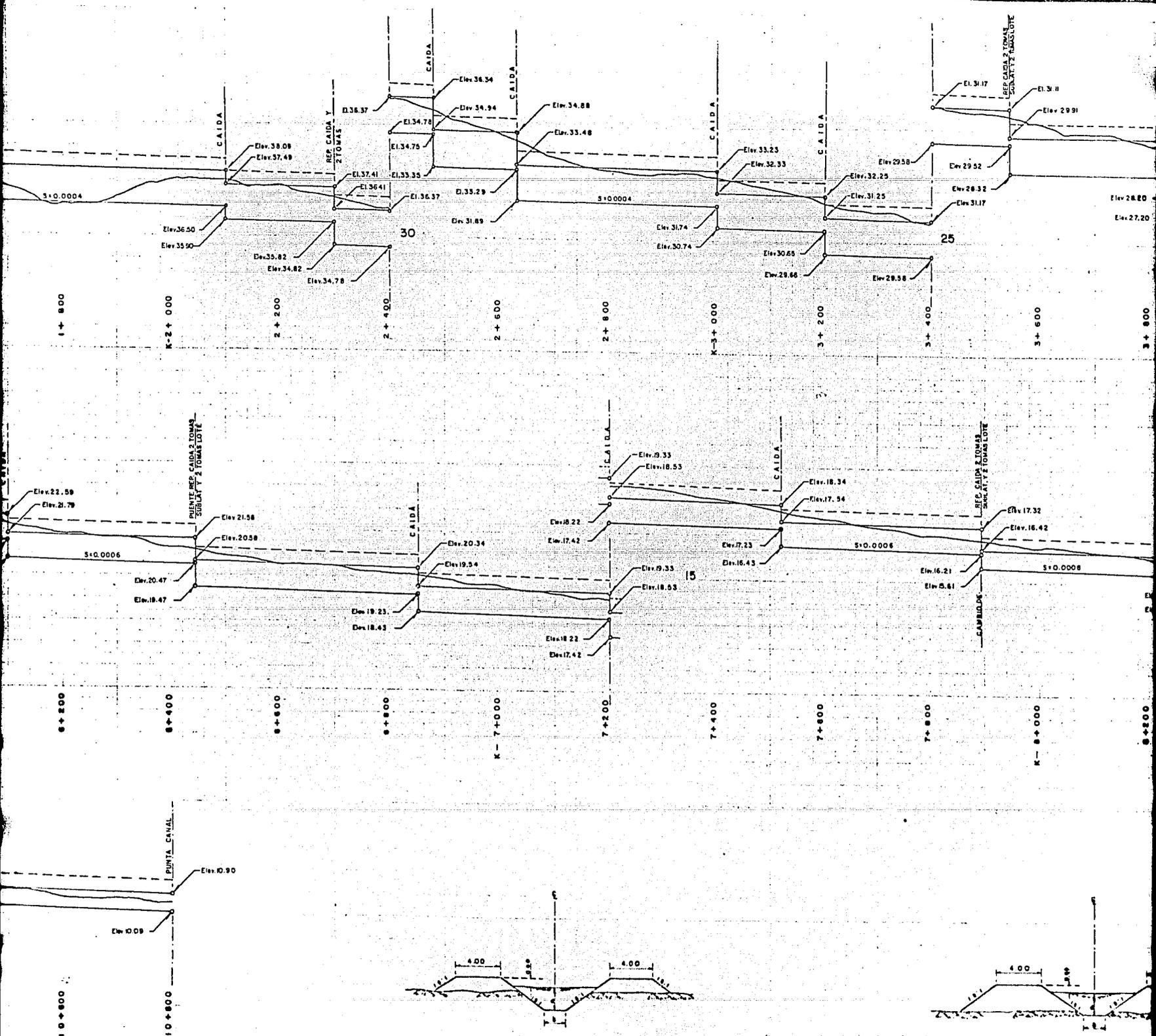


ELEVACIONES EN METROS



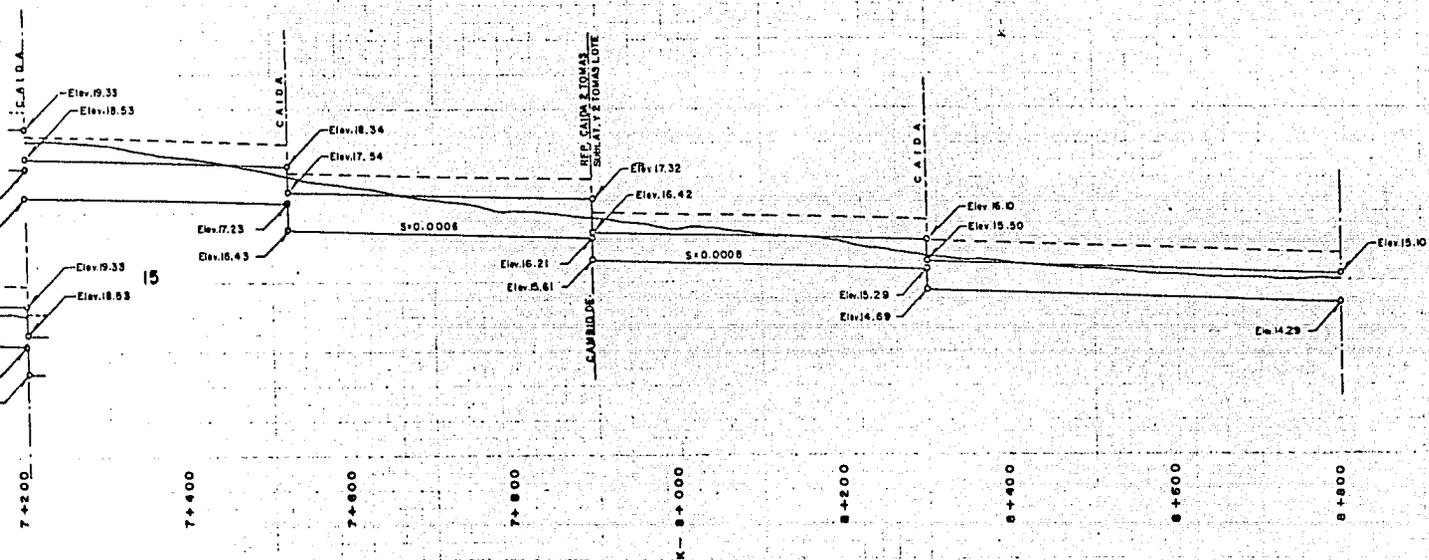
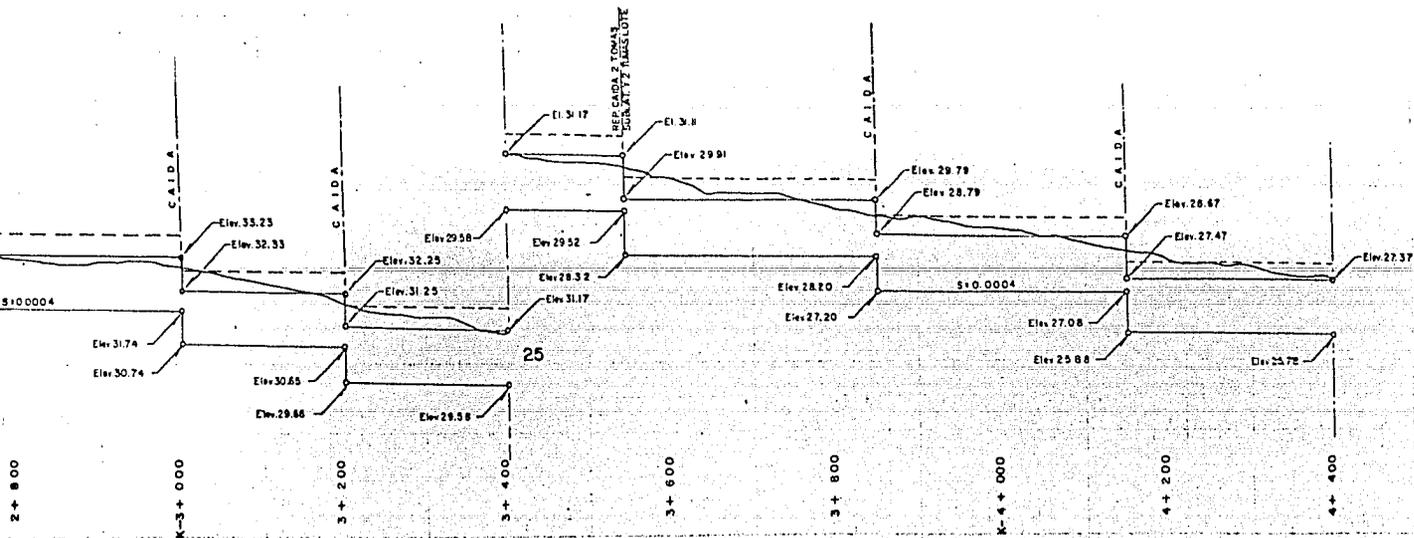
ELEVACIONES EN METROS



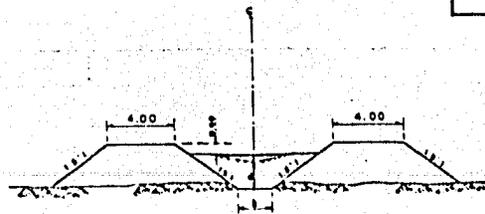
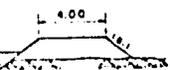


SECCION EN CORTA Y TERRAPLEN

SECCION EN TERRAPLEN



DATOS HIDRAULICOS									
TRAMO	L	S	A	n	n	v	Q	v	Q
K+0427+23 - K+4+995	250	1.54	7.57	6.283	743	0.50	110.5	3.04	5.0
K+4+995 - K+7+895	200	1.11	4.23	6.532	711	0.030	300.06	0.65	3.00
K+7+895 - K+80+800	100	0.81	1.74	3.921	3458	0.030	110.08	0.56	1.00



SECCION EN TERRAPLEN

Y TERRAPLEN

U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA DISTRITO DE RIEGO DEL VALLE DE EL CARRIZO LAT. K-2+32282 (LATERAL 23) DEL CANAL NORTE PERFIL, DATOS HIDRAULICOS Y SECCIONES NORMALES		
TESIS PROFESIONAL JOSE LARA RUIZ		
MEXICO, D.F.	1973	PLANO No. 7

Suelos arenosos sueltos	0.45 - 0.55
Suelos arenosos con grava	0.55 - 0.75
Roca desintegrada con grava	0.75 - 0.90
Suelos con mucha grava	0.90 - 1.80

Determinada la capacidad teórica del canal es necesario agregar las pérdidas por filtración que resultan de la fórmula de Moritz.

