1131

133

Gonzalo Mendez

Ingeniero Civil

UNICO

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

Tesis #6

12-1-31

133

C A P I T U L O P R I M E R O

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

Definiciones

Reseña historica

Importancia y valor de la Ingeniería Sanitaria

Sistemas de Saneamiento

Sistemas de transporte por agua: Combinado, Separado y Mixto

Conocimientos previos para un proyecto de Saneamiento.

Aplicación de los anteriores principios al Saneamiento de Atolonilco al-Alto, Jalisco.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

DEFINICION

INGENIERIA SANITARIA es la rama de la Ingeniería que se refiere a las construcciones que p eservan y cuidan de la salud del hombre, construcciones especialmente aplicadas a la - colectividad.

En la práctica el nombre de Ingeniería Sanitaria abarca- principalmente dos clases de construcciones: el Abastecimiento de Aguas y el Saneamiento de las poblaciones; el primero - tratando de la seguridad de un satisfactorio abastecimiento - de aguas potables y el último con la eliminación de los desechos sólidos y líquidos de las comunidades.

RESEÑA HISTORICA

Los colectores y drenes para aguas de lluvia datan de -- largo tiempo. Entre las ruinas de las civilizaciones más antiguas se han encontrado restos de ellos. Por ejemplo ("Fergusson's History of Architecture") se han localizado restos de - un gran colector de mampostería construido por los Asirios en los siglos VIII y IX antes de J.C. en uno de los palacios de- Nemrod, fig. 1. En la fig. 2 se muestra la boca de la cloaca- Máxima el mayor colector de la antigua Roma, construida en -- el siglo VII antes de J.C.y en uso aún después de 2 500 años.

Las primeras cloacas se comenzaron en Roma en tiempos -- de Tarquino el Antiguo y se continuaron durante el reinado -- de Tarquino el Soberbio. En un principio la ciudad de Roma -- estuvo sólo situada en las colinas, pero fue derramándose y - ensanchañdose gradualmente por los valles intermedios, y las- calles creadas se inundaban con facilidad, por lo cual fue -- preciso el elevar su suelo sobre canales embovedados que ---

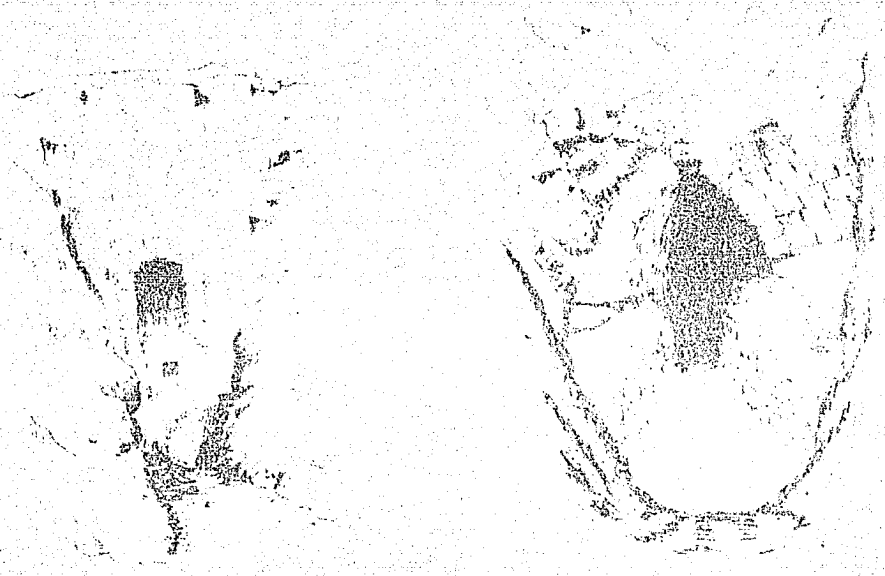
Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

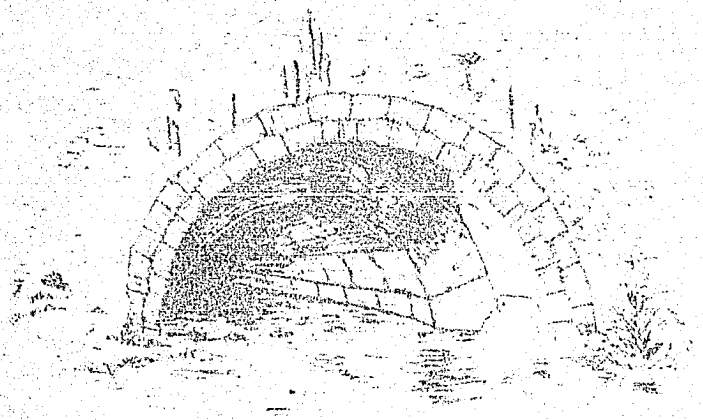
UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

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.





iban a desaguar al Tíber por un conducto de grandes dimensiones que era la CLOACA MAXIMA, existente aún en el día, y cuya solidez es la admiración de todos los constructores. Consiste en una bóveda de cañón de cuatro metros de luz, sillería, con las piedras labradas en dovelas dispuestas en treas roscas y en seco, o sea sin mortero en las juntas. Por la parte exterior los muros están reforzados con contrafuertes (antiguos), pero la diferencia que se nota en las piedras hace presumir que dichos contrafuertes fueran añadidos en reparaciones anteriores.

Por el año de 572, es decir 400 después de Tarquino el Antiguo, los censores Marco Catón y Valerio Flaco hicieron limpiar y reparar las cloacas de Roma, construyendo otras nuevas, principalmente la del Monte Aventino, y gastaron en estas mejoras según Dionisio de Halicarnaso, mil talentos, que equivalen a veinte millones de reales. Se ha creido ver en las dos embocaduras antiguas que se perciben entre la cloaca máxima y las afluentes del puente Emilio las establecieron en dicha época; una de ellas recibe hoy un manantial llamado de la Marrana.

Mas tarde, Agripa construyó cloacas tan grandes y suntuosas que al decir de Plinio edificó debajo de Roma una ciudad navegable.

Todos los historiadores antiguos celebran la magnificencia de las cloacas de Roma. Casiodoro, que vivió en 476, dice en su colección de cartas, que nada era comparable a ello, tanto por su grandeza y utilidad, cuanto por los muchos gastos que ocasionaron.

Estaban primeramente los censores encargados del cuidado y conservación de aquellas obras; fué luego a manos de los -- ediles, y en tiempo de los emperadores pasó a las de funcio-- narios especiales llamados CURADORES CLOACARUM.

Durante la Edad Media, descuidadas las cloacas, se cegaron. Gregorio IX en el siglo XIII reparó alguna y aún construyó otras. Luego, Pío V y Sixto V limpiaron algunas de la - orilla izquierda del Tíber y construyeron otras nuevas en la- derecha, cerca del Vaticano; Paulo V, Gregorio XV y Urbano -- VIII las entendieron. Durante la ejecución de estas obras se descubrieron en las inmediaciones del Panteón, de la Plaza -- Navona y del Campo de Marte, muchos canales antiguos de cloacas que prueban la gran extensión que alcanzaron. Hoy día Roma está toda alcantarillada aprovechando parte de las anti--- guas cloacas.

Se han hallado cloacas antiguas en muchas poblaciones; - son notables las de Astorga en España; en Francia, las de Nimes, Lyon, Reims, etc.; y las de Viena.

En muchas otras ciudades de épocas pasadas se han encon-- trado huellas de bien distribuídos sistemas de saneamiento y- es evidente que los antiguos ponían gran atención a esta materia de vital interés. Pero el arte en esta clase de construcciones alcanzó su mayor desarrollo en el Imperio Romano. En - efecto, los romanos fueron los mejores ingenieros de la antigüedad y especialmente en el ramo de ingeniería sanitaria; tanto en abastecimiento de aguas como en saneamiento de poblaciones.

Con la caída del Imperio Romano la Ingeniería Sanitaria- sufrió la misma retrogradación que el saber y la ciencia y por

una época de mil años fué descuidada completamente (Edad Me-- dia)

La impureza de los abastecimientos de aguas y la acumulación de los desechos en las ciudades medioevales produjeron - como consecuencia las terribles epidemias que desolaron y devastaron a Europa.

Con el Renacimiento de la ciencia en los siglos XIV y XV se dió alguna atención a la Ingeniería Sanitaria. Durante 3 ó 4 siglos poco se hizo para sentar sobre bases científicas el- abastecimiento y el saneamiento.

En Inglaterra se puede decir que tuvo su origen la ciencia sanitaria. Por el año de 1815 se expidieron leyes prohi-- biendo arrojar las materias fecales a los ríos, pero no fue - sino hasta 1847 cuando el Parlamento dió un paso acertado haciendo obligatorio arrojar las materias fecales en los colectores.

La Ingeniería Sanitaria Moderna comprende principalmente el saneamiento para aguas negras y de lluvia. Ha principiado- su desarrollo desde 1850.

En 1875 se publicó un tratado de Saneamiento como el que Baldwin Lathan había ordenado.

Desde esa época se ha dedicado mucha atención a la purificación de aguas negras.

Sin embargo, corresponde a los Norteamericanos el haber- puesto en vías de satisfactoria solución científica la purificación de las aguas negras, por las investigaciones del Mas-- sachusetts State Board of Health, principiando en 1878 y que- continuan hasta la fecha.

En Norte América se ha adelantado grandemente en el tercer cuarto del siglo XIX por los estudios hechos en conección de los proyectos de saneamiento para Chicago y Brooklyn cuyos resultados han sido dados a conocer en reportes o memorias -- descriptivas.

Por el año de 1880 el sistema separado tuvo un gran desarrollo en Estados Unidos del Norte, cuando lo eligió el Coronel Geo. E. Warnig en la construcción del saneamiento de Memphis, Tenn.

La bondad de la obra se vió claramente, trayendo consigo la desaparición de las epidemias que desolaban a la ciudad.

En la época presente es muy común y necesario que las -- ciudades de 2000 habitantes y algunas veces de menor cantidad lleven a cabo la construcción de un saneamiento.

Con el amplio margen existente para la construcción de - colectores aun en las comunidades pequeñas, el aprovechamiento de las aguas negras está adquiriendo desarrollo notable.

IMPORTANCIA Y VALOR DE LA INGENIERIA SANITARIA.

La importancia y utilidad de las construcciones sanitarias pueden ser ampliamente difundidas, dependiendo de ellas las condiciones sanitarias de las ciudades.

Basta con leer las descripciones de las enormes mortandades debidas a la fiebre amarilla en Nueva Orleans y Nemphis o las de cólera en Hamburgo, para justificar lo expresado en el pensamiento: "todo lo que un individuo posee lo debe dar para preservar su vida".

Todavía la Ingeniería Sanitaria no puede evitar totalmente estas epidemias; pero en cambio anualmente salva miles de-

vidas, sobre otros miles de vidas que sucumben bajo males condiciones sanitarias.

Aun cuando se ha logrado bastante, las condiciones ideales serán difícilmente obtenibles.

Un prominente ingeniero sanitario estima por las actuales estadísticas, que el año de 1885 habíanse salvado por esta causa 100 000 vidas en un total de 2 000 000 enfermos, --- anualmente en la Gran Bretaña y en una población de 3o ooo -- 0oo de hab. Sólo con el valor monetario de las vidas salvadas, enfermedades y pérdidas de tiempo evitadas, el valor de lo anteriormente citado es incalculable.

En muchas ciudades las estadísticas muestran que la proporción de defunciones disminuyen debido a la instalación de los sistemas de saneamiento. Con lo cual se remunera suficientemente el dinero que la comunidad tiene que pagar por costo de la instalación.

Los funerales y gastos debidos a las enfermedades pueden ser evitados salvando así una gran cantidad de dinero.

En relación con lo mencionado debe decirse que tan valioso es un buen aprovisionamiento de agua potables como un buen proyectado sistema de albañales para saneamiento.

Un abastecimiento de aguas contaminadas, puede difundir enfermedades no importando lo perfecto que sea el sistema de saneamiento; pero abundante abastecimiento es esencial para que trabajen en buenas condiciones los colectores. Es decir, sin colectores para aguas negras y de lluvia, un abundante -- abastecimiento de aguas potables servirá como vehículo para transportar las epidemias.

Como medida preventiva para la transmisión de epidemias por falta de condiciones sanitarias los sistemas modernos son tan adecuados, que esta sola ventaja es usualmente aún valiosa que el costo de ellos. Esto se ve claramente por el aumento de valor de la propiedad cuando disfruta de abastecimiento de aguas y saneamiento.

Tan grande ha venido a ser la demanda de las necesidades sanitarias que hasta en las haciendas y propiedades rurales han empezado a instalarse las construcciones del caso. En el momento actual es posible para cualquier hacendado con el gasto de unos cuántos cientos de pesos, tener agua fría y caliente bajo presión en su casa, baño y demás instalaciones sanitarias.

La importancia de las obras de saneamiento se puede palpar al ver las cantidades de dinero que se han gastado en los Estados Unidos del Norte en construcciones de esta naturaleza.

Pueblos de 3000 habitantes a menudo gastan 50 000 dólares o más en estos asuntos.

La ciudad de Chicago en los últimos años ha gastado 50 000 000 de dólares en asegurar solamente un lugar adecuado de descarga a sus albañales. En Estados Unidos miles de millones se han gastado en saneamiento.

SISTEMAS DE SANEAMIENTO:

Un POZO NEGRO es un receptáculo, usualmente una simple excavación en el suelo, que se utiliza para recibir materias fecales y orinas. Con objeto de evitar la contaminación del suelo y el agua usada para bebida, debe tener juntas impermeables de mampostería, pero aún así, es difícil evitar los esco

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

rrimientos.

El pozo negro que inevitablemente es sucio y desagradable contamina el suelo, el aire y el agua, elementos cuya pureza- constituye los principales requisitos de la salud, y origina- con sus peligros para ésta, diversas clases de enfermedad que se pueden contraer cerca de ellos, deberán adoptarse en casos extremos en los que sea imposible obtener algo mejor y aún en tonces, temporalmente. No son tan objetables en el campo como en la ciudad, si se sitúan lejos de un pozo que suministra - aguas para usos domésticos.

En el campo los contaminantes de los chiqueros, establos y lecinamientos de estiércol, frecuentemente cooperan a- la contaminación del agua de bebida. La contaminación se puede extender fácilmente por los lechos de grava y rocas agrietadas.

La impermeabilidad de la arcilla limpia en muy cortos -- límites las filtraciones.

Un cáspol es un receptáculo para recibir y almacenar -- desechos líquidos. Consiste usualmente en una excavación hecha en el terreno, impermeabilizada y cubierta, en la cual se descarga el agua superficial; el cáspol debe hacerse impermeable y su contenido removerse cada vez que se llene el depósito.

Los cáspoles debido a lo peligroso de su limpieza y el - gasto, que originan no se hacen impermeables.

Los "leaching cespools" son aquellos que no se construyen impermeables. El contenido líquido, parte escurre en el suelo cercano y a menudo en las capas de grava, o grietas de las rocas, con lo cual lleva la contaminación a gran distancia.

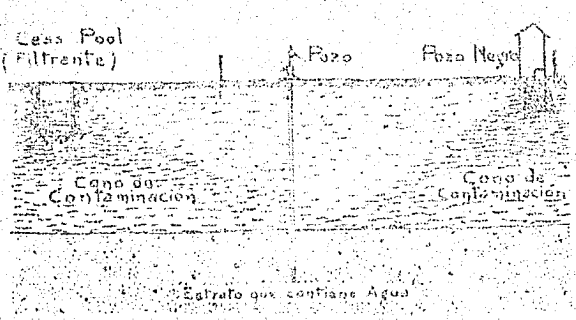

Cess Pool
(Filtrante)
Pozo
Pozo Negro
Cono de
Contaminacion
Cono de
Contaminacion
Estrato que contiene Agua

fig 3

Los propietarios lamentablemente se alegran de que existan en las rocas cercanas grietas o un estrato que evita la - limpieza de su céspol. Los leaching cespools deben ser absolutamente prohibidos por la ley. Son más peligrosos que los pozos negros, porque los desechos líquidos pueden infiltrarse - en el suelo más fácilmente que las materias fecales del pozo- negro.

El efecto frecuente del pozo negro y las letrinas se vé- en la fig. 3, que no exagera las condiciones que ocurren en - las ciudades y villas.

A menudo acontece en las ciudades antiguas, en los ba--- rrios viejos, que por el desarrollo comercial hay necesidad - de modernizar derribando edificios, y al levantarse los nue-- vos, se han encontrado varios pozos negros en las cercanías - de los pozos de agua para beber. El olfato y la vistan dan -- una convincente evidencia de estos reprobables efectos de suciedad, y un análisis químico o bacteriológico es obvio para demostrar lo peligroso que es usar de tales fuentes de bebida; pero idénticas condiciones de peligro pasan desapercibidas en la misma ciudad en algunos otros barrios, por no estar visi-- bles.

Con el tiempo el agua subterránea de una ciudad en estas condiciones estará contaminada y los pozos envenenados. Los - sóta nos se harán pantanosos y saldrán emanaciones del suelo.

Un EXCUSADO SECO es un pozo negro impermeable que es removible y que tiene a mano para cubrir el contenido, tierra - seca o cenizas, cada vez que el excusado se use. Es costumbre usar una pequeña pala y una caja para introducir la tierra o-

materia absorbente.

El contenido debe ser removido y alejado, cuando esté lleno el excusado, en una caja impermeable y vaciado a un lugar lejano o usado como fertilizante. El sistema de cubos consiste en que las materias fecales y la orina son recibidos en cubos impermeables que son removidos semanalmente por empleados del municipio de la ciudad.

SISTEMA NEUMÁTICO DE LIERNUR.- En los sistemas neumáticos de saneamiento se impulsa la eliminación de las materias de desecho a través de conductos por presión o vacío del aire. Es muy costoso; se usa en Holanda.

SISTEMA CREMATORIO.- Cuando no se han podido construir albañales, el sistema crematorio ha sido instalado en muchas escuelas y edificios en los Estados Unidos del Norte, pero aun cuando al principio sea satisfactorio muy a menudo es molesto y peligroso. Las corrientes de aire se invierten y van hacia adentro en lugar de salir de los cuartos en que están contenidos los excusados; el daño surge a menos que la cremación esté atendida con regularidad y constancia. No es aconsejable para tratar los desechos líquidos tales como los de lavandería, fregaderos y tinas de baño, de los cuales se debe tener tanto cuidado como de las materias fecales y orinas.

SISTEMA DE TRANSPORTE POR AGUA.

Hablaremos ahora del método considerado en la actualidad como inmejorable para la eliminación rápida y continua de los desechos de una comunidad.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

El transporte por agua es aquél en que a las materias fecales y a los desechos se le añade agua en tal cantidad que sean diluídos y rápidamente removidos, por gravedad si es posible en los albañales, las aguas resultantes se denominan -- AGUAS NEGRAS. Un ALBAÑAL es un conducto cerrado, por lo general sunterráneo a cuyo traves corren las aguas negras.

Las materias de contaminación usualmente constituyen el 99, 8 % o más de las aguas negras resultantes.

Este sistema es universalmente usado para saneamiento, - por ende, en la actualidad son sinónimas las palabras, SISTEMA DE SANEAMIENTO Y TRANSPORTE POR AGUA.

Hay tres clases en este sistema:

Combinado.

Separado.

Mixto.

El Sistema Combinado es en el que tanto el agua de lluvia como las aguas negras domésticas o industriales y de los- distritos manufactureros se alminan por el mismo albañal. Se usó anteriormente al separado.

Separado es en el que las aguas negras corren por unos - conductos y la lluvia por otros diferentes.

El Mixto, es una combinación de los anteriores, es decir, en parte de la área saneada se usa el sistema separado y en - otra el combinado.

SISTEMA SEPARADO.- En favor del sistema separado se esgrimen los siguientes argumentos:

1 - Depositos.- Las aguas negras domésticas que en tiempo de- secas constituyen las corrientes de los colectores combinados,

alcanzan en muy pequeña cantidad en comparación con las de -- aguas de lluvia, semejando al correr un ligero arroyuelo de - pequeña velocidad sobre el fondo del gran colector requeri-- do para aguas negras y de lluvia, mientras que en el sistema- separado, los colectores están proporcionados para éste peque ño volúmen de aguas negras y por consecuencia se puede dar su ficiente tirante y velocidad al curso de agua. Los colectores de aguas negras domésticas están libres de arena y tierra de- las calles, que inevitablemente arrastran los aguaceros y por tanto de los molestos depósitos que forman.

2 - Lavado.- En relación con su menor tamaño en los colecto-- res del sistema separado, se facilita su lavado. Pequeños tan ques lavadores de mínimo gasto pueden ser suficientes.

3 - Ventilación.- Debido a las menores dimensiones de éstos - conductos el aire en ellos cambia más frecuentemente por las- fluctuaciones diarias de las aguas negras y por las corrien-- tes que penetran a través de las aberturas de ventilación, -- en consecuencia, en el sistema separado, la ventilación es -- más fácil y mejor.

4 - Tratamiento.- En caso de que las aguas negras vayan a tra tarse, el sistema separado será más económico porque solo --- ellas serán tratadas y las aguas de lluvias se arrojarán sin- tratamiento a los ríos o arroyos cercanos.