La siguiente es una forma práctica para determinar las pérdidas por filtración en un tramo dado de canal.

1.- CANAL CON REVESTIMIENTO DE CONCRETO.

- 1.- Se elegirá el tramo de canal en el que se hará la prueba con una longitud de 100 m. mínimo.
- 2.- Se aislará el tramo aguas arriba y aguas abajo con tapones de arcilla o represas bien calafateadas e impermeabilizadas.
- 3.- Se instalarán tres escalas verticales en los extremos del canal y en su parte media.
- 4.- Se llenará el canal hasta un nivel previamente establecido.
- 5.- Al cabo de 5 días se repondrá el agua necesaria para dejar el canal en la marca inicial, midiéndose el volumen adicionado.
- 6.- Durante los diez días siguientes se harán observaciones diarias de los niveles de las escalas, cada 24 horas, si la variación es grande.
- 7.- Al final de la prueba se volverá a restituir el nivel en el canal midiéndose la cantidad de agua adicionada.
- 8.- Junto al canal se instalará un evaporómetro en donde se registrarán las pérdidas por evaporación en los 15 días de la prueba.
- 9.- Al finalizar la prueba se vaciará el tramo escogido y se impermeabilizarán perfectamente las juntas.
- 10.- Se repetirá la prueba con esta nueva condición.