5 - Costo.- En las ciudades pequeñas y en algunas zonas de -- las grandes ciudades el agua de lluvia puede transportarse a- cierta distancia por cunetas y luego removerse por conductos- cortos de colectores de agua de lluvia hasta los cursos de -- aguas cercanas. En tales casos el sistema separado de albaña-

les costará solamente una fracción del costo de un sistema -- combinado que llenará el mismo objeto.

El costo de un sistema combinado en una ciudad pequeña - se hace a veces prohibitivo. En cambio un sistema separado -- puede ser construido por ser más barato.

6 - Impermeabilidad.- Debido al pequeño tamaño relativo, los colectores del sistema separado pueden hacerse en su totali-- dad de tubos de barro vitrificado, que tienen grandes venta-- jas como la de ser impermeables, la de tener pocas juntas y - prestarse a hacer éstas impermeables.

Si es imposible hacer un tubo de albañal impermeable más difícil es aún construir un colector de ladrillo que sea im-- permeable.

SISTEMA COMBINADO.- A favor del istema combinado se es-- grimen los siguientes argumentos:

1 - Depósitos.- Al construir los colectores combinados - se les puede dar la forma ovoide, con la parte más angosta pa ra abajo, o construyendo un canal semicircular en el fondo, - logrando así que en la época de secas el caudal de la corrien te tenga suficiente tirante y no se formen depósitos.

2 - Lavado.- Aunque es cierto que los pequeños colecto- res del sistema separado pueden ser lavados mejor con igual - erogación, el gran tamaño de los colectores del sistema combi nado, facilita la remoción de obstáculos y se lavan perfecta- mente por las aguas de lluvias durante ésta temporada.

3 - Ventilación.- Respecto a la ventilación, por ser ma- yores los diámetros de los conductos del sistema separado, el volúmen de aire que circula por ellos es mayor, facilitando -

por tanto la dilucion de los gases de las aguas negras.

4 - Tratamiento.- Si las aguas van a ser tratadas, no -- hay que olvidar que las primeras aguas de tormenta de las calles, están cargadas por las deyecciones de animales, hojas - secas, aceite, gasolina, etc., y quizá sea debido tratar dichas aguas, además de las aguas negras propiamente. Además -- las aguas de lluvia si bien aumentan el caudal de aguas por - tratar, las hacen menos fuertes y concentradas.

5 - Costo.- En los barrios comerciales de poblaciones de importancia es costoso construir largos colectores de lluvia- y colectores para aguas negras, es preferible en éste caso --- construir un sistema combinado por ser más económico.

CONCLUSIONES - Por lo anterior podemos concluir:

1.- Cualquiera de los dos sistemas puede ser satisfacto-- rio ante los ojos de la ingeniería sanitaria.

2.- El costo de un sistema bien proyectado, tomando en - cuenta la resolución del aprovechamiento de las aguas negras, es la que comunmente decide cual de los dos sistemas debe preferirse.

3.- El sistema separado por ser más económico es el me-- jor para ciudades pequeñas, para barrios residenciales, colonias de grandes poblaciones en las que las aguas negras necesitan un tratamiento y donde las aguas de lluvia pueden ser é descargadas en ríos de aguas corrientes.

4.- Es más conveniente el sistema combinado para los ba--- rrios comerciales en las grandes ciudades y los barrios donde tanto las aguas negras como las de lluvia necesitan purificación.

5.- Lo más ventajoso es una combinación de ambos sistemas o sea sistema mixto, que es el que yo uso.

CONOCIMIENTOS PREVIOS PARA UN PROYECTO DE SANEAMIENTO.

El Ingeniero a quien se encomienda la construcción de -- una obra tal como el saneamiento de una población, debe reu-- nir cualidades diversas y amplios conocimientos de varias ramas de su profesión. En ésta como en otras muchas otras cla-- ses de construcciones intervienen, a más de los conocimientos directamente relacionados con la obra en sí, otros que al parecer desligados de ella son absolutamente necesarios. Los -- problemas que tiene que resolver el Ingeniero son de diversa índole y casi siempre en un conjunto armónico, de modo que a- mas de la pericia en la resolución de cada uno de ellos por - separado, debe poseer un amplio golpe de vista para abarcar - el conjunto sin perder el detalle.

Toda obra de Ingeniería comprende dos partes perfectamente definidas: el proyecto y la construcción; en una y otra la asistencia del Ingeniero es inevitable pero sobre todo en el- proyecto es donde él debe allegarse la mayor parte de datos - y conocimientos para que resulte bien la construcción que no es - mas que la consecuencia del proyecto; mas aún, un proyecto - bien hecho, sujeto a los principios de la ciencia viene a ser a veces impracticable en algunos puntos, de ahí que en la elaboración de un proyecto el Ingeniero debe ser absolutamente - cuidadoso y previsor y como se dijo antes poseer los conoci-- mientos precisos para un desarrollo completo de la obra.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

Hemos dicho que un Saneamiento tal y como en nuestra época se acepta, es una red de conductos generalmente subterráneos a cuyo través deben correr rápidamente las aguas de desecho de una población hasta el lugar dispuesto para su "disposal", por tanto el estudio de las leyes de la hidráulica es el punto central de las obras; pero para la colocación eficiente y económica de esta red se requieren otros conocimientos.

La superficie de la población por sanear ofrece la primera indicación de cómo hemos de tender las tuberías, es decir- sus vertientes, sus declives, sus cuencas, etc., en una palabra la "Topografía" de la región es indispensable como conocimiento previo a todo proyecto de saneamiento.

Como los albañales en su función mas amplia se proyectan tanto para las aguas negras propiamente dichas (aguas de- deshecho) como para las de lluvia, se requiere el estudio hidrológico de la cuenca por sanear, para estimar las cantidades máximas de agua que se derraman sobre la población y cuyo escurrimiento sobre su superficie es lo que se quiere evitar.

Deben tenerse nociones de resistencias de materiales para estimar la clase de conductos que se puedan adoptar y que existan en la región, y para los tanques que sea preciso construir.

Siendo por lo general estos conductos subterráneos, se- requieren conocimientos acerca de la naturaleza de los terrenos por excavar. Muchas veces los albañales van a bastante profundidad y pericia en materia de excavaciones se necesita- con frecuencia.

Un conocimiento de los recursos naturales de la región,-

de sus posibilidades para pagar una obra costosa, un criterio amplio de prevision y prediccion para juzgar del papel que -- juegan las obras de saneamiento en un futuro más o menos lejano, etc.,etc.

Toda esta serie de conocimientos son necesarios para --- empezar a formar un anteproyecto.

En México tenemos además, que solo fragmentariamente hemos estado adoptando nuestros sistemas de eliminación de aguas negras, es decir nos hemos concretado a establecer la red de conductos que lleven fuera de la población las aguas de deshechos sin intentar la utilización o purificación de ellos, y - esta circunstancia es un importante factor en la elección de- sistema de saneamiento.

Sin embargo podremos concretarnos a ésta primera parte-- de la cuestión, es decir al tendido de las tuberías para llevar las aguas de deshecho desde las habitaciones hasta el lugar de vertido.

Se requiere pues en primer lugar un levantamiento topo-- gráfico de la región; en seguida una serie de datos estadísticos de la población y de los régimenes de lluvias para entrar directamente a la planeación de la red de albañales.

Aguas Negras.

Un sistema de saneamiento consiste de una red de conductos cerrados que extendiéndose en toda el área por beneficiar, facilitan la remoción continua y eficiente de los diversos desechos clasificados bajo el dictado de aguas negras. Para proyectar, pues, la capacidad de estos conductos se requiere saber [illegible] EN LOS CASOS ORDINARIOS [illegible] DE AGUAS Y SUELO.

Ambas condiciones conocidas, nos facilitarán el cálculo de los tubos y su más recatada colocación. Las citadas condiciones se conquerán estudiando los siguientes sucesivos datos:

1º Período para el cual van a servir las obras.

2º Población futura que los utilizarán.

3º Estimación total de aguas negras.

4º Fluctuaciones de los gastos de los caudales que entran a los albañales.

5º Cálculo de las infiltraciones subterráneas.

Período.- Un sistema de saneamiento se proyecta para que sea utilizado con éxito durante cierto período de tiempo. Sin duda que consideramos que estas clase de obras son beneficiosas, difíciles de instalar y de alto costo convendría que el tiempo para el cual sirvieran fuese lo más largo posible; pero al mismo tiempo, existe la limitación de su costo. La actual generación que paga las obras (como de servicio público que son) debe disfrutarlas y no sería justo que pagase por instalaciones que no llegaría a disfrutar. Sobre todo si las poblaciones son pobres y pequeñas. Al contrario, el establecimiento de obras que sirvieran para un corto período de tiempo y en las que se hubieran hecho demasiadas economías, arrojarían sobre las generaciones fu-

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

turas compromisos de gastos para emancharlas y atenderlas.

Las obras deben pagarse por sí mismas. El capital en ellas invertido más los réditos que pudiera producir durante el período de servicio, más los gastos de sostenimiento, deben ser iguales a los impuestos devengados por los servicios y éstos últimos no deben ser nunca elevados.

Como principio moral de toda autoridad debe existir la [illegible] a subsidiar [illegible] en [illegible], sin que [illegible] [illegible] [illegible].

Por otra parte las posibilidades de un próspero futuro favorecen un gasto más o menos grande. Muchas circunstancias deben tenerse en cuenta para estas obras. Su principal objeto es la salud y bajo tal aspecto [illegible]; mas un estipendio inútil de dinero es a la vez completamente reprobable.

Aquí, como en todos los ramos de la ingeniería, [illegible] [illegible] [illegible].

Como se comprende, el estudio detallado de una localidad inclinará al ingeniero experimentado y cuidadoso a diseñar un proyecto eficiente. Las prescripciones de los estudios teóricos sólo son la guía, la norma que el ingeniero sabrá adaptar, aplicar o rechazar en los diferentes casos prácticos.

En las poblaciones tales como las de Inglaterra, Estados Unidos, etc., se marcan períodos de 30 a 50 años.

En México debemos considerar multitud de factores: las condiciones financieras son malas y es prohibitivo el estipendio de fuertes sumas de dinero. La mayoría de nuestros poblados son de reducida población y por tanto no podrán pagar grandes obras. Las luchas sucesivas de tantos años nos han puesto en condiciones anómalas. El descuido de gobiernos y particulares acerca de numerosos estudios que deben preceder a las instalaciones costo

sas y de servicio colectivo, imposibilitan en cierto modo atinadas provisiones y estudios aplicables a cada caso. Sin duda que el desarrollo de nuestros pequeños poblados será en muchos casos completamente irregular.

En el caso especial de saneamiento la falta de estudios y proyectos para tratamiento de aguas negras, pero que se impondrá sin duda en poco tiempo, aconsejan mesura y tino en no proyectar costosas y muy grandes instalaciones.

En cambio es urgente, obligada la necesidad de adoptar estos sistemas, nuestras diversas condiciones topográficas, climatéricas, fuentes de potabilidad, son en muchos casos favorables, estamos en época en que otros países se han adelantado mucho en la ciencia sanitaria y podemos aprovechar la ajena experiencia a nuestros propios problemas.

Podríamos decir que en México no debe adoptarse un período bastante largo, optando por el mínimo de 3o años, y aun para pequeños poblados bajando a 25 ó 2o años, teniendo cuidado de dejar posibilidades a adiciones o ampliaciones.

POBLACION.- Viene en seguida la estimación del número de habitantes que harán uso del sistema de albañales, por supuesto al final del período decretado. Esto quiere decir la predicción de una manera aproximada del crecimiento de la ciudad que se trate.

El crecimiento de una población se efectúa en,

habitantes,

área.

Para poder hacer un cálculo aproximado de la probable población que integrará la ciudad al cabo de 3o o 5o años, debe conocerse la actual población y las anteriores.

Periódicamente los gobiernos federales efectúan censos, por

lo general cada diez años. Sería de desearse conocer datos más frecuentes. Es en esto donde la estadística, la fastidiosa y pesada labor de recolección de datos y compilación científica nos ofrece incomparable utilidad.

Desgraciadamente tan poco caso se hace de ella, que aquí en México, casi podemos decir que carecemos de este servicio tan - indispensable en la mayoría de los proyectos de ingeniería.

Lo ideal sería verificar un censo, al proyectarse una obra de esta clase. Esto, sin duda, es costoso, pero aprovechando -- los servicios públicos podría reducirse su costo. En poblacio-- nes pequeñas, sobre todo en México, sería fácil efectuarlos. Si no se puede hacer un recuento en forma, aproximadamente se pueden tomar relaciones diversas, por ejemplo:

Asistencias escolares.

Servicios públicos: como correos, teléfonos, aguas, periódicos, etc.

Cámaras de Comercio, etc.

Todos los anteriores, por las estadísticas que llevan nos - dan un número de habitantes que hacen uso de tales servicios y que está en relación constante con el total de población. Si, - pues, conocemos estas relaciones en años pasados podemos cono-- cer la presente población fácilmente.

Por ejemplo, en algunas ciudades de Estados Unidos e Inglaterra se estima que de 15 a 20% de la población asiste a la escuela. Asimismo, se considera que una familia está compuesta de 5 personas y que 6 o 7 habitan en una casa; habiendo un prome-- dio de cuatro familias en tres casas, para ciudades no muy popu losas.

Establecidas las relaciones entre las cifras del tiempo pa-

sado y los presentes, es decir, conocida la manera como se ha i
do desarrollando una población, es fácil predecir futuros creci
mientos. Sin embargo, estos no sigue la misma ley del pasado. -
Muchos factores locales y que el ingeniero debe averiguar en ca
da caso, deciden del mejor método para establecer el crecimien-
to más probable.

Este se estima de varias maneras entre las que podemos ci--
tar,

1º Aumento aritmético.

2º Aumento geométrico.

3º Extensión gráfica.

4º Comparación gráfica.

5º Estimación decreciente de aumento.

1º AUMENTO ARITMETICO.- Consiste en suponer un aumento cons
tante, es decir, en averiguar los aumentos absolutos que ha te-
nido la población y determinar el más adecuado y aplicarlo en a
ños futuros. Sea una ciudad que tenía en,

1915	8ooo habitantes.
192o	855o
1925	9ooo
1929	10000

podríamos suponer un aumento de 1000 habitantes cada cinco años.

Por lo general esta estimación da resultados inferiores a -
la realidad, pero se aplica para un primer tanteo de predicción.

2º AUMENTO GEOMETRICO.- Considera el mismo aumento anterior
pero no absoluto sino en relación con la población total y de--
terminado un % de crecimiento aplicado al futuro, así en el e--
jemplo anterior.

8 000		
	550	6.8%
8 550		
	650	7.6%
9 200		
	900	9.8%
10 100		

Si adoptamos pongamos por caso un 20% en 10 años tendremos,

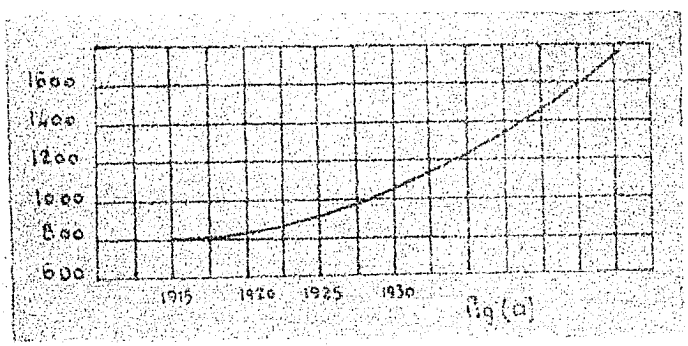
1 930		10 100
	2020	
1 940		12 120
	2424	
1 950		14 544
	2090.3	
1 960		16 452

Por supuesto que elegir este tanto por ciento es muy difícil y da lugar a error por ejemplo, en el caso numérico supusimos que la proporción para los 30 años era la misma de 20%.

3º EXTENSION GRAFICA.- Se dibuja una curva cercana a los puntos determinados, en ejes coordenados, teniendo como abscisas los diversos tiempos en que se pudo conocer la población y como ordenadas estas mismas poblaciones y hasta la fecha. Se determina la ecuación de tal curva que por lo general resulta de la forma,

$$p = a + bx^c$$

y se extiende a fechas posteriores.

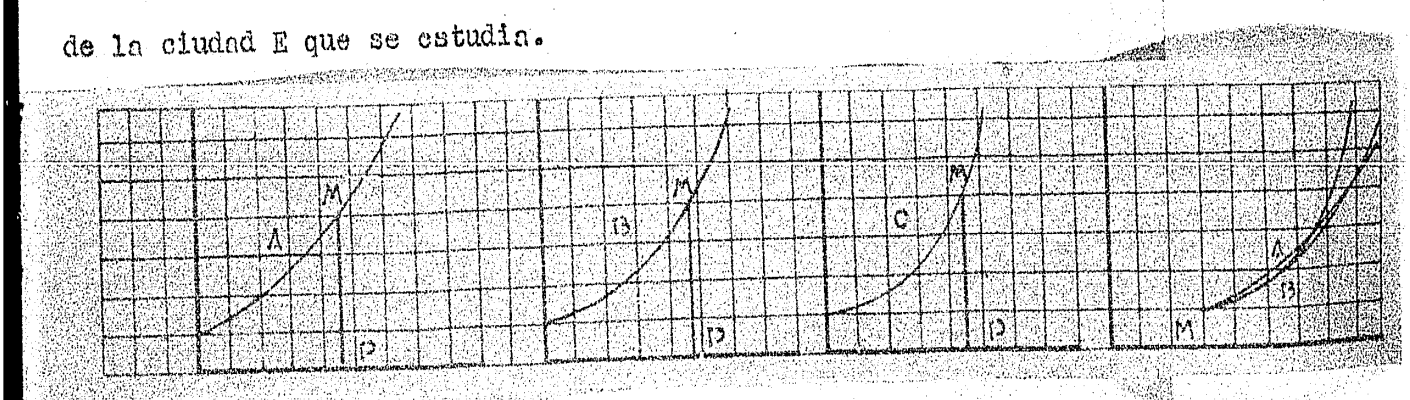


En el caso anterior tendremos como 16 500 hab. en 1960. Como en el caso segundo la prolongación de la curva debe obedecer a ciertas observaciones locales.

4º ESTIMACION DECRECIENTE DE AUMENTO.- Notemos que los anteriores métodos añaden siempre población en el futuro y en tal forma crecería la población ~~ilimitadamente~~ indefinidamente lo cual no es exacto, pues se ha observado que una población al entrar en plenitud en su desarrollo, aumenta el número de sus habitantes en relación creciente, pero llegado un cierto límite en este aumento de proporción, el aumento posterior es menos rápido, llegando a estacionarse la población y aun a decrecer. Conocidas las características de una población se puede suponer que aumentará rápidamente hasta cierto límite, después del cual el incremento es lento, o aun puede haber disminución.

5º COMPARACION GRAFICA.- Consiste en comparar la ciudad en cuestión con otras que hayan presentado caracteres similares y que a la fecha excedan, en mucho a la población de que se trata.

Se dibujan las gráficas de todas estas poblaciones y se marca en ellas el punto que corresponde a la población igual a la que actualmente tiene la que se estudia. Luego se superponen las curvas haciéndolas coincidir en tal punto y se traza una curva media entre las ramas posteriores que nos representará el crecimiento probable de la ciudad. En nuestro caso, sean las curvas A, B, C, D, las correspondientes a cuatro poblaciones que en diversas fechas alcanzaron un crecimiento, PM = al actual de la ciudad E que se estudia.



Por supuesto que tal crecimiento fué obtenido en diversas épocas pasadas para cada ciudad. Se sobreponen las curvas y tendremos un haz ABCD.

La ciudad E seguiría un crecimiento medio o cercano alguna de ellas. Entonces se dibuja la curva de probable crecimiento.

Este método es el más exacto y recomendable para incluirlo en los proyectos definitivos.

Como dijimos, muchos factores locales, circunstancias geográficas, industriales, climatéricas, agrícolas, etc. determinan crecimiento imprevisto o aun disminuciones.

Se puede, sin embargo, delinear ideas generales: Una ciudad crece rápidamente en sus principios de desarrollo, continúa su crecimiento con menos rapidez y permanece estacionaria o casi - estacionaria.

Una ciudad ya desarrollada casi no presenta violentos crecimientos o disminuciones.

Las ciudades pequeñas están sujetas a cambios bruscos, determinados por diversas causas, en ellas es más difícil prever con acierto sus crecimientos.

Nuevamente al referirnos a México nos encontramos con anormalidades notables.

Muchos de nuestros pequeños poblados no obstante lo prolífico de la raza, registra disminuciones o lentos crecimientos debido a las continuas luchas intestinas que nos ahogan. El despoblamiento en algunos lugares ha sido rápido y en otras ocasiones en poblaciones de importancia ha habido fuertes aumentos como sucedió en Tampico.

El movimiento constante de nuestra gente ha creado una condición inestable, poco favorable a seguras predicciones. La fal

ta de comunicación con parajes lejanos ha impedido desarrollos normales y la no poco probable circunstancia de continuación de luchas intestinas, nos hace prever seguir perdiendo gente por - la guerra, por la emigración y por las enfermedades. Aun a pe-- sar de esto parece que ha habido aumento de población, no obs-- tante que no lo registran así los censos.

En nuestro país la estabilización de períodos de paz, favo- rece rápidos desarrollos de los poblados y estos incrementos de población serán seguramente propicios al desarrollo de grandes obras de ingeniería, tales como presas para irrigación, construc- ción de caminos, etc., que se han iniciado ya y que serán tal - ves garantía para una tregua a nuestras luchas y dentro de las cuales se registran los rápidos crecimientos mencionados.