II.- CANAL SIN REVESTIR

- 1.- Se elegirá el tramo de canal en que deberá efectuarse la prueba, de manera que este no tenga una longitud mayor de 100 m. para lograr suficiente precisión.
- 2.- Se aislará el tramo aguas arriba y aguas abajo con una ataquía o algún material que sea lo más impermeable posible.
- 3.- Se instalarán 3 escalas verticales en los extremos del canal y en su parte media.
- 4.- Se llenará el canal hasta el nivel normal de operaciones.
- 5.- Al término de cinco días se repondrá el agua necesaria para restituir el nivel inicial, midiéndose el volumen restituido.
- 6.- Durante los diez días siguientes se harán observaciones diarias de los niveles cada 24 horas si la variación es chica "menor de 4 cm." y cada 12 o 6 horas si las variaciones son medias o grandes respectivamente.
- 7.- Al final de cada observación deberá restituirse el nivel inicial del agua en el canal, midiéndose el volumen del agua que se adiciona.
- 8.- Junto al canal se instalará un evaporómetro, en el cual se registrarán las pérdidas por evaporación durante los 15 días que dura la prueba, para tomarse en cuenta en el momento de cuantificar las pérdidas por filtración.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA DEFINIR LAS SECCIONES DEL LATERAL 23 Y SUB-LATERALES DEL SISTEMA DE RIEGO.

1.- Atendiendo a los valores de los índices plásticos, límites -- de contracción y por ciento de coloides proporcionados por el departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, los suelos se pueden clasificar como de un grado medio de expansión probable.

2.- En general los materiales en que se alojarán los canales va--

rían su composición granulométrica en función de la profundidad, pasando de arcillas - arenosas y arenas arcillosas. Como las determinaciones de los índices se efectúa con la fracción menor de la malla número 40 esta fracción no puede considerarse como representativa.

3.- Los resultados de prueba de filtración efectuados en 22 pozos indican un promedio de abatimiento del tirante de 22.5 cm. en 24 horas.

En el primer kilómetro del lateral 23, este abatimiento corresponde a una pérdida en volumen de agua de:

$$\text{Pérdida} = \frac{6.60 + 5.93}{2} \times 0.225 \times 1\,000 = 1\,410 \text{ m}^3/\text{km}/\text{día}$$

Podemos suponer que si se coloca un revestimiento de concreto de 0.07 m. de espesor, con relación agua cemento 0.63 el abatimiento del tirante será del orden de 3.0 cm./día y el volumen de pérdidas:

$$\text{Pérdida} = \frac{4.40 + 4.31}{2} \times 0.03 \times 1\,000 = 131 \text{ m}^3/\text{km.}/\text{día}$$

$$\text{Diferencia de pérdidas} = 1\,410 - 131 = 1\,279 \text{ m}^3/\text{km}/\text{día.}$$

$$365 \times 1\,279 = 466,835 \text{ m}^3/\text{Km.}/\text{año.}$$

Puede considerarse que un metro cúbico de agua produce \$ 0.35 de cosecha por año y que el agricultor obtiene un beneficio de 20% .

Importe del beneficio anual del agricultor por el ahorro de agua.

$$466,835 \times 0.35 \times 0.2 = 32,678.45$$

Por kilómetro revestido.

Costo del primer kilómetro del lateral 23 en el sistema de riego - -

"El Carrizo" construido en tierra.

TERRAPLEN SEMI-COMPACTADO

$$\text{Volumen} = \frac{13.80+16.20}{2} \times 0.90 = 13.50 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Precio por m}^3 = \$ 3.27$$

$$\text{Costo por km: } 13.50 \times 3.27 \times 1000 = \$ 44,145$$

EXCAVACION CUBETA

$$\text{Volumen} = \frac{1.50+7.80}{2} \times 2.10 = 9.77 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Precio por m}^3 = \$ 6.26$$

$$\text{Costo por Km: } 9.77 \times 6.26 \times 1000 = \$ 61,160$$

$$\text{Costo total por Km: } 44,145 + 61,160 = \$ 105,305$$

COSTO del primer Km. del lateral 23 en el sistema de riego de - -

"El Carrizo", Sin. Construido con revestimiento de concreto.

TERRAPLEN COMPACTADO

$$\text{Volumen} = \frac{13.10+11.15}{2} \times 0.65 = 7.88 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Precio por m}^3 = \$ 12.45$$

$$\text{Costo por Km: } 12.45 \times 7.88 \times 1000 = \$ 98,106.00$$

EXCAVACION CUBETA

$$\text{Volumen} = \frac{5.50+1.00}{2} \times 1.47 = 4.78 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Precio por m}^3: \$ 6.26$$

$$\text{Costo por Km. } 6.26 \times 4.78 \times 1000 = \$ 29,923.00$$

REVESTIMIENTO DE CONCRETO

$$\text{Volumen} = 6.6 \times 0.7 \times 1.00 = 0.462 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Precio por m}^3 = \$ 325.00$$

$$\text{Costo por km. } 325 \times 0.462 \times 1000 = \$ 150,150.00$$

RESUMEN:

TERRAPLEN COMPACTADO	\$	98,106.00
EXCAVACION CUBETA		29,923.00
REVESTIMIENTO DE CONCRETO		<u>150,150.00</u>
	\$	278,179.00

La diferencia de costo del canal revestido y del canal de tierra es:

CANAL REVESTIDO: -

Inversión = \$ 278,179.00

Considerando un período de amortización de 40 años con un interés del 4%.

Factor de recuperación = 0.05652349

Consumo anual = $278,179 \times 0.05652349 = \$ 15,723.65$

CANAL EN TIERRA

Inversión = \$ 105,305.00

Costo anual = $105,305 \times 0.05652349 = \$ 5,952.21$

DIFERENCIA DE COSTOS ANUALES

$15,723.65 - 5,952.21 = \$ 9,771.44$

Relación beneficio/costo $\frac{32,678.45}{9,771.44} = 3.34$

Considerando un abatimiento del tirante en el canal revestido con arcilla, de 10.0 cm. en 24 horas, la pérdida en volumen sería.

Perdida = $\frac{6.60 + 6.30}{2} \times 0.10 \times 1\,000 = 645 \text{ m}^3/\text{km}/\text{día}$

Pérdida sin revestir = $1\,410 \text{ m}^3/\text{km}/\text{día}$

Diferencia de pérdidas: $1\,410 - 645 = 765 \text{ m}^3/\text{km}/\text{día}$

$765 \times 365 = 279,225 \text{ m}^3/\text{km}/\text{día}$

Considerando un producto de \$ 0.35 por m^3 con un beneficio -

de 20%, el beneficio anual por ahorro de agua es:

$$279,225 \times 0.35 \times 0.20 = \$ 19,546.00$$

Por kilómetro revestido

Costo del primer kilómetro en el lateral 23, del sistema "El Carrizo" construido - con revestimiento de arcilla.