DENSIDAD.- Se llama el número de habitantes en la unidad de área. Cuando decimos la densidad de tal población es 200 habi-- tantes por hectárea, y consideramos un promedio únicamente.

Conocida la población total nos interesa saber cómo está re partida, pues sin duda en ciertas partes habrá mayores aglomera ciones que en otras, es decir, nos interesa conocer la densidad de cada parte de la ciudad.

Al crecer la población ciertos habitantes ocuparán las mis- mas áreas y otros, nuevos predios que se irán urbanizando.

Para prever densidades futuras, necesitamos conocer las ac- tuales. Para esto dividimos la ciudad en diversos distritos:

RESIDENCIALES.

COMERCIALES.

INDUSTRIALES.

En nuestro lenguaje usual diríamos los barrios o aún mejor- las colonias, las categorías de éstas nos dan idea de la densi-

dad. Los barrios o colonias de gente humilde (proletariado), presentan mayor densidad que las colonias de gente bien (burgueses) las que son equiparables a los distritos residenciales.

La parte comercial es el CENTRO y lugares donde se agrupan los comercios como en los mercados. La parte industrial se refiere a fábricas, fundiciones, etc.

En cada una de estas secciones se estima la densidad y luego se prevee qué distritos se convertirán en comerciales o industriales, en lo futuro y el cálculo de su densidad se hace por comparación con los cálculos de la misma o de otra ciudad. Se cuentan los edificios, sus ocupantes, etc.

Se excluyen de estos cálculos los jardines, parques, albercas, etc. Las calles se consideran formando parte de los edificios.

Máximos de densidad, censos, informaciones de los hombres de negocios, etc., son de suma utilidad.

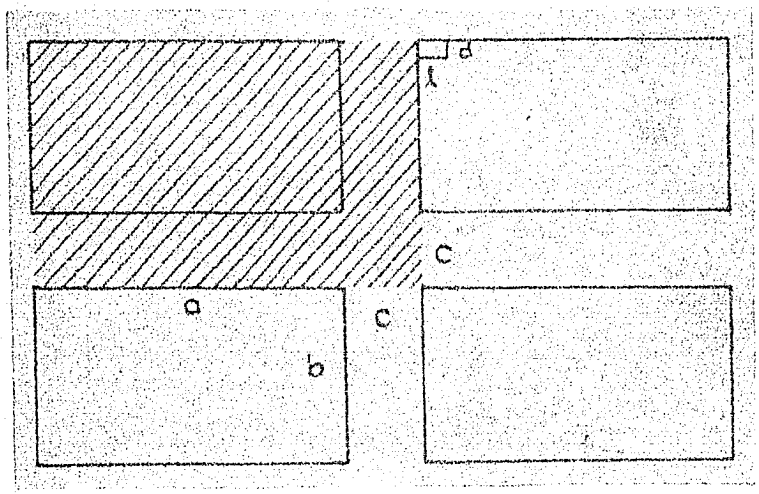
CRECIMIENTOS EN EXTENSION.- Las poblaciones crecen en área al pasar del tiempo, es más difícil prever estos aumentos que los de los habitantes. El método gráfico de curvas nos da incierta.

La tendencia de crecimiento son muy diversas en las poblaciones. Por lo general se nota un crecimiento hacia el Poniente de la ciudad. Como máxima tendencia, como si la ciudad siguiera al sol en su marcha. En seguida hacia el Norte y Sur; es menos usual el crecimiento hacia el Oriente. Sin embargo, las condiciones locales indican en cada caso los contornos que se ensancharán.

En el cálculo de un sistema de albañales, deben incluirse ciertas áreas circunvecinas, que se estime se urbanizarán pronto y calcular su densidad para proveer los albañales del caso.

La estimación de población en estas áreas es sencilla. Se consideran divididas en manzanas de igual superficie con calles uniformes y lotes definidos.

Supongamos los datos de la figura. Vemos que la parte a churada se puede tomar como unidad.



La manzana sería igual a ab. Las calles que correspondieran a ella sería la superficie,

$$ac + bc + cc = c\ (a + b + c)$$

Suponemos que en la manzana existen que tiene por superficie de y que el número de ocupantes será N en cada lote; luego, número de lotes por manzana,

$$ab/de$$

Habitantes por manzana,

$$N\ \frac{ab}{de}$$

Superficie por manzana, $ab + c\ (a + b + c)$

La densidad es el número de habitantes por área,

$$\left(N\ \frac{ab}{de}\right) : (ab + c(a+b+c))$$

luego $n = \frac{\pi ab}{de\ (ab + c\ (\alpha\beta\varphi o)}$

que estará dada en,

habitantes/pie cuad. si son medidas inglesas, que darán

en habitantes/acre multiplicados por 43560

en habitantes/metro cuad. en medidas métricas.

en habitantes/hectárea multiplicando por 10000

Conociendo pues la población total probable, su posible distribución en el área por sanear, viene luego la estimación de la cantidad de aguas negras.

CANTIDAD DE AGUAS NEGRAS.

Consideremos primero todas menos las procedentes de agua de lluvia. En Estados Unidos se considera que un lote de 25x30 pies cuad. que alberga 7 ocupantes, da la mayor densidad en poblaciones de 25000 a 50000 habitantes, como promedio 100 por acre.

En las ciudades populosas se alcanzan cifras mucho mayores. La siguiente da varios promedios aceptables.

Población total.	Densidad. Por acre.	Por hectáreas.	
Hasta 25 000	75	185	(1 hect = 10000 m.cuad. = 2.471 acres) 1 acre = = 435 pies cuad.
25 000 a 50 000	100	247	
50 000 a 100 000	150	371	
100 000 a 250 000	200	494	
250 000 a 500 000	250	618	
500 000 a 1000 000	350	866	
Pasando 1 000 000	500	1 236	

Necesitamos saber las cantidades de aguas negras que produce cada individuo. Previniendo las aguas negras del consumo que de las aguas de abastecimiento hace cada cual, como estimación muy lógica se establece la igualdad entre el [illegible] 70 % AGUAS y la cantidad de Aguas Negras Domésticas. Por tanto procede la estimación de la cantidad de aguas de abastecimiento.

Generalmente el dotar a una población de agua para sus diversos usos, es anterior al establecimiento del sistema de saneamiento, por tanto, es factible conocer las cifras de proyecto en dicho consumo.

Si los servicios municipales son correctos, no sólo debe conocerse el número de litros de que cada individuo puede dispo-

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

ner, sino también los que realmente gasta. Esto siempre que exista el sistema de medidores, si éste no está instalado, difícil será averiguarlo. Como regla se tiene que en ciudades no hay medidores, se gasta más agua siendo la tendencia de dichos aparatos reducir el consumo, o mejor dicho su desperdicio. En Estados Unidos se toman como cifras medias para uso doméstico, 20 a 50 galones/habitante como un dato de diseño, 100 gal/hab/día. 15 a 100 como exceso

1 galón = 3.78 lts.

Hay veces que este consumo sube mucho aún 500 galones, pero son casos extremos.

En México se estima un gasto de 600 lts/hab/día.

Por supuesto que no toda el agua destinada al individuo es usada por él. Fugas, riegos de jardines, etc., no van a dar al albañal. Así mismo al albañal van a dar otras aguas de diverso origen que las de las oficinas y a veces las diferencias son muy elevadas; pero con un buen promedio se puede tomar la igualdad entre el líquido potable y las aguas de desecho. Cuando la ciudad es industrial o manufacturera debe dedicarse especial cuidado al producto y consumo del agua en las diversas industrias y manufacturas. Por tanto,

Total de aguas negras en la población será = promedio de consumo por población.

FLUCTUACIONES.- No es suficiente con conocer la suma total de aguas negras, ni su promedio para el diseño de un saneamiento.

Supongamos el albañal A-B que recibe aguas de las casas situadas en las manzanas a quien sirve a-b-c-d. Sea una casa de 7 habitantes y un gasto de 200 lts por día.

El gasto de aguas negras de esta casa que van al albañal son

7 x 2oo = 14oo lts/día,

pero este caudal no es entregado en razón uniforme, segundo por segundo, sino que en algunas horas del día, será mayor el gasto que en otras; en tanto que en la noche casi no correrá agua al albañal, es decir, el gasto de 14ooo lts, se entrega al tubo A-B en forma irregular.

En la gráfica, con horas como abscisas y gastos como ordenadas, podemos dibujar una curva que nos indica cómo fluctúa el caudal diario.

A las 6 de la mañana o antes empieza la corriente con un poco de gasto, aumentando a partir de las 8 hasta alcanzar un máximo, a las 12, y principia a decrecer hasta las 6 de la tarde y baja durante la noche a valores mínimos.

El área bajo la gráfica nos representa el total de aguas que fueron al tubo A-B durante el día. El área del rectángulo

es igual a la anterior, pero considerando descarga uniformemente, por tanto tenemos un máximo A y un mínimo B.

Si el albañal se proyecta para admitir un gasto I (a razón de x litros por persona, de promedio, en el tiempo en que (cerca de las 12) se hace el mayor uso del agua, no cabría, no sería - suficiente la sección para el paso del agua. Luego la sección - no se debe proyectar para el promedio sino para el MAXIMO. El - ingeniero debe tener presenta además que cuando se verifique el gasto mínimo no haya depósitos. Es decir, debe ser la velocidad de la corriente cuando el gasto es mínimo, suficiente - para arrastrar las materias en suspensión.

Lo anteriormente mencionado se hace extensivo a todas, de - modo que toda la zona contribuyente al albañal seguirá semejantes fluctuaciones.

Si hay lavanderías o cierta clase de fábricas las variaciones podrán ser considerables. Durante 6 o 7 horas se entregará al albañal la mayor parte del gasto, en tanto que en otros serán pequeñas proporciones y en otras no habrá corriente. Otro - tanto se puede decir del gasto semanal, en jueves, sábados, habrá un gasto mayor, mucho mayor que el promedio semanal y otros días como domingo, lunes será mínimo.

Parecidas fluctuaciones tendremos en los meses del año.

Resumiendo, diríamos que a fin de que el tubo de desague sea eficiente debe TENER CAPACIDAD PARA LA MAXIMA FLUCTUACION DEL - GASTO.

Si A-B es la ley uniforme de caudal anual, AB'C' sería la ley de fluctuación mensual, durante los meses de calor existe el máximo a-b, que es el promedio semanal máximo. En las semanas calurosas, tendríamos que sobre el promedio anual A-B hay en ciertos días un máximo, a'b' mayor que el mensual a-b. Este a'-b' es a su vez promedio del máximo caudal de hora a"-b" más grande que el a'-b' y por tanto que los anteriores, estas fluctuaciones son por tanto las que interesan cuantificar.

Como punto de partida se toma el promedio y a"c" en tanto por ciento del primero. Para el mínimo Bb' se hace otro tanto. Se supone un máximo doble y un mínimo de la mitad.

Observemos en nuestra figura anterior que el albañal va recibiendo aguas de las diferentes casas a que sirve de modo que mientras en el extremo A el gasto es completamente intermitente, al final en B es un poco menos.

A medida que vamos entrando a la red de conductos, va siendo más uniforme la corriente, menos sujeta a las fluctuaciones mencionadas.

Por tanto los tubos que conectan directamente a las casas tendrán mayores variaciones en gasto que los colectores y tanto más cuanto más pequeña sea la población a que surte.

Fórmula para poblaciones entre 1000 y 100000.

$$M = 500 : P^{1/5}$$

M = % fluctuaciones; P, población tributaria en miles.

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

En nuestro ejemplo anterior teníamos de una casa 1200 litros al día que podríamos suponer que todos fueran al albañal durante 6 horas. El gasto por día ya no sería servido con un tubo para 200 lts/ , sino con un tubo 4 veces mayor.

Supongamos que una lavandería que durante 1 hora vaciase 60 lts/minuto el gasto sería, 3600 lts/hora y 43200 lts/día. Equivaldría como a 40 veces el gasto que se hace una familia de 1200 lts. Por tanto para los albañales que conectan a las casas aisladas es más difícil prever su debida capacidad. Por supuesto que es difícil que todos varios caudales máximos lleguen a un mismo punto del albañal. Se estiman como procedios aceptables los siguientes: si el albañal abastece a 600 habitantes tómese 3 veces el gasto; si el albañal abastece a 1000 habitantes tómese 2 veces el gasto; si el albañal abastece a 5000 habitantes tómese 75% más de 100%.

Especificaciones americanas nos dicen que: Para áreas cuya población tributaria es mayor de 5000 se supone un caudal de aguas negras por persona de 100 galones más un 75% (o veces 100%) por las fluctuaciones anteriores, es decir, 175 galones diarios.

100 galones/día/habitante.

75 galones/día/habitante, fluctuación

o sea 0.1216 galones/habitante/minuto

0.0027 pies cúb/segundo.

En medidas métricas tendríamos redondeando la cifra.

	380 lts/habitante/día.
1 galón = 3.78 lts.	665 lts/habitante/día, fluctuación
1 pie cúb. = 28.3 lts.	0.46 lts/habitante/minuto.
1 pie cúb. = 7.481 galones.	0.0764 lts/habitante/segundo.

Cuando se ha hecho la distribución de distritos y se consideran las partes comerciales o industriales separadamente, es preciso hacer la estimación de sus aguas de desecho.

En hoteles, restoranes, partes comerciales, en las cuales durante el día hay concentración de personas y aunque éstas hacen del agua el mismo uso para las que las utilizan en sus casas, las aguas negras de tales distritos son en mayor cantidad que las domésticas. Las de los distritos manufactureros se estiman de acuerdo con la clase de manufactura.

El agua de los tanques lavadores generalmente no se tiene en cuenta. Se usa para las aguas comerciales e industriales, la misma regla anterior.

Si acaso una fábrica arroja violentas y fuertes cantidades de agua, debe ser evitado por las autoridades o más bien regularse la eliminación de las aguas.

Sobre el aumento anterior damos todavía un factor de seguridad para el cálculo de albañales; al gasto de 4 gal/hab/día ya aumentados en un 75% o 100% se le da la amplitud de un factor de seguridad,

2 para laterales.
1.75 a 1.5 " ramales.
1.5o a 1.25 " colectores.

INFILTRACIONES.- Como es sabido gran parte del agua que cae y corre por la superficie de la tierra se filtra a las capas interiores de modo que el subsuelo dentro del cual se tienden las tuberías de saneamiento contiene más o menos proporción de agua subterránea, según la permeabilidad, épocas de lluvia, inclinación, etc.

Por otra parte las tuberías no son impermeables, aun cuando

el material de que se hacen lo sea. En las juntas, sobre todo si son hechas de cemento común, se efectuará el paso del agua subterránea a las tuberías.

Este escurrimiento al interior de los conductos se llama infiltración (seepage).

Sin duda que los reconocimientos de las capas cortadas al hacer las excavaciones, para poner los tubos, es muy útil para determinar la humedad del subsuelo y poder asimismo aproximar la proporción de estas infiltraciones. En algunos casos sin duda serán insignificantes, pero en otros, contribuyen un alto tanto por ciento del agua que corre en el albañal. Por ejemplo en un albañal de Boston se encontró que el goteo al interior producía un caudal de o.6 pies cúb/seg/milla siendo la dimensión del albañal de 8" a 36". Por tal razón uno de los problemas de la manufactura e industria en albañales es hacer juntas impermeables.

Además por las conexiones de las casas, pozos de visita, se efectúan admisiones de agua subterránea.

En consecuencia a las sumas ya calculadas de aguas negras precisa añadir la cantidad de infiltración.

Como éstas se efectúan a través de las juntas, depende sin duda del diámetro y de la longitud de ella, por lo que una unidad lógica será,

Volumen/diámetro/longitud/día.

Galones/pug.de ø/millas/día.

Litros/cm.de ø/kilómetro/día.

Además de la permeabilidad de las juntas, se considera a veces en general refiriéndose a millas o área drenada.

Se toma,

5ooo galones = 8oooo/milla/día.

es decir, 1 milla = 1.6024 mts.

1 galón = 5.78 litros

11700 lts a 10700/kilómetros/día.

RESUMEN.- Por tanto, resumiendo lo dicho, para hacer el cálculo de los albañales de una población por sanear, se estima la cantidad total de aguas que correrán por los conductos, para lo cual es preciso determinar el período para el cual van a servir las obras, la población al final de ese período y la cantidad media de aguas negras producidas por esa futura población.

En seguida, las fluctuaciones en los gastos, para tener un máximo y aun todavía, proyectar las tuberías con factores de seguridad que varíen de mayor a menor, a fin de los laterales a los colectores. Añadir las infiltraciones previamente.

- - - - - - - - - - -

% % % % % % % %

& & & & &

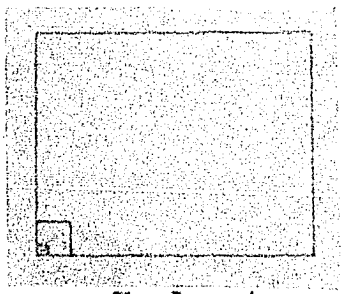
$

H I D R A U L I C A .

Estando constituído el saneamiento por una red de - conductos a través de los cuales deben correr contínuamente los líquidos de desechos de las poblaciones, es obligado el estudio de la corriente de ellos.

Asimilación de las aguas negras al agua.- Son las - aguas negras, la misma agua $H_2^2O^{-2}$ con una suma de materias extrañas, y de diversa naturaleza que han originado su contaminación y de las cuales emanan su carácter nocivo y desagradable.

La proporción de estas materias dependen de las diferentes clases de aguas negras, pero generalmente podemos - decir que en aguas negras domésticas las materias extrañas - que van al agua constituyen alrededor de 1/1000 o menos, del total en peso. Es decir que si en el área de la figura nos



representa 1000 partes de agua el - pequeño cuadradito sería de 1/1000 y la marca negra sería la cantidad de materia de contaminación.

En 1 metro cúbico que pesa 1 tonelada tendremos 1 kilo de materia.

En 1 kilo de agua 1 gramo de materia extraña

Por esta baja proporción las aguas negras domésti-- cas se asimilan con el agua que estudia la hidráulica.

En las aguas industriales aumenta la proporción de la materia añadida llegando a veces a ó y 7% en peso, pero en un término medio podemos considerar que es 10 veces más la cantidad de materia de las aguas domésticas. Debido a --

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

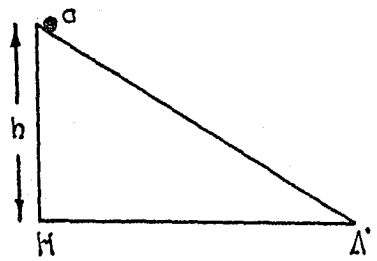
Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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.

esto las aguas negras industriales son más fuertes que las - domésticas, calculándose en cuestiones de tratamiento una suma dada, como equivalente a una población de 6 a 10 veces mayor. Sin embargo subsisten los cálculos hidráulicos considerándolas como aguas comunes y corrientes.

Pero se advierte que esta asimilación no es correcta, las aguas negras tienen características especiales, tales como el llegar películas grasosas, materias pesadas en - suspensión, que forman depósitos, etc. y que sin duda producen el efecto de retardar las corrientes.

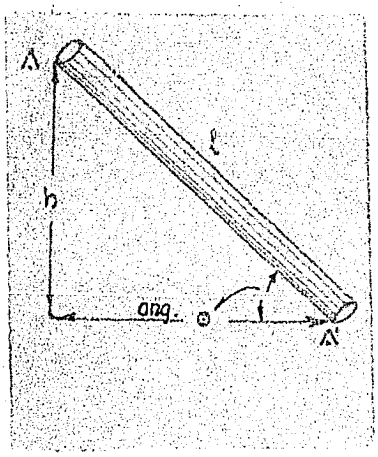
Leyes fundamentales. Si un cuerpo (a) se deja -- caer simplemente, por acción de la gravedad (fuerza de la - tierra en atraer todo cuerpo hacia su centro, recorrerá el - camino a b cada vez más rápido, es decir, va adquiriendo - una velocidad mayor y mayor, que está expresada en la fórmula $V = \sqrt{2gh}$, siendo V igual a velocidad, g igual a aceleración debida a la gravedad, es decir, al final del primer segundo el cuerpo adquirirá - una velocidad de 9.8 m = 32.16 pies, al cabo del siguiente - segundo el doble y así sucesivamente queda determinada en -- cada punto por la altura h.



Si en lugar de dejar caer el cuerpo (a) se le deja deslizar sobre un plano inclinado caerá también a causa de - la misma fuerza y si prescindimos de que al rozar el cuerpo con el plano comienza a detenerse la velocidad será también la de un movimiento acelerado uniformemente, aunque un poco menor; la mayor o menor inclinación del plano retarda o aumenta dicha velocidad pero al fin de dicho plano esta veloci

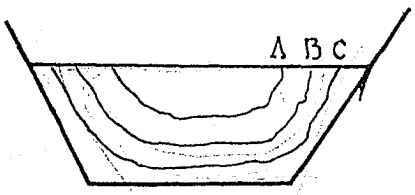
dad es la misma que si el cuerpo hubiera caído libremente, - es decir (a) cayendo libremente, y (a) cayendo sobre el plano al llegar a H y a A' tienen la misma velocidad $V=\sqrt{2\,hg}$.

Supongamos ahora (a) es una partícula de agua; todo lo dicho subsiste, si en lugar de ser un cuerpo sólido es una masa líquida, ésta por la propiedad de los líquidos (conjunto de moléculas que se pueden considerar desalojándose -- libremente) que tienden a ocupar los recipientes que las contienen, necesitamos un conducto para estudiar su caída, de - modo que en lugar de un plano tendríamos un tubo. Suponga-- mos por un momento que cada partícula se comporta como aislada, cada una tendría al final a A' una velocidad de $V=\sqrt{2\,hg}$, h se llama carga y es la que engendra la velocidad.



El valor de la fuerza de caída es: g sen. O, pero: seno de O igual a - h/l. Si l es muy largo la velocidad irá aumentando a razón de g, pues h irá creciendo también, solo conseguirá uniformidad de velocidad cuando h quedase constantemente, es decir, si el tubo estuviese a nivel. Pero en - la práctica no aumenta la velocidad sino que no obstante el valor creciente de h la velocidad llega a hacerse constante, debiendo existir una fuerza antagónica que consume esa h, Al deslizar las moléculas sobre el tubo, la aspereza de éste tiende a detenerlas y esta fuerza de rozamiento llamada fricción es la que consume a h; si no toda la h es - consumida el exceso creará velocidad.

Ahora bien, supongamos un canal o tubo, no obstante imaginemos el deslizamiento sin frote de las moléculas de una masa líquida que corre, podemos comprobar que las moléculas que directamente corren sobre el fondo se retardan por el fenómeno dicho, que las que están sobre ellas se retardan menos y aquellas que están sobre estas segundas se deslizan los haces aún menos, y así hasta que las más alejadas corren con más libertad. Si la figura nos representa la sección de un canal y unimos los puntos en que se encuentren iguales velocidades, tendríamos curvas de A B C, etc. de igual velocidad, crecientes del fondo al centro, según experimentos de Darcy Bazin.



¿De qué depende pues la fuerza antagónica del movimiento, en la corriente? Sin duda de la superficie de contacto a b c.

Esta fuerza de fricción es independiente de la presión y directamente proporcional a densidad del líquido.

Por otra parte, entre mayor cantidad de agua va en el tubo o canal, aun cuando se aumente la superficie de contacto se comprende que la resistencia es menor. En la fig. el volumen viene a ser el área de la corriente y el área de contacto la línea a-b-c que se llama perímetro mojado, por lo tanto esta F de fricción es directamente proporcional al último e inversamente a la primera.

$$F = \frac{\text{perímetro mojado}}{\text{área de la corriente.}}$$

Los Ingenieros franceses mencionados encontraron que al aumentar la velocidad aumentaba la fricción.

Cowlomb encontró que en este sentido la fricción era función de la velocidad en forma de ecuación de segundo grado.

F = a x v b x V2 siendo a y b constantes deducidas en los experimentos.

Bajo esta hipótesis funda Prony la siguiente fórmula:

$$F = \frac{\text{perímetro mojado (av} \quad bV2)}{\text{área de la corriente}}$$

El término(av) es muy pequeño para velocidad 0,90 m. por segundo en adelante, de modo que podemos despreciarlo. Esta fuerza antagónica a la que crea el movimiento de la -- corriente, llega a igualarsè a ella de modo que:

g sen O = g l/h

$$g\ l/h = \frac{\text{perímetro mojado} \quad V2b}{\text{area corriente}}$$

V^2 = g/p por h/l area / perímetro.

El área de la sección dividida por el perímetro mojado se le llama radio hidráulico igual a: r. La cantidad h/l puede considerarse como la pendiente s.

V^2 = g/l x rs de donde V = g/brs 916 x$\sqrt{rs}$.

El primer radical es una cantidad constante por lo que:

V = c$\sqrt{r\ s}$ fórmula conocida con el nombre de su autor Chezy.

La fórmula de Manning para calcular la velocidad en el sistema métrico es $V = 1.486/n\ r^{2/3}\ s^{1/2}$ para el sistema métrico, siendo n igual a coeficiente de rugosidad.

Para el caso de albañales se ha propuesto otra fórmula de William and Hanzen: $V = c\, R^{.63}\, s^{.54}$

Estas dos últimas tienen la ventaja de su simplicidad.

Valor de C.- Vemos que el valor de C en la fórmula de Chezy no es una cantidad fija para cada canal o tubo sino que es función de tres variables:

Radio hidráulico, pendiente y rugosidad, principalmente ésta última.

Dos ingenieros suizos apellidados Ganguillet y Kutter reunieron datos de numerosas experiencias y determinaron el valor de C por medio de una fórmula a la que llegaron por consideraciones sucesivas. Establecieron que C decrecía con la rugosidad, variaba inversamente con el radio hidráulico y con la pendiente en largas corrientes (en pequeñas corrientes directamente con la pendiente).

Bazin había llegado a

$V2b/bV = rs$ e hizo $b/g = \alpha + \frac{B}{R}$

Kutter hizo $1/\alpha = y$ $B/\alpha = x$ y llegó a:

$$C = y \div 1 + \frac{X}{\sqrt{R}}$$

Posteriormente se vió "y" no es constante y estableció que

$y = a\ 1/n$ $x = an$ $n =$ rugosidad

$a =$ constante

$1 =$ " y llegó a

$$C = \frac{a + \frac{1}{n}}{1 + \sqrt{\frac{an}{R}}}$$

Hasta aquí se había despreciado la pendiente (s), - al considerarla se tuvo que modificar nuevamente.

$y = a + l/n + m/s \quad x = (a + m/s)$ siendo m nueva - constante llegándose a:

$$C = \frac{+\frac{l}{n}+\frac{m}{s}}{1+\left(a+\frac{m}{s}\right)\frac{n}{\sqrt{r}}}$$

conocida como el coeficiente de Kutter.

La tabla siguiente da los valores de la constante - para ambos sistemas.

a	inglés	métrico
a	41.66	23
l	1.81132	1
m	0.0028275	0.00155

$$C = \frac{41.66+\frac{.0023}{s}+\frac{1.81}{n}}{1+\left(\pm 1.66+\frac{.0028}{s}\right)\frac{n}{\sqrt{r}}} \qquad C = \frac{23+\frac{.00155}{s}+\frac{1}{n}}{1+\left(23+\frac{.00155}{s}\right)\frac{n}{\sqrt{r}}}$$

La rugosidad n se expresa en decimales y es un número abstracto. La siguiente tabla da diversos valores de n:

Barro vitrificado..... 0.011

Ladrillo común..... 0.015

Concreto..... 0.013

Ladrillo liso..... 0.013

Los cálculos adjuntos en la planilla dan los valo-- res C.

Como se ve esta fórmula nos da un valor para C di-- fícil de recordar por lo cual el uso de la fórmula de Kutter es molesto, pero cuando se tienen tablas y diagramas el uso de ella es sencillo.

Conocida C el cálculo de r es fácil, siendo $V = C\sqrt{rs}$

aumenta con la pendiente y el radio hidráulico. No debe olvidarse que V es una velocidad media.

Conocida V y la sección del conducto A se tiene que el volumen que pasa por la sección en la unidad de tiempo

$Q = A\,V.$

En la fórmula de Kutter elcoeficiente varía con las paredes del conducto, lo mismo que en la de Manning.

La primera tiene el defecto de la complicación y que entra (s) y sale extravagante que el radio hidráulico obre en sentido contrario a la pendiente, según que sea mayor o menor que la unidad.

Si hacemos R igual a l s

$$C = \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{.00155}{s}}{1 + n\left(23 + \frac{.00155}{s}\right)} \qquad \frac{1/n + 23 + .00155/b}{n\,(1/n\ 23 + .00155/b}$$

de donde $C = 1/n$ y es de extrañar que en un canal de radio hidráulico igual a la unidad no importe la pendiente.

Sin embargo de lo anteriormente dicho la fórmula de Kutter es la usada universalmente por haberse comprobado con experiencias que es la que más se acerca a la verdad.

Es la razón por la que al calcular las tablas adjuntas la usé.

ILA ELEMENTOS HIDRAULICOS DE CONDUCTOS CIRCULARES

AREA = $a = \frac{\pi d^2}{4}$ PER. MOJADO = { CIRCUNF. (LLENO) = πd ; 1/2 CIRCUNF. + d (A LA MITAD) = $\frac{\pi d}{2} + d$ } S = PENDIENTE

RADIO HIDRAULICO (o MEDIO) = AREA DE LA CORRIENTE / PERIMETRO MOJADO

n = COEFICIENTE DE RUGOSIDAD = 0.013 PARA TUBOS DE BARRO VITRIFICADO

HIDRAULICA ALBANALES ELEM. HIDRAULICOS COEF. DE KUTTER

IER DE UC- IA.	AREA TUBO LLENO cm²	AREA TUBO A LA MITAD cm²	PERIMETRO MOJADO LLENO cm.	PERIMETRO MOJADO A LA MITAD cm.	RADIO HIDRAULICO cm. R	VALORES DE "C" CONFORME FORMULA DE KUTTER — S / √R	.00002 .0111	.00003 .0129	.0004 .020	.0005 .0224	.0006 .0245	.0007 .0265	.0008 .028	.0009 .030	.001 .032	.002 .045	.004 .063	.006 .075	.008 .089	.01 .100	.02 .1414	.03 .173	.04 .2	.05 .224	.10 .3160
	78.54	39.27	31.42	25.71	.02 5	.15811	30.52	31.06	31.55	31.95	32.30	32.63	32.93	33.20	33.45	35.51	33.81	34.08	34.31	34.39	34.46	34.46	34.52	34.53	34.53	34.54	34.55
	176.72	88.36	47.12	38.56	.03 85	.19621	35.45	36.07	36.63	37.11	37.52	37.89	38.23	38.54	38.83	39.53	38.63	39.10	39.32	39.40	39.46	39.49	39.54	39.55	39.56	39.57	39.58
	314.16	157.08	62.83	51.42	.05	.22361	38.03	38.69	39.28	39.78	40.22	40.61	41.42	41.57	41.76	41.80	42.27	42.51	42.68	42.63	42.68	42.70	42.72	42.72	42.73	42.74	
5	397.13	198.56	70.68	57.81	.05 625	.23715	40.09	40.77	41.37	41.88	42.33	42.73	43.09	43.42	43.71	43.95	44.02	44.07	44.10	44.10	44.16	44.17	44.17	44.18			
	490.87	245.44	78.54	64.27	.06 25	.25000	41.83	42.54	43.18	43.73	44.21	44.64	45.03	45.38	45.70	45.98	46.24	46.47	46.67	46.83	46.97	47.02	47.08	47.09	47.10	47.11	47.12
5	591.15	295.58	86.39	70.69	.06 875	.26229	43.40	44.13	44.79	45.36	45.86	46.30	46.70	47.06	47.38	47.67	47.93	48.17	48.38	48.56	48.71	48.77	48.82	48.83	48.84	48.85	48.86
	706.86	353.43	94.25	77.13	.07 5	.27386	44.77	45.51	46.17	46.76	47.28	47.74	48.16	48.53	48.87	49.17	49.43	49.67	49.89	50.07	50.23	50.28	50.34	50.35	50.36	50.37	50.38
5	829.77	414.89	102.10	83.55	.08 125	.28504	46.03	46.80	47.48	48.09	48.62	49.09	49.52	49.90	50.25	50.56	50.83	51.08	51.30	51.49	51.65	51.71	51.77	51.78	51.79	51.80	51.81
	962.11	481.06	109.96	89.98	.08 75	.29560	47.20	47.99	48.69	49.31	49.86	50.34	50.78	51.16	51.51	51.82	52.09	52.34	52.56	52.75	52.91	52.97	53.03	53.04	53.05	53.06	53.07
5	1104.66	552.33	117.81	96.40	.09 367	.30638	48.30	49.11	49.83	50.46	51.02	51.52	51.97	52.36	52.72	53.03	53.32	53.58	53.81	54.01	54.18	54.24	54.31	54.32	54.33	54.34	54.35
	1257.37	628.69	125.66	102.83	.10	.31622	49.32	50.15	50.89	51.53	52.11	52.62	53.08	53.48	53.84	54.16	54.45	54.71	54.94	55.14	55.31	55.38	55.45	55.46	55.47	55.48	55.49
5	1426.92	714.46	133.97	109.48	.10 625	.32596	50.26	51.11	51.87	52.53	53.13	53.65	54.13	54.54	54.92	55.25	55.55	55.82	56.06	56.27	56.45	56.52	56.59	56.61	56.62	56.63	56.64
	1590.43	795.22	141.37	116.69	.11 25	.33541	51.12	51.99	52.76	53.44	54.05	54.59	55.08	55.50	55.89	56.23	56.54	56.82	57.07	57.28	57.47	57.54	57.62	57.63	57.64	57.65	57.66
5	1767.2	883.36	148.72	121.87	.11 875	.34469	51.91	52.80	53.59	54.28	54.90	55.45	55.94	56.38	56.77	57.12	57.43	57.71	57.96	58.18	58.37	58.45	58.52	58.54	58.55	58.56	58.57
	1963.49	986.75	157.08	128.54	.12 5	.35355	52.68	53.59	54.39	55.09	55.72	56.28	56.78	57.23	57.63	57.99	58.31	58.60	58.85	59.08	59.28	59.36	59.44	59.45	59.46	59.47	59.48
5	2163.94	1081.97	164.43	134.71	.13 125	.36226	53.43	54.36	55.18	55.90	56.53	57.11	57.62	58.08	58.49	58.86	59.19	59.49	59.75	59.98	60.19	60.28	60.36	60.37	60.38	60.39	60.40
	2375.83	1187.92	172.79	141.39	.13 75	.37021	54.17	55.11	55.95	56.69	57.34	57.93	58.45	58.92	59.34	59.72	60.05	60.35	60.62	60.86	61.08	61.18	61.26	61.28	61.29	61.30	61.31
5	2596.92	1298.46	180.14	147.57	.14 387	.37930	54.90	55.85	56.71	57.47	58.14	58.74	59.28	59.76	60.19	60.58	60.92	61.23	61.51	61.76	61.99	62.09	62.18	62.20	62.21	62.22	62.23
	2827.43	1413.72	188.50	154.25	.15	.38729	55.62	56.58	57.46	58.24	58.93	59.55	60.10	60.59	61.03	61.43	61.78	62.10	62.39	62.65	62.89	63.00	63.09	63.11	63.12	63.13	63.14
5	3068.16	1534.08	198.85	161.93	.15 625	.39528	56.33	57.30	58.19	59.00	59.72	60.36	60.93	61.43	61.88	62.28	62.64	62.97	63.27	63.54	63.79	63.91	64.00	64.02	64.03	64.04	64.05
	3421.19	1710.59	204.20	167.65	.16 25	.40311	57.04	58.01	58.92	59.74	60.48	61.14	61.73	62.25	62.72	63.13	63.50	63.84	64.14	64.42	64.68	64.80	64.90	64.92	64.93	64.94	64.95
5	3685.48	1842.74	211.56	173.38	.16 875	.41079	57.73	58.72	59.64	60.48	61.24	61.92	62.53	63.07	63.56	63.99	64.37	64.72	65.03	65.31	65.58	65.70	65.80	65.82	65.83	65.84	65.85
	3848.45	1424.23	219.91	179.96	.17 5	.41833	58.41	59.42	60.36	61.22	61.99	62.69	63.32	63.88	64.38	64.83	65.23	65.59	65.91	66.21	66.48	66.61	66.71	66.73	66.74	66.75	66.76
5	4137.96	2068.97	227.37	186.16	.18 125	.42573	59.10	60.13	61.09	61.96	62.75	63.46	64.11	64.69	65.21	65.68	66.09	66.47	66.80	67.11	67.39	67.52	67.63	67.65	67.66	67.67	67.68
	4417.86	2208.93	235.62	192.81	.18 75	.43301	59.79	60.84	61.82	62.71	63.52	64.25	64.91	65.51	66.04	66.53	66.96	67.35	67.70	68.02	68.31	68.45	68.56	68.58	68.59	68.60	68.61
5	4707.50	2353.75	242.87	198.99	.19 375	.44017	60.48	61.55	62.55	63.46	64.29	65.04	65.72	66.33	66.87	67.38	67.82	68.22	68.58	68.91	69.22	69.36	69.48	69.50	69.51	69.52	69.53
	5026.54	2513.27	251.33	205.67	.20	.44721	61.17	62.26	63.28	64.21	65.06	65.83	66.53	67.16	67.72	68.24	68.69	69.10	69.47	69.81	70.13	70.27	70.39	70.41	70.43	70.44	70.45

FORMULA DE KUTTER PARA SISTEMA METRICO

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{.00155}{S}}{1 + \left(23 + \frac{.00155}{S}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}$$

FORMULA DE CHEZY VELOCIDAD MEDIA

$V = c\sqrt{RS}$

Si R está en m, c en $m^{1/2}/s$, V en m/s

FORMULA PARA EL GASTO

$Q = aV$

Si a en cm^2, V en cm/s, Q en cm^3/s

1000 cm^3 = 1 litro
1000 litros = 1 m^3

FAC. N. DE INGENIEROS
Calculo S. Arteaga Dib. R. Penaloza
MEXICO

ELOCIDAD DE CORRIENTES EN CONDUCTOS CIRCULARES.

HIDRAULICA
ALBAÑALES
ELEM. HIDRAULICOS
COEF. DE KUTTER

AREA = $a = \frac{\pi d^2}{4}$ PER. MOJADO = (CIRCUNF. (LLENO) = πd / 1/2 CIRCUNF. + d (A LA MITAD)) = $\frac{\pi d}{2} + d$ S = PENDIENTE

	AREA DEL TUBO	Pendiente																		
	CM	.0002	.0003	.0004	.0005	.0006	.0007	.0008	.0009	.001	.002	.004	.006	.008	.01	.02	.03	.04	.05	.10
		Velocidades																		
10	78.54	.068	.087	.102	.110	.128	.137	.149	.160	.168	.241	.323	.425	.531	.545	.763	.916	1.092	1.215	1.727
15	176.72	.099	.127	.145	.163	.182	.199	.217	.228	.240	.343	.431	.599	.695	.775	1.099	1.369	1.532	1.725	2.453
20	314.16	.122	.154	.191	.205	.226	.245	.263	.277	.298	.423	.601	.737	.852	.951	1.350	1.654	1.911	2.136	3.022
22.5	397.13	.136	.170	.201	.224	.249	.268	.289	.308	.325	.469	.667	.812	.935	1.045	1.495	1.821	2.118	2.337	3.316
25	490.87	.147	.185	.216	.243	.271	.293	.313	.333	.352	.503	.716	.883	1.015	1.135	1.607	1.962	2.274	2.523	3.596
27.5	594.15	.159	.201	.235	.262	.289	.315	.336	.357	.380	.547	.777	.942	1.092	1.221	1.715	2.138	2.470	2.720	3.871
30	706.86	.169	.216	.250	.283	.311	.336	.361	.386	.406	.579	.823	1.010	1.167	1.506	1.818	2.259	2.612	2.941	4.135
32.5	829.77	.179	.225	.264	.301	.331	.359	.384	.408	.435	.611	.882	1.076	1.240	1.387	1.949	2.387	2.80	3.119	4.395
35	962.11	.192	.239	.282	.316	.351	.379	.407	.433	.457	.661	.925	1.140	1.312	1.467	2.106	2.532	2.938	3.293	4.647
37.5	1104.66	.202	.253	.299	.335	.368	.401	.429	.457	.486	.685	.771	1.193	1.382	1.547	2.202	2.673	3.115	3.467	4.899
40	1257.37	.214	.268	.315	.353	.389	.421	.452	.480	.507	.723	1.027	1.259	1.455	1.627	2.303	2.822	3.259	3.641	5.154
42.5	1420.92	.222	.280	.328	.366	.406	.439	.471	.501	.528	.749	1.074	1.314	1.518	1.694	2.386	2.926	3.415	3.792	5.367
45	1590.43	.233	.293	.342	.383	.421	.459	.491	.519	.553	.708	1.116	1.361	1.581	1.773	2.503	3.078	3.542	3.951	5598
47.5	1767.2	.244	.306	.355	.399	.439	.477	.511	.541	.575	.812	1.162	1.421	1.644	1.843	2.629	3209	3.685	4.108	5.729
50	1963.49	.253	.316	.369	.416	.456	.496	.531	.558	.584	.819	1.206	1.479	1.528	1.912	2.704	3.313	3.826	4.275	5.926
52.5	2163.94	.261	.326	.383	.431	.474	.514	.551	.618	.732	.885	1.223	1.554	1.771	1.978	2.816	3.434	3.965	4.431	6.538
55	2375.83	.272	.340	.396	.446	.491	.532	.546	.607	.638	.910	1.292	1.583	1.831	2.052	2896	3555	4.100	4.587	6498
57.5	2596.92	.281	.351	.410	.461	.507	.540	.589	.626	.661	.940	1.335	1.627	1.891	2.117	2996	3.670	4.238	4.736	6.703
60	2827.43	.290	.362	.423	.476	.525	.567	.607	.645	.681	.970	1.376	1.690	1.950	2.181	3.086	3.780	4.197	4.831	6.906
62.5	3068.16																			
65	3421.19	.300	.373	.436	.456	.539	.583	.626	.663	.701	1000	1.417	1.739	2 008	2.244	3.180	3.893	4.495	5.025	7.104
67.5	3685.48	.302	.337	.457	.517	.564	.612	.656	.697	.736	1.047	1.485	1.819	2.104	2.355	3.333	4.79	4.711	5.268	7.456
70	3846.45	.323	.403	.312	.528	.581	.630	.673	.712	.755	1.075	1.525	1869	2.160	2.416	3.419	4.188	4.836	5.401	7.649
72.5	4127.95	.332	.413	.482	.540	.596	.645	.691	.734	.774	1.102	1.527	1.920	2.215	2.485	3.858	4.296	4.960	5.544	7.836
75	4417.86	.343	.427	.497	.559	.616	.666	.713	.753	.800	1.114	1.611	1.984	2.286	2.561	3.618	4.433	5.117	5.722	8.37
77.5	4707.50	.351	.437	.511	.573	.629	.680	.730	.775	.819	1.165	1.657	2022	2.339	2.618	3.704	4.533	5.253	5.855	8.287
80.	5026.54	.360	.448	.521	.586	.644	.697	.747	.794	.837	1.191	1.688	2070	2.391	2.675	3.785	4.636	5.331	5.986	8.465

FORMULA DE KUTTER PARA SISTEMA METRICO. $c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{.00155}{S}}{1 + (23 + \frac{.00155}{S}) \frac{n}{\sqrt{R}}}$

FORMULA DE CHEZY VELOCIDAD MEDIA. $V = c\sqrt{RS}$

Si R está en m, c " " $m^{1/2}/s$, V m/s

FORMULA PARA EL GASTO $Q = aV$

Si a en cm^2, v en cm/s, Q en cm^3/s

Proyectaron y Calcularon:
A. Guzmán
G. Mendez.