TERRAPLEN COMPACTADO AL 95%

$$\text{Volumen} = \frac{2.10 + 6.45}{2} \times 1.20 = 5.13 \text{ m}^3/\text{m}.$$

$$\text{Precio por m}^3 = \$ 20.00$$

$$\text{Costo por kilómetro: } 5.13 \times 20.0 \times 1\,000 = \$ 102,600$$

TERRAPLEN SEMI-COMPACTADO

$$\text{Volumen} = \frac{13.8 + 16.2}{2} \times 0.9 = 13.50 \text{ m}^3/\text{m}.$$

$$\text{Precio por m}^3 = 3.27$$

$$\text{Costo por kilómetro: } 13.50 \times 3.27 \times 1\,000 = \$ 44,145$$

EXCAVACIÓN CUBETA

$$\text{Volumen} = \frac{1.5 + 7.8}{2} \times 2.1 = 9.77 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Precio por metro cúbico} = \$ 6.26$$

$$\text{Costo por Km: } 9.77 \times 6.26 \times 1000 = \$ 61,160$$

$$\text{Costo total} = 102,600 + 44,145 + 61,160 = \$ 207,905.00$$

Costo anual del canal revestido con arcilla

$$\text{Inversión} = \$ 207,905.00$$

$$\text{Factor de recuperación} = 0.05652349$$

$$\text{Costo anual del canal sin revestir} = \$ 5,952.21$$

$$\text{Diferencia de costos anuales: } \$ 9,672.47 - 5,952.21 = \$ 3,720.26$$

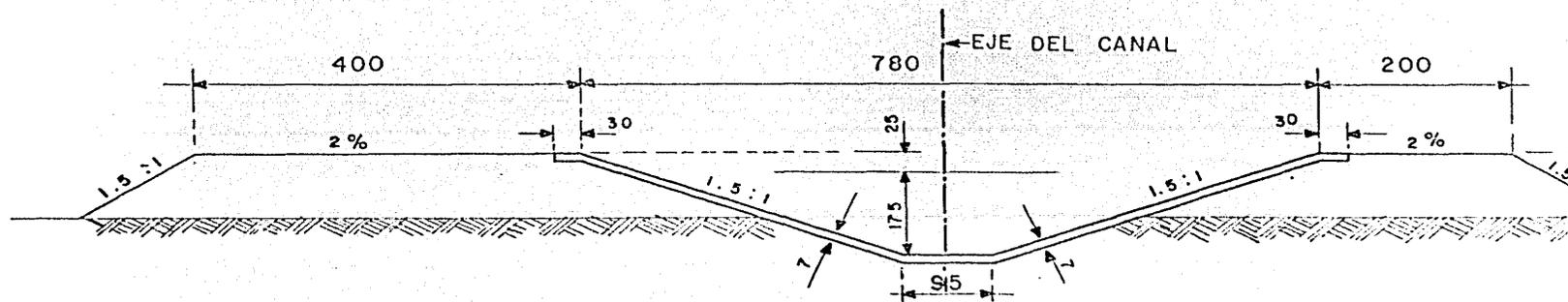
$$\text{Relación beneficio sobre costo} = \frac{19,546.00}{3,720.26} = 5.25$$

Estas relaciones beneficio/costo han sido obtenidas a precios de 1969 y -
deberán sufrir ajustes al considerar costos de mantenimiento.

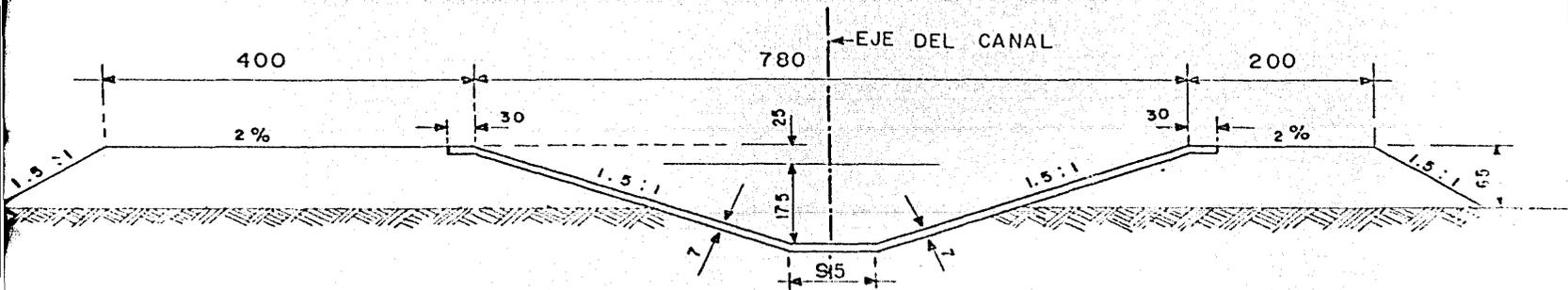
◆ CONCLUSIONES.

1.- Como resultado del análisis de pérdidas por filtración y del estudio -
económico anterior, es recomendable el revestimiento de los canales del lateral 23
y de los sub-laterales correspondientes.

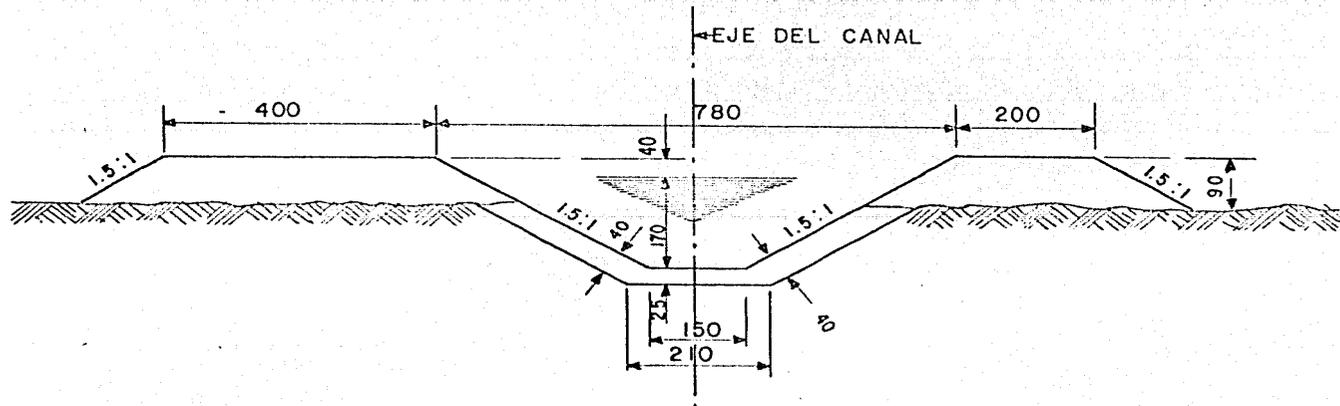
2.- De acuerdo con lo que se observó y debido a la topografía de la zo-
na, se puede concluir que se cuenta con un buen drenado de las infiltraciones que -
puedan producirse.