Aplicación del Capítulo anterior y Conclusiones.

1er. Período.

Por las condiciones en que está la Ciudad que no -- son sino reflejo de la caótica situación por la que atraviesa la República desde hace varios años, creo que deberán proyectarse para el mínimo, es decir, veinte años.

Además dadas las condiciones de progreso de la población, aún así sería difícil para ella sola pagar dicha - obra. Por esto calculé separadamente el saneamiento para -- aguas negras con objeto de que la Ciudad dado caso de que no pudiera cubrir el estipendio del sistema completo que proyecté, sí al menos tuviera saneamiento para aguas negras que en todo caso será mucho menos costoso. Asímismo me dió oportunidad de tratar dos problemas para mejor desarrollo de esta tesis.

Población.-

En nuestro caso para determinar la población futura para la cual deben servir las obras, por carecer de estadísticas fué necesario recurrir a datos generales y casi desligados de las consideraciones expresadas en el capítulo anterior.

Los datos que logré reunir y que son los únicos existentes son insuficientes.

Años	Habitantes
1918	5 000
1926	6 000

Como se ve, no se podría aplicar ninguno de los métodos descritos anteriormente para producir un aumento más - o menos viable. Creo más factible aunque sea más impreciso,

suponer el crecimiento probable en área en los lotes urbanizables.

Para la parte ya poblada en la actualidad tomé una densidad de 200 habitantes por hectárea y para la posiblemente urbanizable una densidad igual a 160 habitantes por hectárea y que es la de los lotes cercanos a la estación y parte baja de la ciudad, próximos al río.

En la parte alta consideré un terreno grande con callejones que ya están bardeados en un principio de lotificación, aunque difícilmente se urbanizará antes que los ya mencionados.

Agréguese a la carencia de datos la situación de la Ciudad que ha sido punto de reconcentración para los fanáticos católicos que luchaban en los Altos y hasta el explicable fenómeno de decrecimiento de la población. Sé por personas de dicha Ciudad que la última vez que penetraron a ella los rebeldes católicos se les unieron no menos de trescientos individuos, así que con esas fluctuaciones tan anormales es imposible tomar sobre los datos actuales el futuro crecimiento de la población. Respecto a éste, aunque parezca algo arbitrario y excediéndome del dato respectivo marcado en el enunciado de la tesis adopté la cifra redonda de 8.000 habitantes que utilizarán las obras durante un período de veinte años.

Cantidad de aguas negras.

Careciendo también de datos acerca de consumo de aguas, tomé 200 lit. por habitante y por día considerando además un exceso de 75/100 para los momentos de mayor afluen

cia a los albañales.

Por tanto consideré 350 lits. por habitante y por - día.

Fluctuaciones.

Estas ya están consideradas en el aumento anterior.

CALCULO DE LAS AGUAS NEGRAS.

SISTEMA SEPARADO.

BAYONETA A.-

Lateral	Longitud	Area Total	Densidad	Gasto Total
1-2	225	0.542	87	30.5
2-3	80.40	0.738	118.5	41.5
3-4	194	0.202	48.5	16.18
4-5	38	0.836	71	24.5
5-6	66.60	0.836	281	80.5
6-7	72	0.878	175.4	61.41
7-8	50	0.116	23	8.07
8-9	66	0.187	38.2	13.86

BAYONETA B.

2-1'	226	0.394	63	23.90
1-2'	78	0.0355	7.1	2.45
2'-3'	62	0.0365	7.3	9.56
3'-4'	42.20	0.1245	27.2	9.56
4'-5'	112	0.1758	53.2	18.60
5'-6'	74	0.291	56.3	19.68
6'-7'	65	0.333	44.6	15.68
7'-8'	78	0.325	65.1	22.90

BAYONETA C.

3'-2"	112	0.098	19.9	7
2"-3"	68	0.120	10.4	7.15
3"-4"	50	0.219	16.1	5.65
4"-5"	150	0.381	7.85	2.72
5"-6"	60	2.337	339.75	134

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

BAYONETA D.

Lateral	Longitud	Area Total	Densidad	Gasto total
a-3'	320	0.296	7.2	155.90
3'-c	114	0.811	162 .2	57
c-d	92	0.278	55.6	19.5
d-l'	58	0.240	48	16.8
		BAYONETA E		
n-f	96	0.161	32.4	11.30
f-d	53	0.300	60.2	21.08
d-g	105	0.262	52.4	18.43
g-h'	64	0.123	24.6	8.65
		BAYONETA F.		
f-5	136	0.139	27.80	9.73
5-c	71	0.939	187.8	65.73
c-7	46	0.800	160	56
7-k	62	0.038	7.6	2.66
		BAYONETA G		
6-4'	52	0.1145	22.7	7.97
4'-8	72	0.2446	48.7	14.16
8-6'	133.	0.1250	64.3	22.70
h'-1"	68	0.2670	53.2	18.70
		BAYONETA H.		
2"-5'	46	0.163	32.9	11.50
5'-4"	68	0.135	36.	12.58
4"-7'	73	0.362	72.5	24.68
7'-6"	152	0.454	91	31.90
6"-1	60	0.120	24	8.4
		BAYONETA K.		
~~1-3"~~	~~42~~	~~0.0645~~	~~11.50~~	~~4.23~~

Lateral	Longitud	Area Total	Densidad	Gasto Total
3"-ll	142	0.1815	35.76	12.17
ll-5"	93	2.254	367.	129.

C O L E C T O R 2.

BAYONETA W.

Areas = 1 = 7 x 1.8 x 200 = 2520.00 mt2.
= 2 = 7 x 1.9 x 200 = 2650 "
= 3 = 3.6 x 2 x 200 = 1440 "
= 4 = 3.6 x 2 x 200 = 1440 "
= 5 = 5.6 x 2.2 - = 2460 "
= 6 = 5.6 x 2.7 - = 3040 "
= 7 = 5.5 x 2.7 - = 2980 "
= 8 = 5.5 x 2.7 = 2980 "

Tramo (15 - 17)

A = 2520 + 2650 = 5670 mt.2

ARI = 103 mt.3/hora

Q_{24} = 2460 mt.3/día

$Q_{A.U}$ = .5670 x 200 x .350 = 39.6 mt.3/día

Q_{Total} = 2439.60 mt.3/día

Tramo (17 - 18)

Areas = 3 + 4 = 2880 mt.2

ARI = 53 mt.3/hora

Q_{24} = 1270 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 2880 x .350 x 200 = 20.2 mt.3/día

Q_{T} = 1290.2 mt.3/día

C O L E C T O R 2.

MANGUERA U.

Areas = 1 = 5 x 1.6 x 200 = 1600 mt.2

= 1 = 5 x 3.1 x 200 = 3120 "

= 3 = 5.7 x 2.9 x =3340 "

= 4 = 5.7 x 2.2 x =2510 "

= 5 = 3.8 x 2.9 x =2200 "

= 6 = 5.7 x 2 x =2280 "

Tramo (1" - 2")

Area = 3 + 4 = 5850 mt.2

AR = 425 mt.3/hora

ARI = 107 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 32.30 mt.3/día

Q_{24} = 2560 mt.3/día

Q_{T} = 2592.30 mt.3/día

Tramo (2" - 2')

Areas 1 + 2 = 3720 mt.2

AR = 2720 x 073 = 235 mt.3/hora

ARI = 86 mt.3/día

Q_{24} = 2060 mt.3/día

23.60 = $Q_{A.N}$

Total = 2083.60 mt.3/día

Tramo ( ) = (2' - 4)

Areas = 5 + 6 = 4480 mt.2

AR = 327 mt.3/hora

ARI = 82 mt.3/día

Q_{24} = 1960 mt.3/día

42.7 $Q_{A.N}$

C O L E C T O R 2.

Tramo (j - 2") = (j - s( )

Areas = 4060 - 2 = 5.5 x 1 x 200 = 1100 mt.2

= 1 = 5.5 x 2.7 x = 2960 "

4060 "

ARI = 4060 x .073 x .25 = 75 mt.3/hora

Q_{24} = 1810 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 4060 x 200 x .350 = 28.50 mt.3/día

Q_{T} = 1838.50 mt.3/día

VENTILACION

La ventilación se puede llevar a cabo por medio de los pozos de visita así como los colectores de agua pluvial-- les. Hay que hacer notar que los gases que se desprenden de las aguas negras, no alcanzan explosibles, aunque son venenosas. Proescht Pettenkoffer hacen que en un cierto de análisis del aire confinado entre las aguas del colector y las partes de él encontraron estas menor impureza que el aire de un teatro -- en el cual el bióxido carbónico producido por la respiración.

La elevación de tubos de ventilación en los frentes de los edificios será el que se use con los manolones exteriores (pozos de visita y coladeras pluviales) para proveer una buena aereación en los colectores. Estos últimos para veces una buena aereación debido a la diferencia de la densidad entre el aire libre y el confinado en el colector.

Ha habido ensayos para quemar los gases de los Colectores. Uno de los procedimientos más usados es la forma de tubo muy acostumbrada en barrios poblados de Inglaterra.

ANEXOS.

Los registros o pozos de visita son casi su nombre lo indica:

a) Para permitir la rápida inspección de los albañales.

b) Para su ventilación.

Deben ser de fácil acceso para los obreros y difícil de abrir para los niños, con objeto este último de evitar daños graves.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

Se construirán siempre que haya un cambio de dirección en el alineamiento, en la pendiente, o cuandose unan dos o más atarjeas y en general a intervalos no mayores de 150 metros sobre toda alineación recta. Se pueden construir directamente sobre el albañal o fuera del eje del tubo. Esta última con objeto de que haya menor peligro para los empleados del servicio en las calles de tráfico intenso. Se acostumbra al construir la red que la pendiente sea la misma entre dos pozos de visita consecutivos así como que su alineamiento sea recto para facilitar la exploración y limpieza de la red.

El espesor de sus paredes es variable, dependiendo del empuje de las terracerías. Hay una regla en el libro de Babitt que dice que para profundidades mayores de 3.60 metros $e = d/2 + 2''$ siendo e el espesor en pulgadas y d la profundidad. Cuando ésta sea menor de 3.60 el espesor mínimo de las paredes será de 20 cms. Se puede descender al pozo por una escalera portátil pero es costumbre construir los escalones empotrados en la pared a 35 cms. de distancia vertical uno de otro o alternándolos en los lados opuestos. Los escalones son de hierro fundido o colado.

Cuando se unen dos corrientes en pozos de visita, y que dichas corrientes tengan caudales diferentes deberá tener cuidado al unirse, asímismo se da preferencia a las atarjeas o colectores laterales para que desenvoquen sobre el Colector principal a un nivel superior al de las aguas medias.

La anchura de pozos de visita que empleo es de 1.30 en el fondo para cualquier profundidad.

Los pozos que se tendrán que construir son de cinco tipos, pudiendo verse los detalles de los mismos en los planos.

a) Cuando el alcantarillado sólo incluye la circulación.

b) De el tipo que sirve a dos alcantarillas en los ángulos de las bayonetas.

c) Unión en el ángulo de la bayoneta con otro ramal

d) Unión de bayoneta y colector

e) Sobre el eje del colector

En mi caso las profundidades varían de 1.60 a 3.60.

Hay otra fórmula empírica para determinar el espesor que dice: e = h/3 + 2

e en pulgadas

h en pies.

Aplicando la regla anterior a mi caso para la mayor profundidad tenemos: 3.60 = 11.8/2 + 2 = 5.8 + 20 = 19.8 centímetros.

= 20 cms.

Espesor menor que el de un tabique a ladrillo. Estará pues construido de esta manera y revestido con mortero de cemento.

Alcantarillado.

Son canalones entre la superficie del suelo y el alcantarillado que permiten el paso a las aguas de lluvia. Están localizadas en las orillas de las banquetas a cada 100 metros de distancia entre una y otra colocadas en el mismo alineamiento. y en el arranque de las calles un poco antes de la guarnición.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

En Europa se usa en la calle y en los Estados Unidos en las banquetas.

Constan las coladeras de 2 partes, una, la rejilla, y otra, el depósito.

Cuando se usa la coladera en la calle se le pone --- una rejilla para evitar el paso de papel, hojas, etc. y para que haya una superficie continua de rodamiento. Si está en - la cuneta se le hace una abertura a la guarnición de la ban-- queta y puede o no llevar rejilla. Según unos autores teniendo los albañales buena pendiente y por ende buena velocidad,- mayor de 60 cms./seg. pueden arrastrar fácilmente tales objetos. Otros alegan que aunque el albañal tenga buena pendiente y por lo tanto el agua buena velocidad son objetos que -- pueden taparlo. Las cajas desarenadoras tienen también su - pro y su contra. Los que no las desean, dicen que son pozos de infección, puesto que el agua queda ahí dentro con materias orgánicas pueden entrar fácilmente en descomposición dando ma los olores. Los que las desean alegan, que al formar depósitos, previenen al albañal de azolves, pues hacen disminuir - la velocidad del agua al entrar al albañal, depositando materias en suspensión y las que lleva flotando.

Hoy día se suprimen estos depósitos por razones de higiene.

El tipo que adopto es el de coladera con abertura -- en la guarnición, sin desarenador. Las coladeras estarán conectadas con los albañales con tubos de 20 cms. de diámetro.- En el plano pueden verse los detalles.

Anexo.

Se tendrá especial cuidado en los enlaces de las corrientes por las perturbaciones que ocasionan formando depósitos. Las perturbaciones principales serán: a) retardamiento de la corriente, b) retroceso del agua en los remates, c) remolinos en la corriente.

Se debe evitar que el agua de los laterales y de los Colectores no pierda velocidad al unirse. Esto se logra -- dando a las conexiones un ángulo de contacto tal que la dirección de las corrientes sea casi la misma que antes de confluir. Mientras menor sea la diferencia de velocidades por unir, mejor será el cuidado para hacer el enlace.

b)Los retrocesos en los hayamientos se evitan haciendo que la altura del gasto ordinario en los laterales sea la misma que la del Colector.

c) Los remolinos se evitan haciendo que los Colectores laterales queden de 20 a 40 cms. sobre el nivel del Colector.

Los remolinos que traen como consecuencia los anteriores y que se deben al doble brusco de sección se evitarán haciendo que los volúmenes se confluyan gradualmente.

Para el caso, los albañales los unen a los Colectores con ángulos de 45°. Las conexiones las hago sobre los pozos de visita así como los cambios de dirección.

Respecto a los enlaces de los albañales de las casas estos se deben instalar con la misma o no necesita por el momento.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

Estas conecciones se unirán a los ramales en ángulos de 30 a 45o y con la altura debida.

LAVADO DE ALBAÑALES.

El lavado de albañales es fundamental puesto que se van pegando a las paredes de las atarjeas, partículas de grasa que forman una nata con la que reducen la sección disponible del tubo y por lo tanto su capacidad. Cuando se forman depósitos lo cual ocurre en momentos en que el volumen de agua que lleva el tubo es menor de 14% de su capacidad total, (en cuyo caso el tirante es de 1/4 del diámetro en las secciones circulares) y por lo tanto la velocidad es menor que los dos tercios de la que se registra cuando está lleno, habrá descomposición de las materias orgánicas despidiendo olores desagradables. La probabilidad de que haya depósitos es mayor al principio del período para el que se proyecta la obra, que después de algunos años de estar en uso debido a la mayor cantidad de aguas negras que recibirá. El lavado se puede hacer:

1o. a mano

2o. con las aguas de lluvia.

3o. por un procedimiento mecánico.

El primero consiste en usar pozos de visita y colocar en uno de ellos una conección a la tubería de abastecimiento de aguas. Se abre el tubo para que llene el conducto y luego bruscamente se quita una compuerta colocada en el siguiente pozo de visita saliendo el agua con gran velocidad y lavando de una manera efectiva el Colector.

El segundo procedimiento consiste en dejar caer por los albañiles separados el agua de lluvia que dan en gran volumen los lavaderos de poco eficiente.

El procedimiento mecánico consiste en usar un tanque lavador que va dentro golpeando el agua periódicamente. Los ciclos no pueden determinarse previamente. El profesor Gordon llegó a la siguiente conclusión: el menor golpe de agua que se debe dar a una naranja debe de 750 lts. y su efecto no se hará sentir arriba de 200 mts. del tanque lavador con máquina.

Los tanques lavadores se usan en los extremos superiores de los albañales y se trata que descarguen automáticamente cada 24 o 48 horas. Debido a las consideraciones anteriores y por estimar que es el más eficiente adopto el procedimiento de tanques lavadores para el caso de las naranjas.

Irán dichos tanques colocados en la parte oriental de la población) los cuales serán, en doble, (en la zona en la que se usa para el funcionamiento de ella el sistema separado que es en la que los tanques lavadores son necesarios.

Un tanque lavador consiste del cuerpo del tanque y de un sifón que está dispuesto de manera que al llenarse hasta cierto punto el tanque descarga el agua de él por medio del sifón. La descarga debe hacerse lo más rápidamente posible al colector de manera que el agua del tanque tenga la mayor carga admisible sobre el colector por lavar.

Los tanques lavadores se acostumbran generalmente de

ladrillo, concreto o concreto armado y deben ser impermeables.

SONDEOS.

Los sondeos son tan necesarios para saber en que clase de material se va a trabajar, ya sea en roca, tepetate o - tierra, etc. no ha sido posible obtenerlo. Por lo tanto, he considerado que las excavaciones se desarrollen en un terreno tepetatoso que sea lo suficientemente suave para no resistir el pico y al mismo tiempo homogéneo y compacto para evitar el gasto de ademes.

Las excavaciones para los albañales se les dará un - talud de 1/4 x 1 con lo que creo será suficiente para evitar cualquier desplome. Debido al material anterior he considerado por lo bajo de los jornales en esta región que el costo de 1 metro cúbico de excavación en este tepetate sea de $0.40 -- el metro cúbico y $0.25 el del relleno.

La profundidad de la capa de tepetate la considero - hasta las mayores cortes que tengo (3.60 bajo el nivel del piso.

El ancho de la cepa será de 1.4 d + 30 cms., mayor - que el diámetro del tubo que se va a colocar con objeto de -- dar facilidades del movimiento a los operarios.

MATERIALES USADOS.

Hago un resumen de los materiales usados para tubos de albañal en este proyecto. Generalmente se usa atarjea de tubo de barro vitrificado que es la que resiste mejor la acción destructora de las aguas negras. Estas aguas negras -- van cargadas de ácidos y sales corrosivas que atacan a los --

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

tubos de concreto corroyéndolos.

Los tubos de barro vitrificados tienen dos inconve-- nientes:

a) que sólo pueden construirse para pequeños diáme-- tros.

b) que se rompen con facilidad.

Los diámetros hasta los que uso tubo de barro vitri- ficado son de 20 a 60 cms. como máximo. De 60 cms. en adelan te uso tubos de concreto armado o de concreto armado y centri fugado siendo estos mucho más resistentes.

El concreto tiene la desventaja ya antes mencionada de que cuando las aguas negras llevan fuertes cantidades de - ácido sulfúrico (que se forma por la descomposición de las ma terias orgánicas y el hidrógeno sulfurado de las aguas negras) Este ácido al atacar los componentes del cemento forman un -- sulfato de calcio que es soluble desintegrando poco a poco -- los albañales. Para evitar esto a los Colectores de concreto se les pone una capa de ladrillo vitrificado hasta el nivel - máximo de las aguas negras.

El refuerzo que llevan los tubos de concreto está -- constituído por el refuerzo longitudinal y por el refuerzo - transversal. El longitudinal u horizontal varía de 0.1 a 0.4% del área de la sección del concreto, según las variaciones -- de la temperatura. El esfuerzo transversal soportará las car gas que pueden ser:

a) las muertas debidas al peso del relleno.

b) las vivas ocasionadas por los vehículos que sopor- tan

TANQUES DE SEDIMENTACION.

La cabecera apuesta a la de llegada del colector será - un vertedor por el tanque de sedimentación está localizado a 460 mts. del punto omega, la cota de llegada del colector es: 91.60 Suponiendo que el gasto para la cantidad de aguas que entra al tanque sea de 1/16 del gasto total de aguas de lluvia y negras; tendremos.

Q = 0.2062 M3/s igual aproximadamente a 0.2000 - M3/s.

Sabemos que en los tanques de sedimentación el período de retención puede variar de 4 hasta 12 horas.

Dimensiones usuales.- Longitud hasta 60 mts.

ancho . . 15 mts.

profundidad 5 mts.

Aplicando al caso Q = 0.2000 M3/s, un período de 4 horas y una velocidad de 0.20 M/minuto.

Así mismo suponganos que la profundidad adoptada sea de 4 mts.

Q = 0.2000 x 60 x 60 x 4 = 2880 M3 en 4 horas.

Area = 2880/0.20 x 60 x 4 = 60 M2

Ancho 60/4 = 15 mts.

Longitud = 0.20 x 60 4 = 48 mts.

El tanque será de 48 mts. de longitud por 15 de ancho y 4 de profundidad.

El material empleado en su construcción será concreto armado - donde el tanque derramará a un canal y de ahí al río de los Sabinos.

La máxima altura del agua en el tanque será de 4 mts. - En el plano se pueden ver los detalles.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

Sus paredes exteriores las calcule al empuje exterior de las terracerías y al interior del agua, suponiendo al - iniciar el cálculo, que el tanque estuviera vacío y en el - segundo caso, que no existiera el empuje de las terracerías.

El muro divisorio está calculado al empuje del agua de los dos lados, suponiendo primero, que se encuentre uno de - ellos lleno y el otro vacío y después que estuvieren los dos llenos.

El fondo está calculado como losa empotrada en los muros y como carga, la supresión.

El valor que consideré para la supresión es de 4000 K - por metro cuadrado.

CALCULO AL EMPUJE DE TIERRAS.

Fórmula de Rankine:

$P = 1/2\ w'y^2 \quad tg^2\ (45^\circ - 1/2\ \varphi\ )$.

Para este terreno w' igual a 1800 K el metro cúbico.

φ = igual a treinta grados.

∴ $P = 1/2\ 1800\ y^2 \quad tg^2\ (45^\circ - 1/2\ 30^\circ)$

Tangente de 30° es igual a 0.5774

∴ tangente cuadrada igual 0.333

$P = 900 \times 0.333\ y^2$ igual aproximadamente a $300\ y^2$.

Considerando una faja de 1 m de ancho empotrada en el - piso, trabajando como viga cantiliver, con carga creciente - hacia el empotramiento.

El momento máximo, $M = 1/3\ P \times L \times y$; como P es igual a $300\ y^2$, por lo que $M = 1/3 \times 300\ y^2 \times L$, pero $L = y$ por ser - en este caso la profundidad.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

De donde M $100y^3$

Sea fs igual a 1125 K/cm2.

fc fc " a 45 "

n " a 15 "

De donde K " a 0.368

p " a 0.0075

j " a 0.875.

Suponniendo un metro de altura para todos, el momento - de empotramiento para la profundidad máxima será de:

M igual $1/3 \times 300 \times 5^3$

M " 125000 Km.

Sabemos que d es igual a $o\sqrt{M/b}$ aplicando al caso y sustituyendo

d igual 0.368 12500 igual a 41.142 cm:h = 41. 42 + + 8 = 50c

As = p b d As = a 0.0075 x 100 x 50

As = 30.75 cm2.

Adopté varilla de 3/4" redonda corrugada.

Area de una varilla de 3/4 " igual a 2.84 cm2

El número de varillas que entrará por metro es 30.9/2.84.

de donde el número de varillas es igual aproximadamente a 11 varillas por metro.

Para y igual a 4m:

M igual 100 x 4 igual 7400 K m

de donde d igual 0.368 6400.

de igual 29.44 cm.

As " 100 x 0.0075 x 30 igual 22.5 cm2

Para y igual a 3 metros:

M = 100 x 3

d igual 19.124 cm.

As igual 0.0075 x 100 x 19.2 igual 14.4 cm2. Usando la misma varilla de 3/4" entrarán 6 varillas por metro - las que prolongaremos hasta el coronamiento del muro.

ESFUERZO CORTANTE.

$V = P = 300\ y^2$ de donde

V = 300 x 5 = 7900 ks.

El esfuerzo cortante unitario

v = V/bjd luego

v = 7900/100 x 0.875 x 41.

v igual a 2.202 kilogramos por centímetro cuadrado.

Como el límite hasta el cual se acepta no lleven estribos es de 4 kilogramos por centímetro cuadrado como máximo - vemos que no hay necesidad de ellos, pero las varillas deberán anclarse solidamente haciéndolas gancho y empotrándola - 30 diámetros.

ADHERENCIA.

o igual a suma de perímetros, de donde

η = V/suma ojd.

Aplicando al caso siendo o igual 5.985 cm la suma de perímetros será igual a 66 cm.

j = 0.875

d = 0.41 metro

η = 7900/0.875 x 41 x 66 = 3.342 k/cms 2.

Se acepta hasta 7 kilos por centímetro cuadrado, por lo que hay suficiente número de varillas para adherencia.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

El refuerzo anteriormente calculado es el que va del -- lado de las terracerías, calcularemos ahora el muro al empuje del agua considerándolo empotrado en la misma forma.

EMPUJE DEL AGUA.

El empuje del agua es

$F = 1/2\ h^2 \times 1000 = 500\ y^2$

El momento flexinante $M = 1/3\ P\ L = 1/3 \times 500\ y^2 \times y$

$= 167\ y^3$.

Como el agua solo llegará 4 metros arriba del piso, calcularemos el espesor par y igual a 4 metros

$M = 167 \times 4^3 = 16880$ K m

d = 0.368 10668 = 38.05 cmts.

h = 38.1 + 9 igual a 47.1 "

Este peralte resultó menor que el que resistirá al empuje de las terracerías por lo que al construirlo tomaremos el mayor.

A s = 0.0075 x 100 x 38.1 28.57 centímetros.

Usando varilla de 3/4" entrerán por metro 10 varillas.

Para y igual a 3 metros $M = 167 \times 3^3 = 4509$ K m,

d = 0.368 4520 = 24.258 centímetros.

As = 0.0075 x 100 x 24,25 = 18.187 cents 2., usando varillas de 3/4" entrerán por metro 7 varillas.

Para y = 2 mts.

$M = 167 \times 2^3 = 13\ 360$ km

d = 0.368 1 336 = 13.432 cms.2 Usando varilla de 3/4" nos da 13.432/2.84 = 4.72 igual aproximadamente a 5 varillas por metro.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

Las varillas en esta clase de muros no deben estar es-- paciadas más del espesor del muro, en esta profundidad el -- muro tiene 25 centímetros y en consecuencia, tenemos que po- ner 4 varillas por lo menos.

La unión del fondo con los muros verticales la debe to- mar el fierro que se calcula con las fórmulas siguientes:

del. Hool and Johnson.

$M = 0.0204\ wh^3$

$M = 0.0089\ wh^3$

$V = 0.123\ wh^2$

$y = 0.553h$

$W = 1000\ K/m^3$ h = altura del agua.

$M = 0.0204 \times 1000 \times 4^3 = 1\ 305$ Kgm

$d = 0.368\ 1\ 305 = 13.3$ cms.

$As = 0.0075 \times 100 \times 13.3 = 10$ cms.2.

Usando varillas de 3/4 nos resultan 4 varillas por metro

MURO DIVISIORIO.

El muro divisorio se calculará como lo hice anterior--- mente, a la presión del agua para hallar el refuerzo verti-- cal, éste será igual para los dos paramentos. El refuerzo horizontal será también el mismo.

Resumiendo, este muro será de 20 cms. en su coronamien- to y 32 cms. en su base, donde las varillas verticales serán de 3/4" a 12 cms. de c. a. c., a 3 metros de profundidad se- rán 5 varillas solamente y a 2 metros de profundidad hasta el coronamiento 4 varillas de 3/4" por metro. En el plano - pueden verse los detalles. tendrá las mismas varillas para - anclar conel fondo en el piso.

Paso a calcular el fondo considerándolo empotrado en --

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

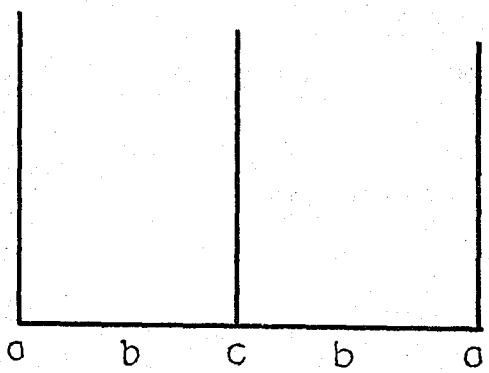
DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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.

los muros verticale, laterales y en el medianero o divisorio.

La carga como ya dejo, es de 4,000kilos por metro cuadrado y el claro es de 15 metros, pero en vista de los cálculos que alguen, tuve que reducirlo a 2 de 7.50.



$$M_c = -\frac{Pl}{8}$$

$$M_b = \frac{Pl}{10}$$

$$M_a = -\frac{Pl}{16}$$

P = 4,000 x 15 = 60,000 kilos.

Mo = ~/60,000 x 1,500/8 = 112 400km

de donde d = 0.368 112,400 = 125.5 cms. Como se ve, el peralte de la losa es muy fuerte, 1.23 mts., por lo que, me fijo en el anterior peralte de 50 cms. y tomo la diferencia de momentos poniendo fierro arriba y abajo, es decir, calculándola como doblemente armada y con un claro de 7.50 mts.

El refuerzo correspondiente al espesor anterior es de 92.625 cms.2, lo que resulta muy fuerte.

DIMENSIONES DEL TANQUE.

Calcularemos el momento central con 7.50. mts de ancho.

P = 4,000 x 7.5 = 30,000 kilos.

M Mc = 30,000 x 7.50/8 = 28,120 km = 2 812 000 kc de donde

d = 0.368 28 120 = 61.67 cms.

Por excederse del espesor adoptado de 50 cms. paso a - calcularla como ya dijo anteriormente, como doblemente reforzada.

Delta de momentos igual a 966 360kc.

Delta de momentos / brazo igual kilos que nos da com -- presión arriba y tensión abajo. se determina luego fś, - fs.

Compresión / fs' = As'

Tensión / fs = As_1

b = 100 cms.

d = 50 cms. d = 5 cms. h = 60 cmt

a = 5 cms. / 50 cms. = 0.100

j' jd = 50 - 5 = 45 cms.

$fś = 1,125 \times \frac{.375 - .100}{1 - .375} = 478.80$ kilos x cm.2

T = 966,360 / 45 = 19,327 kilos.

As_1 = 19,327 / 1000 = 19.37 cms.2

Este refuerzo será el que tenga que aumentarse en la -- parte de abajo para losa.

R = 19,327 / 478.8 = 40.37 cms.2

As' = 19.37 cms.2

Aś = 40.37 cms.2

Se necesitarán varillas de 3/4" a 14 cms. c. a. c. en - la parte de abajo de la losa y varillas del mismo diámetro --

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

a 7 cms. c. a. c. arriba.

El momento en b será igual a Pl / 10 = 30000 x 7.50 / 10 = 22,500 km.

Delta de momentos = 22,500 - 18,357 = 4043

d = 100 cms.

d = 50 cms h = 60 cent.

d' = 5 cms.

a = 50 / 5 = .100

$$f's = 1{,}125 \quad \frac{.375 - .100}{1 - .375} = 478.80 K/c2.$$

C = T = 4043 / 45 = 8984.14 kilos.

Tensión = compresión

As = 8,984.44 / 1000 = 8.984 cms.2

As'_1 = 8,984.44 / 478.8 = 18.77 cms.2

Ma = Pl / 16 = 140,620km

Delta de momentos = 18,357 - 14,062 = 4395.

No hay necesidad por lo que se ve en el valor anterior sino de correr el refuerzo pqra la losa y pondremos por lo - tanto el fierro anterior y varillas de 5/8" a 25 cms. para - armar.

CALCULO DEL TECHO DE LA HABITACION QUE LLEVARA EL TANQUE DE ESTABILIZACION.

Claro por cubrir 7.50

Usaremos una escuadría de 15 x 30.

Suponiéndolas libremente apoyadas y con una longitud de 8 mts.

tenemos: momento = Pl/8.

y/2 = 15 cms.

$I = 1/12 \times 15 \times 30^3 = 33\,750$ cms.4

I/v = 2 250 cms.3

M = 2 250 x 80 = 180 000 kg

Calcularemos la carga máxima que resisten las vigas para - - - claros de 8 metros.

M = Pl/8

De donde P = 8M/L

P = 180 000 x 8/800 = 1800 kilos

Calcularemos ahora el espaciamiento a que deben quedar las vigas suponiendo que resisten a razón de 800 k/m2.

P = L x E x F

sustituyendo P = 1800 = 8 x E x 300

De donde E = 1800/2400 = 0.75 mts.

Luego el espaciamiento que adopto es de 75 cms. centro a centro.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION PARA EL TANQUE DE SEDIMENTACION.-

El ataque a la cepa del tanque se hará por medio de pico y pala. Caso que se encontrara un monto de roca se podrían usar explosivos cebados con pistolas de aire.

Los muros de la excavación se dejarán a plomo con objeto de que sirvan de moldes al paramento exterior del tanque de sedimentación.

El concreto usado será de la proporción 1:6 lts. de agua por saco de cemento, 167 lts. de arena, 117 litros de grava. Al método anterior para proporcionar la revoltura se conoce con el nombre de relación agua-cemento y fué el que se usaron en las construcciones de la Presa de Tecomachalco y de la de San Joaquín.

El agua-cemento y confitillo usado será objeto de un cuidadoso análisis antes de usarse.

Por ser pequeña la cantidad de metros cúbicos de concreto sería suficiente hacer la revoltura con una revolvedora de un saco, con lo que creo que el turno de 8 horas se cubriría en 6 días de trabajo.

La revolvedora se irá moviendo conforme fuera bajando el colado hasta terminarse los moldes.

El muro divisorio central se podría colar desde los extremos de la excavación sin mover la revolvedora por medio de canalones de lámina en forma de U soportados por tijeras o barras de madera.

El concreto de la losa del piso la desplantaremos

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

directamente sobre el suelo teniendo la precaución de mojar - el terreno lo suficiente para que no robe agua al concreto. - El concreto con la anterior relación nos da una consistencia apropiada para el trabajo con una altura de revenimiento de - 5 a 10 cms.

La anterior revoltura expresada en los términos an-- tiguos viene siendo más rica que la 1:2:4; pues la cantidad de cemento que entra en la proporción 1:2:4 es igual aproxima damente a 330 kilogramos de cemento por metro cúbico de concre to y con la proporción agua-cemento usada fueron 350 kilogra- mos de cemento por metro cúbico de concreto. La cantidad de grava por metro cúbico para 1:2:4 es de .837 de metro cúbico, mientras que la que se propone será de .798 de metro cúbico. Con la relación agua-cemento mencionada se obtiene a los 28 - días que el concreto obtenga una resistencia de 175 kilos/c2. con una temperatura media de 10°C.

El tiempo de mezcla que es muy interesante por ser - función directa de él la resistencia del concreto, pues uno - o dos minutos que se resten al tiempo de mezcla adecuado ha-- cen disminuir su resistencia. El tiempo usado para hacer la revoltura de este concreto fluctuará 2-1/2 a 3 minutos, emplean dose el primero cuando la revolvedora sea de más de 26 revolu- ciones por minuto.

La capacidad de la máquina que se usará será de 5' - cúbicos por revoltura, es decir, cada 7 revolturas se hará un metro cúbico de concreto.

La temperatura inferior del colado estará fijada en

10°C.

Las varillas irán apoyadas sobre zoclos de mortero - de cemento 1:3 o sobre rejones de piedra, dándoseles un recubrimiento de 5 cms. del lecho bajo de la losa a la parte inferior de la varilla. Tendrán gancho e irán empotradas 30 diámetros. El fierro usado será redondo corrugado de Monterrey.

Al hacerse el colado de los muros deberá tenerse cuidado de contraventear las varillas con objeto de evitar se desplomen.

El concreto depositado en los moldes deberá ser cuidadosamente varillado para expulsar el aire que quede dentro de la revoltura con objeto de evitar la porosidad del concreto. Asímismo se tendrá especial cuidado en varillar y golpear entre los moldes y la varilla con objeto de evitar carcomidas en el paramento. Los moldes serán aceitados previamente con aceite de linaza con objeto de evitar se peguen demasiado.

La temperatura para colado debe ser comprendida entre 10°C en adelante, nó pasándose por ningún motivo de la altura para la que se hayan calculado los moldes que para el caso suponemos sea de 90 cms. Habrá que hacer notar que la velocidad vertical del colado se sujetará estrictamente a lo - calculado para evitar se rompan los moldes.

P R E S U P U E S T O .

Tubo de barro de 20 cms. de diámetro

1 metro, precio de fábrica	$ 1.50
Aumento por Ya	" 0.40
Manejo en la Ciudad	" 0.10
Colocación y junteo	" 0.80
Flete	" 0.30
Mortero	" 0.15
	$ 3.25
10% de imprevistos	" 0.325
	$ 3.575

Excavación de tubo de 20 cms. de diámetro.

Excavación 1 x 1.40 x 50 = 644 m3. =

$0.40 el m3.	" 0.257
Relleno a $0.25 el m3.	" 0.16
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 4.190

Tubo de barro de 25 cms. de diámetro.

1 metro, precio de fábrica	$ 3.50
Aumento por Ya.	" 0.87
Flete a $16.oo ton. de 44 kilos	" 0.70
Manejo en la Ciudad	" 0.20
Colocación y junteo	" 1.oo
Mortero	" 0.15
	$ 6.42
Imprevistos, 10%	" 0.64
	$ 7.062

Excavación 1x1.50x1.05= 1.75 m3.

a $0.40 el metro cubico	" 1.27
Entubación de 1 metro	" 7.062
Relleno de la zapa a $0.25	" 0.769

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

1'

De la hoja anterior	$ 9.101
Administración e imprevistos 10%	+ 910
COSTO DE LA EXCAVACION DE 1 m.	$ 10.011

de tres metros.

Tubo de barro de 30 cms. de diámetro.

1 metro precio de fábrica	$ 4.65
Flete a $16.00 ton. de 58 kilos	" 0.928
Manejo en la Ciudad	" 0.220
Aumento por Ys	" 1.100
Colocación y junteo	" 1.30
Mortero	" 0.20
	" 8.398
Imprevistos, 10%	" 0.8398
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 9.2378
Excavación 1 x 1.50 x 2.19 = 3.275m3 a $0.40 m3.	" 1.31
Entubación de 1 metro	" 9.2378
Relleno de la cepa a $0.25 el m3.	" 0.819
	$ 11.3668
Administración e imprevistos, 10%	" 1.1366
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 12.5034

Tubo de barro de 35 cms. diámetro

1 metro, precio de fábrica	$ 5.80
Flete a $16.00 T de 83 kilos	" 1.24
Manejo en la Ciudad	" 0.25
Aumento por Ys	" 1.40
Colocación y junteo	" 1.40
Mortero	" 0.28
	$ 10.375
Imprevistos, 10%	" 1.037
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 11.412

Suma anterior	$ 11.412
Excavación 1x1.50x2.33=3.5 m3. a $0.40 m3.	" 1.40
Entubación de 1 metro	" 11.412
Relleno a $0.25 el metro cúbico	" 0.875
	$ 13.395
Administración e imprevistos, 10%	" 1.339
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 14.334

Tubo de barro de 45cms. de diámetro

1 metro, precio de fábrica	$ 8.40
Flete a $16.oo ton. de 120 kilos	" 1.92
Manejo en la Ciudad	" 0.30
Exceso por Ys.	" 2.25
Colocación y junteo	" 1.80
Mortero	" 0.35
	$ 13.02
Imprevistos 10%	" 1.30
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 14.32
Excavación 1x1.50x2.71=4.07 m3 a $0.40m3.	" 1.638
Entubación de 1 metro	" 16.239
Relleno a $0.25 el metro cúbico	" 1.02
Costo del metro más el % correspondiente	" 17.862

Tubo de barro de 50cms. de diámetro

1 metro, precio de fábrica	" 10.15
Flete de 145 kilos	" 2.32
Manejo en la Ciudad	" 0.35
Aumento Ys.	" 3.30
Colocación y junteo	" 2.oo

Mortero	$ 9.40
	$ 18.52
Imprevistos, 10%	" 1.85
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 20.37
Excavación 4.12 m3. a $0.40 m3.	" 1.648
Entubación de 1 metro	" 20.37
Relleno	" 1.30
	$ 23.348
Administración e imprevistos, 10%	" 2.342
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 25.352
Tubo de barro de 35cms. diámetro	
1 metro, precio de fábrica	$ 12.95
Flete de 105 kilos	" 2.00
Manejo en la Ciudad	" 0.50
Aumento de 2%	" 3.20
Colocación y junteo	" 2.40
Mortero	" 9.65
	$ 24.50
Administración e imprevistos, 10%	" 2.45
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 27.03
Excavación 3.125 metros cúb. a $0.40 m3.	" 1.35
Relleno a $0.25	" 0.77
Entubación de 1 metro	" 27.03
	$ 29.153
Administración e imprevistos, 10%	" 2.915
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 32.068

Tubo de barro vitrificado de 0.60 mts. de diámetro.