SECCION LATERAL "23"
 (REVESTIDO DE CONCRETO)



SECCION LATERAL "23"
 (REVESTIDO DE CONCRETO)



SECCION LATERAL " 23 "
 (REVESTIDO DE ARCILLA)

PRUEBA DE PERMEABILIDAD EN SUB-LATERALES DEL LATERAL

23 EN EL SISTEMA DE RIEGO "EL CARRIZO", SINALOA.-

SUB-LATERAL	ESTACION	ABATIMIENTO CM/DIA.
23-C	0+400	4.4
23-C	1+300	2.8
23-D	0+670	43.0
23-D	0+400	18.4
23-D	2+000	14.0
23-E	0+800	49.4
23-E	1+200	3.0
23-E	1+600	18.8
23-F	0+400	17.3
23-F	1+000	59.4
23-F	1+200	19.2
23-F	2+400	4.4
23-G	0+500	49.0
23-G	1+470	34.0
23-G	2+500	3.1
23-H	0+400	65.6
23-H	1+600	25.2
23-H	2+000	25.0
23-H	2+400	20.4
23-L	0+000	.
23-L	0+400	7.3
23-L	0+800	18.6

Promedio - - - - - 22.56

ESTUDIO DE MATERIALES INALTERADOS PARA DETERMINAR SU EXPASIVIDAD EN LA ZONA DE RIEGO.

Para las pruebas se dispone de 12 m. inalterados tomados a lo largo del lateral 23.

Una vez encontrados su granulometría, sus límites de consistencia y sus límites líquidos e índices plásticos se resumen sus características como sigue:

Muestra	Estación	Profundidad en M.	L.P.	L.C.	I.C.
1382	4+800	0.15 - 1.60	23.32	12.40	10.97
1383	9+200	0.15 - 1.10	24.5	13.00	11.50
1384	9+600	0.15 - 0.80	26.18	13.60	12.58
1385	10+000	0.20 - 0.55	21.80	11.10	10.70
1386	No ident.	--	22.00	13.30	8.90
1403	4+800	0.00 - 1.40	20.90	13.80	7.10
1405	4+800	1.40 - 1.80	24.60	16.60	8.60
1416	7+200	0.00 - 0.70	22.50	15.40	7.10

Se notará que los valores de contracción son mayores del 10%, valor que se considera como límite para suelos de alta expansidad.

Se encontraron presiones hasta de 2 kg/cm^2 al saturarse el material arcilloso estudiado. Por lo que dada esta gran actividad del material no es recomendable revestirlo de concreto; es de hacerse notar que este resultado se opone a la conclusión a la que se llegó en el estudio económico hecho anteriormente.

RED DE DRENAJE

Todo sistema de riego necesariamente debe contar con un sistema de drenaje tal, que ayude a evacuar el escurrimiento superficial proveniente de la pre--

cipitación pluvial, riegos excedentes, conducción de agua de canales en reparación, etc., para así evitar subir el nivel de agua del manto freático lo cual provocaría el ensalitramiento de las tierras para cultivo.

La capacidad para la cual debe diseñarse un dren queda definida al establecerse la cantidad de agua por unidad de superficie que en un lapso determinado debe evacuar.

El escurrimiento superficial está de acuerdo con la hidrología, determinado por los grupos de factores como son los elementos climatológicos, principalmente la precipitación y el segundo por las características físicas de la cuenca.

Los factores del primer grupo que afectan el escurrimiento son:

- a).- Tipo de precipitación
- b).- Intensidad de la lluvia
- c).- Duración de la lluvia
- d).- Distribución de la lluvia
- e).- Trayectoria de la tormenta
- f).- Lluvias precedentes y humedad del suelo
- g).- Evaporación y Transpiración

La influencia del segundo grupo está determinada por las siguientes características de la cuenca:

- a).- Uso de la tierra.
- b).- Tipo de suelo.

FORMULAS PARA DETERMINAR EL AREA HIDRAULICA.

Existen numerosas fórmulas empíricas y semi-empíricas que se han desarrollado con el propósito de determinar el área hidráulica de puentes y alcantarillas para diversas condiciones hidráulicas y geográficas. Algunas de esas fórmulas proporcionan directamente el área hidráulica, otras proporcionan los valores de la precipitación y el escurrimiento a partir de las cuales puede determinarse el área hidráulica. Se presentan a continuación algunas fórmulas, no obstante, esta compilación de ninguna manera es completa, pues las fórmulas que se proporcionan son únicamente aquellas que se han popularizado en los países de habla inglesa.

CLASIFICACION DE LAS FORMULAS.

Las fórmulas se clasifican en cinco grupos los cuales se exponen a continuación.

GRUPO I. - FORMULAS DE AREA HIDRAULICA.

En estas fórmulas se expresa el área hidráulica directamente en función del agua drenada. Generalmente se usa un coeficiente que toma en cuenta las condiciones que afectan a dicha área, su forma general es:

$$a = C F (A)$$

En la que:

a = Área hidráulica

C = Es un coeficiente

$F (A)$ Es una función del área de drenaje "A". La forma más común de

$F (A)$ es:

$$F (A) = A^n$$

En la que:

n es el exponente que varía de 0.5 a 1.0

El valor de C oscila entre 0.2 y 4.0

GRUPO 2.- FORMULAS SIMPLES DE ESCURRIMIENTO.