1 metro, precio de fábrica	$ 14.60
Flete de 200 kilos a $15.00 ton.	" 3.20
Manejo en la Ciudad	" 0.60
Aumento por Ks.	" 6.40
Colocación 2.55	" 2.55
Mortero	" 2.75
	$ 29.10
Imprevistos, 10%	" 2.91
	$ 32.01

Tubo de 0.60

Excavación 3.06 m3. a $0.40 m3.	$
Relleno a $0.25	"
Entubación de 1 metro	" 32.010
Suma	$
Imprevistos, 10%	"
COSTO DEL METRO LINEAL	$

Tubo de concreto de 0.76 diámetro

1 metro, precio de fábrica	$ 21.00
Flete de 400 kilos a $15.00 ton.	" 6.40
Manejo en la Ciudad	" 0.80
Aumento Ks.	" 8.50
Colocación	" 3.50
Mortero	" 3.32
Suma	$ 41.10
Imprevistos, 10%	" 4.11
COSTO DE LA EXCAVACION	$ 45.21

Excavación a $0.40 m3.	$
Relleno a $0.25 el m3.	"
Entubación de 1 metro	" 45.21
Imprevistos y administración, 10%	"
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 53.536

Tubo de concreto de 0.91 mts. de diámetro.

1 metro, precio de fábrica	$ 25.00
Transporte de 1000 kilos a $16.00 ton.	" 16.00
Manejo en la Ciudad	" 1.00
Aumento por Fo.	" 10.00
Colocación	" 3.50
Mortero	" 1.25
Suma	$ 56.50
Imprevistos, 10%	" 5.65
COSTO DE EXCAVACION DE	$ 62.48
Excavación 6.75 m3 a$0.40 m3.	" 2.60
Relleno a 0.25 el metro cúbico.	" 1.47
Entubacion de 1 metro	" 62.48
Suma	$ 66.55
Administración e imprevistos, 10%	" 6.66
COSTO DEL METRO LINEAL	$ 73.10

TAPAS PARA LOS POZOS DE VISITA.

Costo de una tapa con brocal	$ 42.00
Manejo en la Ciudad	" 0.50
Colocación	" 1.00
Concreto 0.002 m3 a $60.00 m3.	" 1.20
	$ 43.70
Administración e imprevistos, 10%	" 4.37
Total	$ 48.07

TAPAS PARA COLADERAS DE LLUVIA

1 Tapa	$ 35.00
Manejo en la Ciudad	" 0.60
Colocación	" 1.10
Concreto 0.003 m3 a $60.00 m3.	" 1.80
	$ 48.50
Administración e imprevistos, 10%	" 4.85
Total	$ 52.35

POZOS DE VISITA TIPO 1 a 4.

Excavación y mampostería	$ 30.336
Costo coladera y brocal	" 43.07
Suma	$ 70.406

El costo anterior es para pozos de visita de 1.40 mts. de altura.

POZOS DE VISITA TIPO 1 a 4 PARA 3.60 DE PROFUNDIDAD.

Excavación y mampostería	$ 53.865
Costo coladera y brocal	" 43.07
Suma	$101.935

COSTO DEL TANQUE DE SEDIMENTACION . -

Volumen de concreto

Longitud 48 metros, ancho 7.50, profundidad 5.00 mts.

Volumen de concreto, 216 m3.

Peso de 1 m3. de concreto 2400 kilos por m3.

216 m3. a $60.00 m3.	$12 980.00
Paredes verticales exteriores	
48 x .5 x .2/ 2 x 5 = 48 x .5 x 35 = 84m3.	
84 m3. a $60.00 m3.	$ 5 040.00
Muro interior divisorio	
20 x 32/2 x 5 x 48 = 62 m3.	
62 m3. a $60 m3.	$ 3 720.00
Excavación:	
48 x 7.50 x 5 = 1800 m3. a $0.40 m3.	$ 720.00
Una válvula a	" 650.00
Dos rejillas a $60.00	" 120.00
Costo total del tanque	$12 980.00
	" 5 040.00
	" 3 720.00
	720.00
	650.00
	120.00
	$23 230.00
Más 10% de administración e imprevistos	" 2 323.00
	$25 553.00

Costo de la habitación que lleva el tanque.

Largo 7.50, ancho 7.50, alto 3.00 mts.

Tendrá 2 ventanas y una puerta.

Costo de los muros a $2.365 el m2.

7.5 x 3 = 37.5 m2. $ 96.187

Costo total de los muros " 384.75

Costo de las vigas del techo "

Valor de una viga de 0.15 x 0.30 x 8 mts.

Reduciendo las dimensiones anteriores a "

Pies

6 x 12 x 3.28 x 8 = 1941.76 pies/12=161.8

pies.

A $0.15 el pie " 24.27

Diez vigas " 242.70

1 puerta y 2 ventanas " 25.00

Terrado.

7.5 x 7.5 = 46.25 m2.

46.25 m2. a $2.365 el m2. " 110.63

Como va a llevar piso de ladrillo.

46.25 m2. a $2.365 el m2. " 110.63

Costo total del tanque y habitación $25 442.71

PRESUPUESTO GENERAL.

4200 metros de atarjea de 20 cms. de diámetro a $4.32 m.	$18 400.00
110 metros atarjea de 25 cms. de diámetro a $10.01 metro	" 1 101.00
100 metros de atarjea de 30 cms. de diámetro a $12.503 metro	" 1 250.300
500 metros de atarjea de 35 cms. a $14.734 metro	" 8 360.00
210 metros de atarjea de 45 cms. de diámetro a $17.862 el metro	" 3 750.00
225 metros de atarjea de 45 cms. de diámetro a $17.862	" 3 160.00
600 metros de atarjea de 55 cms. de diámetro a $32.068	"19 230.80
710 metros de atarjea de 60 cms. de diámetro a $36.284 el metro	"25 780.00
520 metros de atarjea de 76 cms. de diámetro a $53.586	"28 000.00
220 metros de atarjea de 91 cms. de diámetro a $74.650	"16 410.02
Suma	$125 450.10
82 pozos de visita tipo 1 a 4 de 1.40 de profundidad a $78.806	" 6 252.092
28 pozos de visita tipo 1 a 4 de 3 metros de profundidad a $101.935	" 4 710.00
160 Coladeras pluviales a $52.35 c/u	" 8 376.00

2 tanques de sedimentación y habitaciones a $26 442.71 $ 52 885.42

7 tanques lavaderos a $ 250.00 c/u " 1 750.00

Costo Total del Saneamiento $ 260 623.51

Según el enunciado del problema que dice: Proyéctese el sistema de conducciones para entubación de las aguas negras, esta hubiera sido la última hoja de la tesis por desarrollar. Por lo que quedó dispuesto de resolver el problema de una manera más amplia y que permitiera extenderse más. Por lo tanto, procedió al reconocimiento, considerando que parte fuera del sistema combinado y parte del sistema separado, es decir, un sistema mixto.

Supuso para el cubo de las aguas de lluvia así como para el de las aguas negras que cada área de encauzamiento estuviera formada por la intersección de las diagonales de las manzanas frente a las que escurren, es decir, por las dos diagonales de la manzana izquierda y las dos diagonales de la manzana derecha.

Para las aguas de lluvia aplicó un i = 0.35 y una i = 75 cm.

En el primer tanteo para resolver el problema propuesto optó por considerar el colector 1 con objeto de evitar en lo posible el gasto de dos colectores que por las pendientes propuestas supuso fueran necesarios; pero fué tan fuerte la conducción para un solo colector que hubiera habido necesidad de profundizar la excavación a 5 metros en un tramo de cerca de 750 metros de longitud. Donde, hacía aplicarse necesidad de hacer fuertes revestimientos de ferrocemento debido a las contrapendientes que hubiera habido necesidad de vencer para llevar las descargas laterales a este colector único. Para evitar esto y buscando una línea a las que fluyeran las aguas de llu-

via así como las aguas negras, localicé el colector número dos.

El colector número 1 de dirección Norte-Sur que principiando en la calle más alejada de la población, que recibe el nombre de Av. Hidalgo atravesando las calles de General - Calderón, General Zaragoza, General Degollado y la de General Coronado que recibe las aguas negras de la Ciudad que están - situadas al Oriente de él, evitando así cualquier gasto posterior, para venir a morir en el Callejón de las Flores.

Las aguas de lluvia se drenarán hacia el arroyo de - Taretan dando pendiente hacia el río a las cunetas de las calles. Este mismo procedimiento se podría emplear para la parte Oeste de la Ciudad, advirtiendo que si en la parte oriental sería fácil que no hubiera inundación en las calles de esta zona por tener buenas pendientes y estar cerca del arroyo de Taretan. En cambio, en la parte Oeste lo más seguro será que se registren inundaciones en las casas debido a la lejanía de esta parte de la Ciudad al río de los Sabinos y a la - afluencia de las áreas altas de la Ciudad que darán fuertes - escurrimientos que añadidos a los de esa parte producirán láminas de agua de altura suficiente para inundar las casas.

Debido a lo anterior se proyectó el Colector número 2 que principia en las calles de Santos Degollado y Mina atravesando la de Silverio Hernández y la del General Coronado, - recorriendo una serie de huertas de naranjos y cañaverales -- desenvocando al punto y de ahí uniéndose a 45° con su emisario.

Las aguas de lluvia penetrarán por las coladeras pluviales escurriendo posteriormente por las atarjeas y llegando al Colector 2 por el que se llevarán hasta el tanque de sedimentación arrojándose después al río.

2 El procedimiento dilución no pudo ser empleado en -- virtud de que la cantidad mínima necesaria para que un volumen de agua pueda efectuar el proceso mencionado necesita ser de 50 veces mayor que el volumen de aguas negras por tratar. El río de los Sabinos tiene un gasto máximo de 266 lts. por se-- gundo, por lo que es imposible que el agua sufra una transformación completa dando por resultado que si se arrojan las -- aguas negras al mencionado río con seguridad habría putrefacción.

A G U A S D E L L U V I A S.

El caudal de aguas de lluvias que penetra en un colector es función: de la precipitación, del tiempo de duración del - aguacero y del lapso transcurrido entre la caída del agua al- suelo y su llegada al albañal. Lo anterior depende de la natu- raleza del terreno, extensión y de la longitud y pendiente del colector.

Desde luego podemos decir, que la cantidad de aguas de -- lluvia que entra al albañal dependerá de la intensidad de la - precipitación tomada de minuto en minuto y nunca de la lluvia total en el día o durante varias horas.

Si los datos de precipitación que se tienen, son globales como en mi caso en que se dá solamente la cantidad de lluvias media anual, son ambiguos en lo absoluto para un buen proyec to.

Para proyectar un correcto sistema de saneamiento es nece sario tener la máxima precipitación que pueda ocurrir en inter valos no mayores de cinco o diez minutos. No necesitándose so- lamente la máxima intensidad para un cualquier período de cin- co minutos, sino una serie de un gran número de períodos conse cutivos de cinco minutos antes y después que ocurre la preci-- pitación máxima.

Un método usado comunmente para emplear los records ante-

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

riores consiste en dibujar en papel milimétrico las máximas - precipitaciones para períodos desde cinco minutos hasta tres horas, tomando como ordenadas las intensidades de las precipitaciones y como abcisas su duración y dibujando entonces una - curva que se acerque lo más posible a la realidad pasando por los puntos de intensidad máxima.

Esta curva representa la precipitación máxima para la -- cual el ingeniero deberá proyectar su colector.

Los ingenieros americanos afirman que sería difícilmente justificable proyectar un colector que tuviera capacidad suficiente para el aguacero máximo maximorum, ya que con menor cantidad se podría construir un colector cuya capacidad fuera -- suficiente para las lluvias de intensidad máxima comunes y corrientes, es decir, el colector trabajaría a capacidad plena y sería insuficiente, una vez cada diez o veinte años que ocurrieran los primeramente ya mencionados aguaceros máximos.

La diferencia en costo puesta a interés, sería suficiente para pagar las indemnizaciones por daños.

Estimación de la cantidad de agua de lluvia que llegan a un albañal.- Las aguas de lluvia no caen directamente a los albañales en virtud de que parte del agua se infiltra, otra se-- evapora, una más llena las depresiones del terreno. Por lo anterior se da una idea de los factores tan complejos que intervienen en éste problema.

Damos a continuación alguna de las fórmulas empíricas más comunmente usadas para obtener el escurrimiento de cierta área;

Burkli-Ziegler $Q = A\ c\ i \sqrt[4]{S/A}$

Mc - Math $Q = A\ c\ i \sqrt[5]{S/A}$

y muchas otras que reciben el nombre de sus investigadores como la de Adams, Hering.

La fórmula de Burkli-Ziegler se usa mucho en Europa; en ella Q escurrimiento es igual a gasto/lts/seg./hect.

-c- igual a un coeficiente empírico que depende de la permeabilidad del suelo y cuyo valor es 0.75 para terrenos impermeables y 0.60 para terrenos o pavimentos permeables.

S igual a pendiente general por mil

A " " area en hectáreas.

r " " precipitación lits/hec/seg.

Tomándose para esta fórmula como valor medio de Q de 125 a 200 litros por hectárea y por segundo.

Las fórmulas más usadas son las de Mc-Math y la de Burkli Ziegler.

La del señor Mc-Math está basada en los experimentos hechos en la ciudad de St Louis Missouri. El mismo aclara que se use siempre que se trate de grandes áreas y que la dedujo empíricamente sólo para la población antes mencionada.

Pondré un ejemplo para ilustrar lo poco que concuerdan en su resultado algunas de las fórmulas ya mencionadas.

Sea una área de 51 acres y con pendiente de 1.5 y que en la actualidad dá un escurrimiento de trescientos pies cúbicos por segundo. Suponiendo una precipitación de media pulgada -- en quince minutos la Q de Burkli-Ziegler da un escurrimiento

de 137.6 pies cúbicos por segundo. La de Adams 51.7 pies ---- cúbicos por segundo y la de Hawksley 43.2 ft^3/seg.

Las discrepancias se deben, a que se toman como constantes cantidades que en realidad son variables.

METODO RACIONAL.

Es el actualmente usado para calcular los escurrimientos. Don Emilio Kuichling fue uno de sus propulsores.

Ya habíamos dicho que el volumen de agua que llega a un colector, es función directa de la duración o intensidad de la lluvia, así como de la naturaleza del suelo, pendiente, área, etc.

Mas las aguas superficiales se pierden por evaporación, - en llenar las depresiones del suelo, en saturarlo, en filtraciones através de él para reaparecer más tarde como agua subterránea y aflotar en forma de manantial en los puntos bajos. La restante es colectada en los cursos artificiales que se construyen, esta última es la que se relaciona con los colectores para aguas de lluvias.

La fórmula que expresa el método racional es: $Q = RIA$

Q en metros cúbicos por segundo, cantidad de agua que llega al albañal.

R en litros por hora y por hectárea, máxima lluvia caida sobre el area.

I un coeficiente abstracto que depende de la permeabilidad del terreno.

A que es igual a el área en hectáreas.

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

Para aplicar esta fórmula es necesario determinar el tiempo de concentración, que esta compuesto de 2 partes; el tiempo que tarda el agua en ir a la coladera mas cercana, y el tiempo que tarda en correr en el albañal en cuestión; una intensidad de lluvia uniforme que corresponda a ese tiempo, o si no la mayor intensidad para la cual se han proyectado los colectores - y finalmente al coeficiente de impermeabilidad del suelo que depende de su caracter, pendiente, etc.

El tiempo necesario para que el agua de lluvia después de correr por la superficie llegue al colector, puede ser determinado por observaciones, rara vez será menor de tres minutos o mayor de veinte.

Por las investigaciones llevadas a cabo por el señor WW. Horner basadas en observaciones directas se llegó a la conclusión de que las aguas de lluvias que caen en la calle, banquetas y techos, en el supuesto que la pendiente de ella varíe de medio por ciento a cinco por ciento, tardará de dos a cinco - minutos en llegar al colector.

A la máxima lluvia que cae sobre determinada area, corresponde el mínimo tiempo de concentración. Esta lluvia que produce el mayor gasto en un colector, es una lluvia que durará un tiempo igual al de concentración.

Coeficiente I. Este coeficiente es muy difícil de determinar exactamente, pues aun para condiciones existentes en el momento, está sujeto a modificaciones por el desarrollo de la ciudad, tales como pavimentación número de construcciones, --- etc.

Debido a esto es necesario prever el futuro desarrollo de los barrios de la ciudad por sanear.

El factor de impermeabilidad es función de otros y aun para una misma area no es constante, al desarrollarse un aguacero.

El factor de escurrimiento aumenta gradualmente con la saturación del suelo, el relleno de las depresiones del suelo y la humedad de él.

El coeficiente queda casi constante después de ocurrido - después de lo anterior para una area fija, después de cierto tiempo de lluvia en la cual se alcancen los estados anteriormente mencionados.

Es el motivo debido al cual influye tanto que la cantidad de escurrimiento que dá la precipitación, se verifique al --- principiar la lluvia, o ya que hayan transcurrido algunos minuyos.

Los Ingenieros alemanes dividen en tros coeficientes el - coeficiente de impermeabilidad y son:

Coeficiente de distribución.

Las lluvias fuertes cubren determinada area y su intensidad disminuye al aumentar la distancia al centro de la tormenta.

En la Ciudad de Breslau, Alemania, el notable ingeniero Frühling llevó a cabo interesantes investigaciones acerca de esto y que son las siguientes:

A una distancia de 3,000 metros del centro de la tormenta la precipitación es la mitad de la máxima y que la inten--

sidad disminuye según una ley parabólica.

De las consideraciones anteriores dedujo la siguiente -- fórmula:

$D = 1 - 0.005 \sqrt{L}$, estando L en mts.

Con la hipótesis que el centro de la tormenta coincida - con el centro de la area por crenar.

p = Intensidad de la precipitación a la distancia L del centro.

La intensidad de una tormenta sería cero aplicando la fórmula anteriro, cuando, su centro esté del punto considerado a 12 kilómetros. Por la hipótesis anterior un aguacero cubre -- - una area de 24 kilómetros de diámetro.

Coeficiente de reducción.

Este coeficiente abarca la cantidad de agua de lluvia -- perdida por evaporación, por filtraciones en el terreno, por absorción de los vegetales, etc.

Los efectos de las mencionadas variaciones son más fuertes al comenzar la tormenta, que después que haya llovido por algún tiempo, las condiciones climatóricas influyen así mismo, por lo que el valor de este coeficiente dista mucho de ser - constante.

Coeficiente de retardación.

Si la duración de un determinado aguacero es inferior --- al tiempo de concentración, entonces la cantidad de agua que - llegue al albañal, será inferior a la podría soportar.

La relación entre el área primera y la segunda es lo que

se llama coeficiente de retardo.

Si la precipitación continuara uniformemente y por tiempo indefinido, el mayor escurrimiento tendría lugar cuando se unieran los escurrimientos de todas las áreas parciales drenadas, después de que haya transcurrido desde el principio del aguacero un tiempo igual para una misma área. En el supuesto de que anteriormente haya llovido Frühling dá los siguientes valores:

Barrio comercial: pavimentos casi impermables .70 a .95. (Barrio comercial)

Barrio residencial: 0.50 a 0.70

Colonias: 0.25 a 0.50

Jardines y huertas de 0.00 a 0.25

Caso que el área por drenar sea de forma irregular sería posible que la máxima precipitación se verificara cuando se recibiera el agua de una porción de ella.

Esta porción sería la de área mayor dentro del área drenada entre dos curvas de igual escurrimiento y cuya distancia en tiempo es igual a su duración. Ese tiempo es igual al de concentración para el área total por la que su relación sería la unidad y no habría retardo.

Valores pa I dados por Kuichling.

Techos impermeables 0.70 a 0.95

Pavimentos asfálticos en buenas condiciones 0.85 a 0.90

Piedra, ladrillo y adoquines con juntas impermeables 0.75 a 0.85.

Pavimentos de igual clase sin juntas impermeables 0.50 a 0.70.

Pavimentos macadamizados 0.25 a 0.50.

Pavimentos de grava, 0.10 a 0.30

Lotes sin pavimentar 0.10 a 0.30

Parques, Jardines, 0.5 a 0.25

Si se carece de datos para estimar directamente cuál es el factor I, se debe tener como norma el posible desarrollo - que tenga el área en cuestión, al final del período.

El factor elegido puede ser lo suficientemente aproximado haciendo una estimación al porcentaje equivalente de las - diferentes áreas que entran.

El tiempo de concentración se encuentra por medio de --- ábacos, o por ejemplo, la precipitación correspondiente.

Como en mi caso no fué posible conseguir datos acerca de las lluvias que fueran lo suficientes, para hacer el cálculo por el método racional, uso la fórmula que expresa el método racional: aplicado de la siguiente manera.

$$Q = MIA .$$

Supuse una R = a 2.75 pulgadas por hora en que el sistema métrico equivale a 73 mm. por hora, siendo esta cantidad - igual aproximadamente a 200 litros por hectárea por segundo, adopté la mencionada cifra anterior porque sabemos que en un aguacero de 30 minutos el promedio rara vez difiere de 2.75 " por hora como se ha visto en lo general.

Supuse que I = 0.25 pues aunque en la actualidad los pavimentos son de tierra, con el tiempo se puede construir en la población, modestos pavimentos de empedrado ó grava.