En estas fórmulas la descarga se expresa directamente en términos del área drenada. El área hidráulica se obtiene dividiendo la descarga calculada entre de terminado valor de seguridad de la velocidad del flujo a través del conducto:

$$a = \frac{Q}{V}$$

La forma general es:

$$Q = C F (A)$$

En la que:

Q Es la descarga

C Es un coeficiente

F (A) Es función del área drenada

La forma más común es también $F(A) = A^n$. Los valores de "C" y "N" varían en rangos amplios.

GRUPO 3.- FORMULA DE INTENSIDAD DE PRECIPITACION

Estas fórmulas se utilizan para calcular la intensidad de la precipitación.

La descarga se calcula con la fórmula racional:

$$Q = C I A$$

C = Porcentaje de escurrimiento según las características de la cuenca.

I = Intensidad de la precipitación.

La fórmula general para calcular la intensidad I es:

$$I = \frac{KF^{ni}}{(t-b)^n}$$

En la que:

F es un factor de frecuencia de ocurrencia de la precipitación.

t Es la duración de la tormenta en minutos, que es igual al tiempo de concentración.

Existen además, tres tipos de fórmulas de intensidad de precipitación:

$$\text{Tipo 1.- } I = \frac{K}{t + b}$$

$$\text{Tipo 2.- } I = \frac{K}{t^n}$$

$$\text{Tipo 3.- } I = \frac{K}{t + b}$$

FORMULAS DE FRECUENCIA.

Estas fórmulas expresan la descarga en términos de las características de la cuenca y de la frecuencia de ocurrencia.

Las fórmulas se desarrollan en general por medio de un análisis de frecuencia de los datos de escurrimiento.

Su forma general es:

$$Q = a + b F(T)$$

En la que "a" y "b" son constantes

F(T) Es una función del intervalo de recurrencia "T" en años.

El intervalo de recurrencia se define como el intervalo promedio del tiempo dentro del cual la magnitud del flujo es igualada o excedida por lo menos una vez en promedio. Usualmente se obtiene el área hidráulica dividiendo la descarga calculada entre determinada velocidad a través de la estructura de drenaje.

GRUPO 5 FORMULAS ELABORADAS DE DESCARGA.

Estas fórmulas expresan la descarga en términos de cierto número de factores según las variaciones climatológicas y las características de la cuenca, además se ha desarrollado generalmente a partir de la fórmula racional o por el método de correlación múltiple.

Su forma general es:

$$A = F(D, W, L, S, F, \dots)$$

Fórmula de Dickens:

$$Q = C \sqrt[4]{A^3}$$

$$Q = C_1 \sqrt[4]{D^3}$$

S.K. Gurtu sugirió en un artículo de "Proceedings, the Institution of Civil Engineers" Vol. 217 pág. 386, valores para los coeficientes "C" y "C₁".

Con base en el tipo de cuenca ya que los valores originales de Dickens para esos coeficientes fueron determinados para provincias de la India.

A = Área de la cuenca en acres.

D = Área de la cuenca en millas cuadradas

Coeficiente de Gurtu:

C = 11.0 - 15.6; C₁ = 1400 - 2000 para cuencas sin vegetación rodeadas de montañas propicias para la formación de tormentas (clase I).

C = 7.8 - 9.4; C₁ = 1000 - 1200 para cuencas rodeadas de montañas y con terrenos ondulados entre ellas y el fondo de la cuenca (clase II).

C = 6.3; C₁ = 800 - 1000 para terrenos ondulados y suelos arcillosos endurecidos (clase III).

C = 1.6 - 4.7; C₁ = 200 - 600 para suelos llanos arenosos absorbentes, o planicies cultivadas (clase IV).

Coeficientes para la fórmula de Dickens expresando "A" en Km² y Q en m³/seg.

Clase I C = 19.79 - 28.27

Clase II C = 14.14 - 16.96

Clase III C = 11.31 - 14.14

Clase IV C = 2.83 - 8.48

(C.H. Dickens "Flood Discharge of Rivers", Professional Papers en Indian Engineering, Thomason College Pres, Roorkee, India Vol. II, Pág. 133-136) (S.K.Gurtu, "Correspondence on Flood - Discharge", Proc. the Inst. of. Civ. Engineering Vol. 217, pág. 386)

FORMULA ISZKOWSKI

Para áreas mayores de $10 \text{ km}^2 \approx 1000 \text{ Has.}$

$$Q_m = (0.022 C_1 + bC_2) R D$$

Q_m = Avenida máxima probable en $\text{m}^3/\text{s.}$

R = Precipitación media anual en m.

D = Area de drenaje en Km^2

C_1 = Coeficiente que varía desde 0.20 para áreas muy planas, arenosas o pantanosas, hasta 0.65 para áreas de montañas elevadas.

$$b \text{ (Kuichling)} = \frac{0.59 (11,150 + D)}{818 + D}$$

C_2 Varía de 0.035 para terreno muy permeable cubierto con vegetación hasta 0.70 para terreno rocoso impermeable, sin vegetación y cubierto con nieve que incremente el escurrimiento al fundirse.

FORMULA AMERICANA:

$$Q = \frac{AIR}{3600}$$

Donde:

A = Area por drenar en m^2

I = Escurrimiento en %

R = Intensidad de la tormenta máxima en mm/hora

Para I = 10 cm. en 24 hrs.

C = 200 para terreno plano

C = 250 para lomerío suave

C = 300 para lomerío fuerte

Por último la fórmula de Burklv - Ziealer:

$$Q = 0.022 c Ah \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

Donde:

Q = gasto en m³/seg. por cada área tributaria

h = precipitación en cm/hr.

A = Número de Has. tributarias

S = Pendiente del terreno en m/Km

C = Coeficiente que depende de la clase de terreno que forma la cuenca.

Dado el gran número de fórmulas que existen para determinar el gasto por drenar, es conveniente, en la mayoría de los casos resolver el problema aplicando una o más fórmulas, y tomar un promedio de ellas.

PROYECTO DEL COLECTOR "CARRIZO"

Dentro del sistema de drenaje del Valle de "El Carrizo", que cuenta aproximadamente con 500 Km. de drenes se encuentra el colector "Carrizo", que nace en la parte oriente, cruzando el canal distribuidor norte por medio de un sifón, -- hasta descargar en los esteros cercanos al mar al poniente de la zona.

CALCULO DEL GASTO.

Para el cálculo del gasto se usó la fórmula de Burkly-Ziegler por ser la más usual y práctica que las restantes.

$$Q = 0.022 C Ah \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

PRECIPITACION EN cm/hr. (h):

según reporte del Depto. de información y Estadística de la C.R.F.

una de las lluvias más fuertes y continuas que ha habido en esta región corresponde a la del día 10. de Septiembre de 1967 con 165 mm. en 9 horas.

165 mm. de lluvia en 9 hrs. (dato)

$$\text{En una hora} = \frac{165}{9} = 17.2 \text{ mm/hrs.}$$

$$\text{En un minuto} = \frac{17.2}{60} = 0.29 \text{ mm/min.}$$

Este último valor es menor al usado en la C.R.F. para proyecto de secciones de dren.

$$0.29 < 0.8 \text{ mm.}$$

Para el presente cálculo se tomará como máxima intensidad de lluvia por minuto al de 0.8 mm/min. Este valor expresado en cm./ hrs. como lo requiere la fórmula es $0.8 \times 60 = 48.0 \text{ mm/hrs} = 4.8 \text{ cm./hrs.}$

Esta área se cuantifica con el planímetro y se fijan puntos importantes de drenaje para la proporción de los cambios de sección.

Area obtenida con el planímetro. (Exclusivamente dentro de la zona de riego). . . 13 970 Has.

Area aproximada que está comprendida fuera de la zona de riego, pero que se drenará con pases (sifones) 6 030 Has.

Total: 20 000 Has.

Por lo que se tomarán para el presente cálculo 20 000 Has.

PENDIENTE DEL TERRENO

$$\text{Cota más alta} = 45.00 \text{ m.}$$

$$\text{Cota mas baja} = \underline{-4.00 \text{ m.}}$$

$$\text{Desnivel} = 41.00 \text{ m.}$$

Este desnivel se forma en una longitud promedio de 15 Km. por

$$\text{lo que: } S = \frac{41}{15} = 2.73 \text{ m/km.}$$

Coeficiente c

Consultando los diferentes valores en las tablas, el que se utiliza para zonas de cultivo es de 0.25

Con los datos anteriores se puede determinar el gasto.

Resumen de datos:

$$h = 4.8 \text{ cm/hrs.}$$

$$A = 2000 \text{ Has.}$$

$$S = 2.73 \text{ m/km.}$$

$$C = 0.25$$

Aplicando la fórmula $Q = 0.022 C A h \sqrt{\frac{S}{A}}$

$$Q = 0.022 \times 0.25 \times 20000 \times 4.8 \sqrt{\frac{2.73}{20000}} = 55.4 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$Q = 55.4 \text{ m}^3/\text{S} \text{ (En el cruce con la carretera internacional)}$$

CALCULO DE LA SECCION HIDRAULICA DEL DREN

Para el primer tramo: Del K - 0 + 000 al K - 5 + 420

Se escoge la plantilla del colector y se dá una pendiente adecuada a la del terreno para evitar al máximo el número de caídas y se procurará que la velocidad, cuando trabaje a su máxima capacidad fluctúe, en el orden de 1.00 m/s. El valor del tirante se supone para que con los datos anteriores se llegue al gasto necesario y a una velocidad aceptable.

Después de varios tanteos se llegó a los siguientes datos hidráulicos.

$$b = 10.00 \text{ m.}$$

$$d = 3.20 \text{ m.}$$

$$n = 0.033$$

$$s = 0.0005$$

$$t = 1.5: 1$$

Aplicando la fórmula de Manning

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}; r = \frac{A}{P}; Q = A v$$

$$A = bd + md^2$$

$$p = b + 3.606 d \text{ para talud } 1.5: 1$$

$$A = 10.00 \times 3.2 + 1.5 (3.2)^2 = 32 + 15.36 = 47.36 \text{ m}^2$$

$$p = 10.00 + 3.606 \times 3.2 = 10 + 11.54 = 21.54 \text{ m.}$$

$$r = 47.36 = 2.20; r^{2/3} = 1.692$$

$$v = 1.692 \times 0.0005^{1/2} = 1.146 \text{ m/seg.}$$

Conociendo la velocidad podemos calcular el gasto

$$Q = Av = 47.36 \times 1.146 = 54.3 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$Q = 54.3 \text{ m}^3/\text{S}$$

Resumen de la sección hidráulica del colector "El Carrizo" para el primer tramo.

$$Q = 54.30 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$b = 10.00 \text{ m.}$$

$$d = 3.20 \text{ m.}$$

$$A = 47.36 \text{ m.}$$

$$p = 21.54 \text{ m.}$$

$$r = 2.20$$

$$t = 1.5: 1$$

$$s = 0.0005$$

$$v = 1.146 \text{ m/S.}$$

Para el segundo tramo: Del K - 5 + 420 al K 10 + 450

Area para drenar 13,970 Ha.

Menos área fuera de drenaje en este tramo $\frac{8,500 \text{ Ha.}}{5,470 \text{ Ha.}}$

Area fuera de la zona de riego 5,530 Ha

Total 11,000.Ha.

Resumen de datos:

b = 10.00 m

$$A = 11,000 \text{ Has.}$$

$$s = 2.73 \text{ m/Km.}$$

$$C = 0.25$$

Aplicando la fórmula de Burkly - Ziegler

$$Q = 0.022 C A h \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

$$Q = 0.022 \times 0.25 \times 11,000 \times 4.8 \sqrt[4]{\frac{2.73}{11,000}} = 28.5 \text{ m}^3/\text{S}$$

Se adoptará un gasto ligeramente mayor, es decir:

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{S}$$

Haciendo la misma operación del primer tramo y ensayando con diferentes plantillas y tirantes se llega al proyecto final.

Resumen de Datos Hidraulicos

$$Q = 31.41 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$b = 8.00 \text{ m.}$$

$$d = 2.50 \text{ m}$$

$$A = 23.98 \text{ m}^2$$

$$p = 17.02 \text{ m}$$

$$r = 1.73 \text{ m}$$

$$n = 0.03$$

$$t = 1.5: 1$$

$$S = 0.0005$$

$$v = 1.069 \text{ m/s.}$$

Pendiente s:

Por lo general la pendiente del dren es aproximadamente igual a la pendiente del terreno para evitar el mayor número posible de caídas.

"El drenaje cuesta en a mayor pendiente.

mayor velocidad y esto nos erosionaría los taludes del dren.

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n . -

El coeficiente de rugosidad depende de la naturaleza física del terreno - haciendo esto, que el coeficiente sea variable según el tipo de suelo.

Es de tomarse en cuenta, también la vegetación que crece en los taludes, puesto que aumenta el valor de n , reduciendo la capacidad del dren.

A continuación se dan algunos de los valores recomendados por Horton para el diseño de canales excavados en tierra, según su estado de conservación y procedimiento de construcción.

Sección Uniforme y Trazo Recto:

Muy buena.	0.017
Buena	0.020
Regular	0.0225
Mala	0.025
Excavados con draga o pala:	
Muy buena	0.025
Buena	0.0275
Regular	0.030
Mala	0.033
Con arrastre pétreo en el fondo y vegetación en los taludes.	
Muy buena	0.025
Buena	0.030
Regular	0.035
Mala	0.040

SECCION:

La sección de mayor eficiencia hidráulica es el círculo por ser de menor perímetro mojado y por tanto mayor radio hidráulico.

La sección que le sigue en eficiencia es la hexagonal cuyos taludes resultan de 0.58: 1

En la práctica estas secciones no son aceptadas por construcción. La sección más común es la trapecial.

TALUD T:

La pendiente de los lados del canal dependen de la estabilidad del terreno tanto en estado seco como saturado. El talud en casi todos los materiales es mayor (mas tendido) en estado saturado que en estado seco:

Para suelos arcillosos se recomiendan los siguientes taludes:

Fuera del agua 1 ó 1.25: 1

Bajo el agua 1.25 ó 1.50: 1

En el Valle de "El Carrizo" se utilizaron taludes 1.5:1 en suelo arcilloso y 2:1 en suelo arenoso.

Base B

La base b adaptada para cada dren será la obtenida en cálculo hidráulico (fórmula de Manning)

El ancho de b quede limitado a 2.00 m. por facilidad para trabajar con el equipo empleado (dragas de arrastre o moto escrepas).

Velocidad V

La velocidad media "V" debe ser tal que no produzca azolves ni erosiones de los taludes del canal. Su valor depende de factores hidráulicos así como también de las dimensiones del canal, de las características físicas del terreno y del ma-

terial en suspensión o arrastre de la corriente.

Tabla de Fortier y Scobey para velocidad límite no erosiva.

VELOCIDAD EN M/S

Material del Terreno	Agua Limpia	Agua con transp. de limo coloidal	Agua con transp. de limo no coloidales arena, grava o cantos.
Arena fina coloidal	0.45	0.76	0.45
Migajón arenoso no coloidal.	0.53	0.76	0.61
Migajón limoso no coloidal.	0.61	0.91	0.61
Limos aluviales no coloidales.	0.61	1.06	0.61
Migajón firme común	0.76	1.06	0.68
Grava fina	0.76	1.52	1.14
Arcilla firme muy coloidal.	1.14	1.52	0.91
Graduados de migajón o cantos rodados.	1.14	1.52	1.52
Limos aluviales coloidales	1.14	1.52	0.91
Graduado de limos o cantos no coloidales.	1.22	1.67	1.52
Grava gruesa no coloidal	1.22	1.82	1.97
Canto rodado y ripia	1.52	1.67	1.97
Arcilla esquistosa y arcilla compacta.	1.82	1.82	1.52

PROFUNDIDAD EN LOS DRENES.

Para que las aguas freáticas o las de saturación no perjudiquen las raíces de las plantas, se necesita tener los siguientes cortes:

De 0.4 a 0.6 m. para el cultivo de hortaliza.

De 0.8 a 1.2 m. para cultivo de raíces poco profundas.

De 1.5 a 1.8 m. para alfalfa, remolacha, etc.

En el Valle de "El Carrizo" se procuró tener cortes mínimos, para drenes y bayonetas, de 1.80, ya que además de estar dentro del corte mínimo especificado nos permite formar las calles de 8.00 m. que se construyen en sección combinada -- para evitar grandes préstamos.

CONCLUSION .

El Informe de Labores del 1.º de septiembre de 1971 al 31 de Agosto de 1972 rendido por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, en su parte relativa dice: -

Continuó el Proyecto El Carrizo, constituido por varias obras hidráulicas ligadas entre si, principalmente la presa Josefa Ortíz de Domínguez, el canal de conexión entre esta y la Miguel Hidalgo, el canal principal, tramo muerto, y la zona de riego del Valle de El Carrizo, con 40 000 hectáreas. En esta se completaron las redes de distribución del Canal Distribuidor Norte y Distribuidor Sur; se prolongaron los laterales, sublaterales y ramales en la zona norte del poblado Villa Gustavo Díaz Ordaz, y en la zona oeste del Cerro Prieto se prolongó el canal Distribuidor Sur y su red de distribución. Con estas obras quedan dominadas las 40 mil hectáreas del proyecto.

Para completar la red de drenaje de la zona de riego, se continuó la construcción de colectores, drenes y ramales; ya están en operación 4 colectores que reciben el drenaje natural y descargan directamente al mar.

Prosigue la construcción de la red de caminos revestidos transitables en todo tiempo, con sus estructuras para cruce de drenes y canales, que comunica los 7 poblados construidos, y facilita la operación y conservación de las redes de distribución y el transporte de las cosechas a los lugares de embarque o de consumo.

La superficie abierta al cultivo ha ido en constante aumento, a la fecha se tienen 30 000 has. en producción, 8 mil más listas para la siembra, y las 2 mil restantes en proceso de desmonte y nivelación.

En el ciclo agrícola 1971-1972 se cultivaron 38 mil hectáreas incluyendo dobles cultivos, lográndose una producción de 134 mil toneladas con valor de 171 millones de pesos.

El algodón, sorgo, soya, trigo, tomate, melón y sandía son los cultivos mas importantes en el Valle . Los rendimientos obtenidos han sido excelentes en comparación con los logrados en el Valle del Fuerte para iguales cultivos, lo cual puede atribuirse a las técnicas modernas que emplean los ejidatarios para trabajar la tierra, combinadas con la asesoría técnica de la Secretaría a través del Plan de Mejoramiento Parcelario.