Desgraciadamente no conseguí en el Observatorio datos de algunos años para tener una curva de precipitación completa.

El libro de Metcalf propone varias ecuaciones de curvas de intensidad

$$I = \frac{a}{t + b}$$

Buscando los valores de a y b se encontraría el valor de las ecuación con lo que se construiría una curva.

Volviendo nuevamente al tiempo de concentración, Babbit- muestra una fórmula ámpirica que nos dá la velocidad de escurrimento en función de la permeabilidad y de la pendiente

$V = 2\,000 \quad I \quad S$

V = Velocidad escurrimiento del agua en la superficie.

I = Coeficiente de impermeabilidad.

S = Pendiente de la superficie.

El valor del tiempo de concentración se encuentra de la siguiente manera.

$V = 2\,000 \quad I \quad S$

Sea la distancia que tenga que recorrer el agua de lluvia = 100 mts; en lo general se ponen a esa distancia como máxima las coladeras y la pendiente genral de la ciudad.

1% de Norte a Sur

y 3% de Oriente a Poniente

$V = 2000 \times 0.03 \quad 100$

$V = 2000 \times 0.03 \times 1 = 600$

$V = 600$ pies/m

$V = 600 \times 0.305$ mts/m

$V = 183$ mt/mn

$$V = \frac{183}{600} = 0.305 \text{ mts/seg.}$$

Dividiendo la longitud de las manzanas entre la velocidad hallada encontramos los tiempos de concentración.

Lo que tarda en recorrer el albañal el agua, que es uno de los términos para el encontrar el siguiente tiempo de concentración, se encuentra, dividiendo la longitud del albañal entre la velocidad del agua. Este valor hay que sumarlo al anterior tiempo, de concentración y dá el nuevo tiempo de concentración y así se continua.

El Mekalf. resuelve la forma de Mac - Math para el método racional por un ábaco en la pagina 302.

Se entra en el ábaco con Q ft^3/seg. como abcidas y se sube hasta encontrar las lineas inclinadas de la pendiente de la intersección, se continua horizontalmente hasta encontrar otras lineas inclinadas de menor pendiente que dan RI, de la intersección con RI se sube hasta la orilla del ábaco donde se lee Q en ft^3/seg.

Los valores de RI los dá el mismo libro en la pagina 305.

C O L E C T O R 1.

BAYONETA - 0.

Tramo (c' - f')

A = 1 + 2 = 2280 + 1050 = 3330 mt.2

ARI = 61 mt.3/hora

Q_{24} = 1470 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = .3330 x .200 x .350 = 23.20 mt.3/día

Q_t = 1493.20 mt.3/día

Tramo (f' - 1')

A = 3 + 4 = 1050 + 1090 = 2140 mt.2

ARI = 39.mt.3/día

Q_{24} = 940 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = .2140 x 200 x .350 = 14.20 mt.3/día

Q_t = 954.20 mt.3/día

Tramo (1' - m')

Area = 5 + 6 + 7' = 1670 + 940 + 336 = 2946 mt.2

ARI = 2946 x .073 x .25 = 53.1 mt.3/hora

Q_{24} = 1290 mt.3/día

Q_{AN} = .2946 x 200 x .350 = 20.50 mt.3/día

Q_{total} = 1310.50 mt.3/día

B A Y O N E T A 0

Area = 7 + 8 = 48.50 = 808.50 mt.2

ARI = 14.7 mt.3/hora

Q_{24} = 352 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = .0808 x 200 x .350 = 56 mt.3/día

Q_T = 357.60 = mt.3/día

Tramo (m" - 2')

A = 9 + 10 = 490.00 + 835.00 = 1335.00 mt.2

ARI = 13350 x .073 x .25 = 24.3 mt.3/hora

Q_{24} = 586 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 1335 x 200 x .350 = 9.25 mt.3/día

Q_T = 595.25 mt.3/día

C O L E C T O R 2.

MANZANA 6

A = 1 = 5.6 x 2.6 - = 2900 mt.2

= 2 = 5.6 x 2.5 - = 2800 "

= 3 = 5.3 x 2.35 - = 2500 "

4 = 5.3 x 2.8 x 300 = 2960 "

Tramo (19 - 22)

Areas = M2 = 5700 mt.2

ARI = 103 mt.3/hora

Q_{24} = 3520 mt.3/día

$Q_{A.M}$ = .57 x 200 x .350 = 40 mt.3/día

Q = 3560.00 mt.3/día

Tramo (22 - 28).

A = 3 + 4 = 5400 mt.2

ARI = 98.5 mt.3/hora

Q_{24} = 98.5 mt.3/día

$Q_{A.M}$ = .54 x 200 x .350 = 37.8 mt.3/día

Q_T = 2367.30 mt.3/día

C O L E C T O R 2.

BAYONETA Y.

Areas 1 = 2.7 x 2.5 x 200 = 1350 mt.2

2 = 2.7 x 1.0 x 200 = 7500 "

3 = 4.5 x 2.9 x = 2610 "

4 = 4.5 x 2.4 - = 2160 "

Tramo (21 - 24)

$Q = 1 + 2 = 1350 + 7500 = 8850$ mt.2

ARI = 162 mt.3/hora

Q_{24} = 3860 mt.3/día

$Q_{A.N} = .8850 \times 200 \times .350 = 62.00$ mt.3/día

Q_T = 8910.00 mt.3/día

Tramo (24 - 22)

A = 4776 mt.2

ARI = 87 mt.3/hora

Q_{24} = 2100 mt.3/día

$Q_{A.N} = .4770 \times 200 \times .350 = 33.4$ mt.3/día

Q_T = 2 133.4 mt.3/día

C O L E C T O R 2.

BAYONETA Q.

Areas = 1 = 5 x 2.5 x 200 = 2500 mt.2

2 = 5 x 2.4 x 200 = 2400 "

3 = 5.2 x 2.7 x = 2820 "

4' = 4.6 x 2.2 x = 2050 "

4" = 3.7 x 2.5 = 1850 "

4 = 5 x 4 x 200 = 4000 "

Tramo (∝ - 19)

A = 4 900 mt.2

ARI = 895 mt.3/hora

Q_{24} = 2150 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 4900 x 200 x 350 = 34.2 mt.3/hora

Q_{T} = 2189.2 mt.3/día

Tramo (19 - 40)

A = 3 + 4' + 4" + 4 = 7120 mt.2

ARI = 7120 x 073 x .25 = 130 mt.3/hora

Q_{24} = 3120 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 7120 x 200 x .350 = 50.00 mt.3/día

Q_{T} = 3170.00 mt.3/día

BAYONETA Z.

Area = 1 = 4 x 1.2 x 200 = 960.00 mt.2

= 2 = 4 x 1.2 x - = 960.00 "

= 3 = 2.6 x 2.55 x) =1320.00 "

= 4 = 2.6 x 1.4 x - = 730.00 "

= 5 = 3.95 x 1.5 - =1180.00 "

= 6 = 3.95 x 2.5 - =1900.00 "

= 7 = 5.7 x 2.1 - =2380.00 "

= 8 = 5.7 x 2.7 - =3080.00 "

Tramo (17 - 20)

A = 1 + 2 - 1920 mt.2

ARÍ = 1920 x . 073 x .25 = 35 mt 3/hora

Q_{24} = 840 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 1920 x 200 x .350 = 13.5 mt.3/día

Q_T = 853.50 mt.3/día

Tramo (20 - 21)

A = 1320 + 730 = 2050 mt.2

ARI = 37.2 mt.3/día

Q_{24} = 895 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 2050 x 200 x .350 = 12.5 mt.3/día

Q_T = 907.50 mt.3/día

BAYONETA P

Tramo (p' - q') = (p' - q')

A = 4 + 5 = 2400 mt.2

AR = 175 mt.3/hora

ARI = 43.8 mt.3/hora

Q_{24} = 1050 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 1293 mt.3/día. mt.3/día

Q_{Total} = 1062.93 mt.3/día

Tramo (q' - r)

6+ 7 = 2280 mt.2

AR = 167 mt.3/día

ARI = 41.8 mt.3/día

Q_{24} = 1000 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 14.8 mt.3/día.

Q_T = 1014.8 mt.3/día

Tramo (r' -)

A = 1526 + 1500 = 8 + 21

A = 3026 mt.2

AR = 3036 x 073 = 222 mt.3/hora

ARI = 44 mt.3/hora

Q_{24} = 1320 mt.3/día
21.3 mt.3/día

Q_{AN} = 21.3 mt.3/día

Q_T = 1341.3 mt.3/día

C O L E C T O R 2.

2 = 4300 = 3.14 x 6.8 x 20

BENKIETA P.

Areas -- 1 = 5.8 x 4.3 x 200 = 5568 mt.2

-- 2' = 3.5 x 43 x 200 = 3010 "

-- 3 = 6.8 x 1.4 x 200 =1350 mt.2

-- 4 = 4.8 x 1.4 x = 1350 "

-- 5 = 3.1 x 1.7 x 200 = 1050 "

-- 6 = 5.7 x 1 x = 1140 "

-- 7 = 6 x 1.2 x = 1480 "

-- 8 = 1500 "

-- 2' = 1526

2 = 3.15 x 6.8 x 20 = 43000

Tramo (o - h) = (p - h"')

1 + 2 = 5568 + 3010 = 8578 mt.2

AR = 620

ARI = 156.00 mt.3/hora

Q_{24} = 156 x 24 = 3750 mt.3/día

Q_{t} = 3795.50 mt.3/día

Tramo (h"' - p') = (h"' - p)

A = 2 + 3 = 4300 + 1350 = 5650 mt.2

AR = 339

ARI = 84.4 mt.3/hora

Q_{24} = 2050 mt.3/día

Q_{Total} = 2032.5 mt.3/día

C O L E C T O R 2.

Bayoneta 2.

Tramo (21 - 18)

A = 5 + 6 = 1180 + 1900 = 2080 mt.2

ARI = 38 mt.3/hora

Q_{24} = 910 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = 2080 x 200 x 3.50 = 14.60 mt.3/día

Q_T = 924.60 mt.3/día

Tramo (18 - 22)

Areau = 7 + 8 = 2380 + 3080 = 5460 mt.2

ARI = 5460 x .073 x .25 = 100 mt.3/hora

Q_{24} = 2400 mt.3/día

$Q_{A.N}$ = .5460 x 200 x .350 = mt.3/día

Q_T = 2438.50 mt.3/día

C O L E C T O R 2.

BAYONETA ρ.

Areas - 10 =
" - 11 = $10 + 11 \approx 14090\ m^2$

" - 8 =
" - 9 = $8 + 9 \approx 17100\ m^2$

Tramo (η - π) = (1-2)

Areas = 10 + 11 = 14090 mt^2

AR = 1085 mt.3/hora

ARI = 272 mt.3/hora

Q_{24} = 6520 mt.3/día $Q_{A.N.}$ = 179.4 mt.3/día
179.4

Q_t = 6 699.40 mt.3/día

Concentra

Tramo (η - β') = (2 - 3)

Areas = 8 + 9 = 6700 + 10 400 = 17100 mt^2;

ARI = 17 100 x .073 x .25 = 1250 x .25 = 312 mt.3/hora

Q_{24} = 312 x 24 = 7500 mt.3/hora $Q_{A.N}$ = 42.7 mt.3/día
42.7

Q_t = 7 542.70 mt.3/día

AREA D.

Area (N-S) izquierda

Area No. 3 = 10.3 x 10.9 x 200 = 22500 mt.2

" No. 4 = 4.9 x 4.4 x 200 = 8600 mt.2

+ 5.9 x 3 x 200 = 3550 mt.2

+ 5.9 x 2 x 200 = 2060 mt.2

Total = 3 + 4 = 14510 + 22500 =

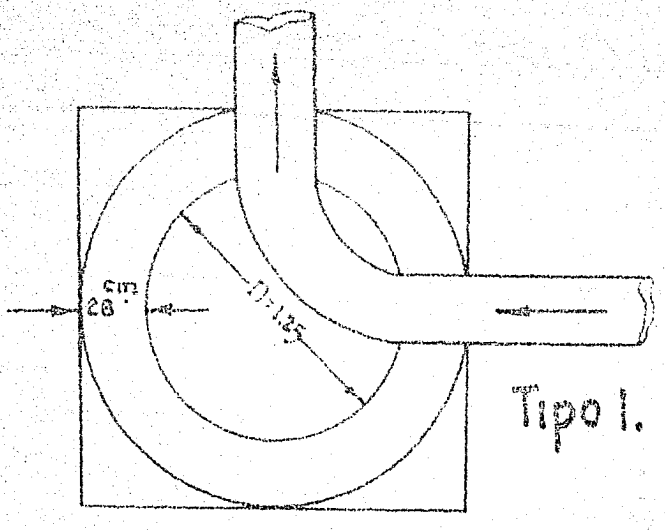
= 37010 mt.2

AR = 2720

ARI = 2720 x .25 = 690 mt.3/hora

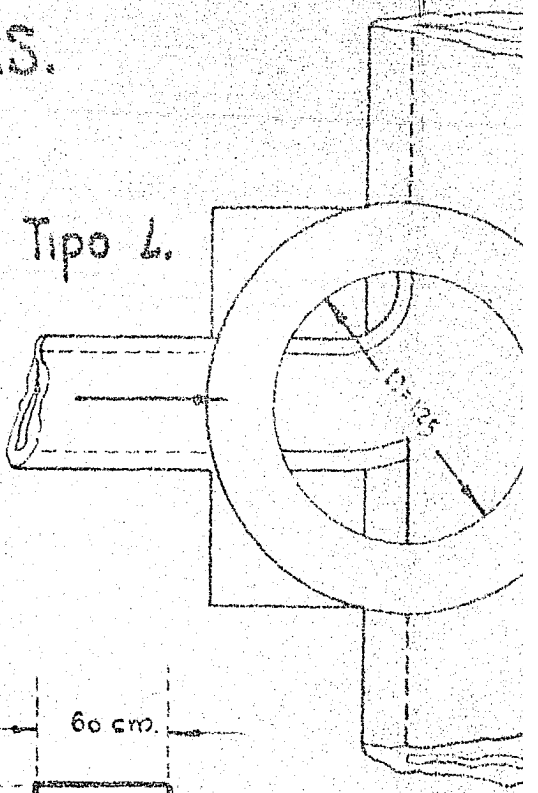
Q_{24} = 16 400 mt.3/día

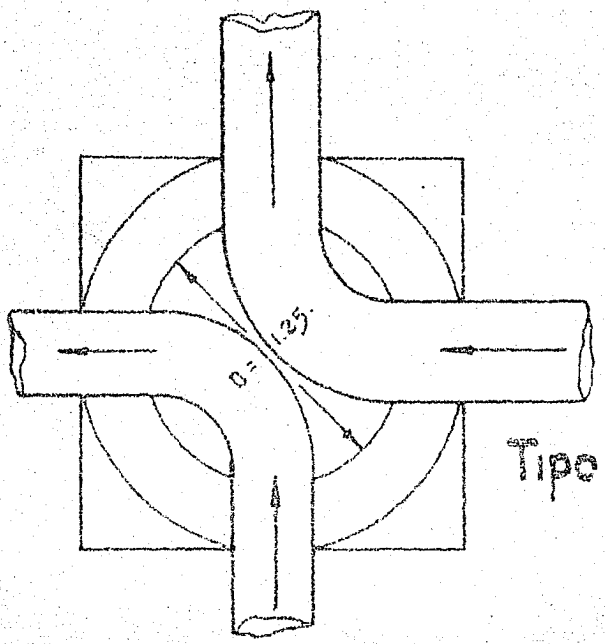
PLANTAS.



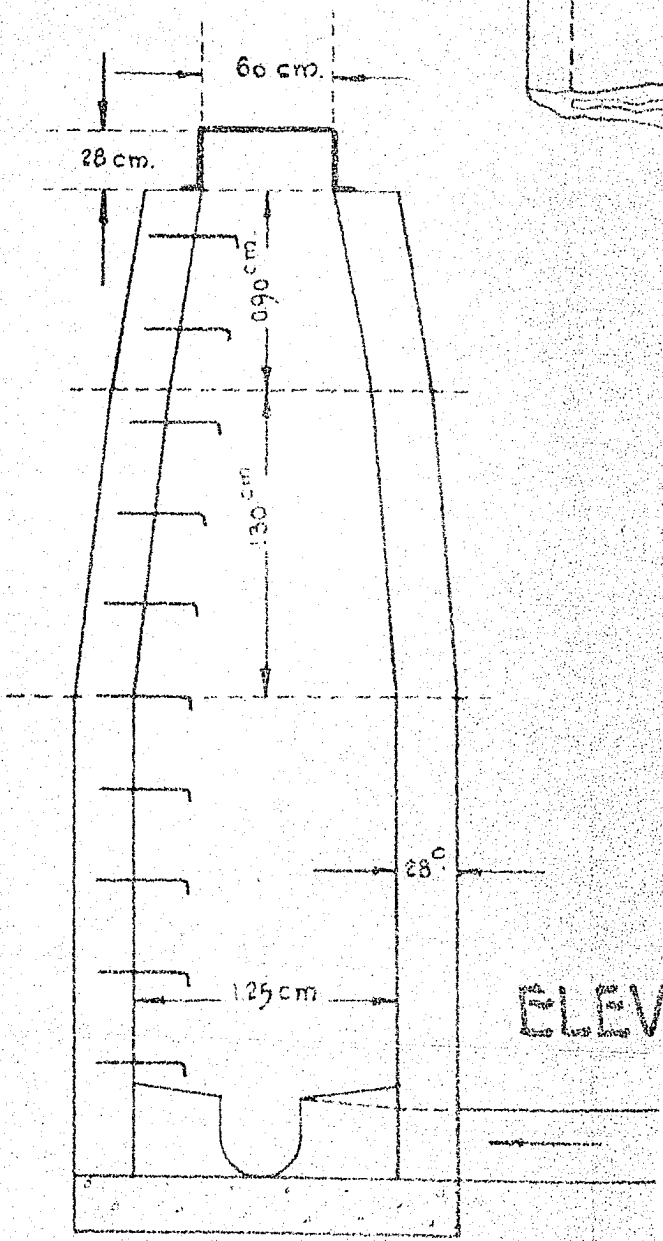
Tipo 1.

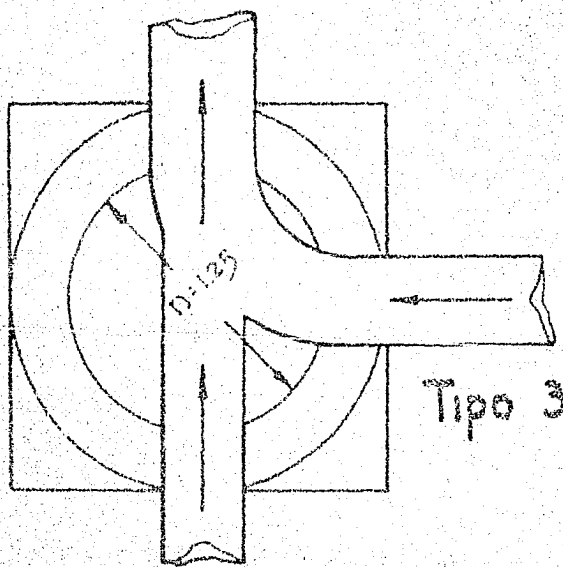
Tipo 4.





Tipo 2.



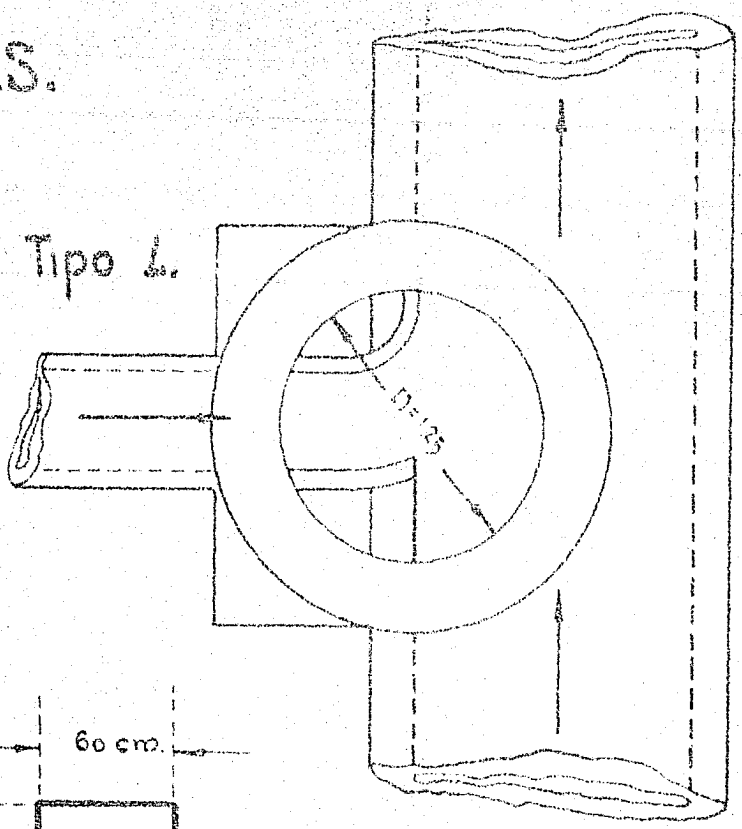


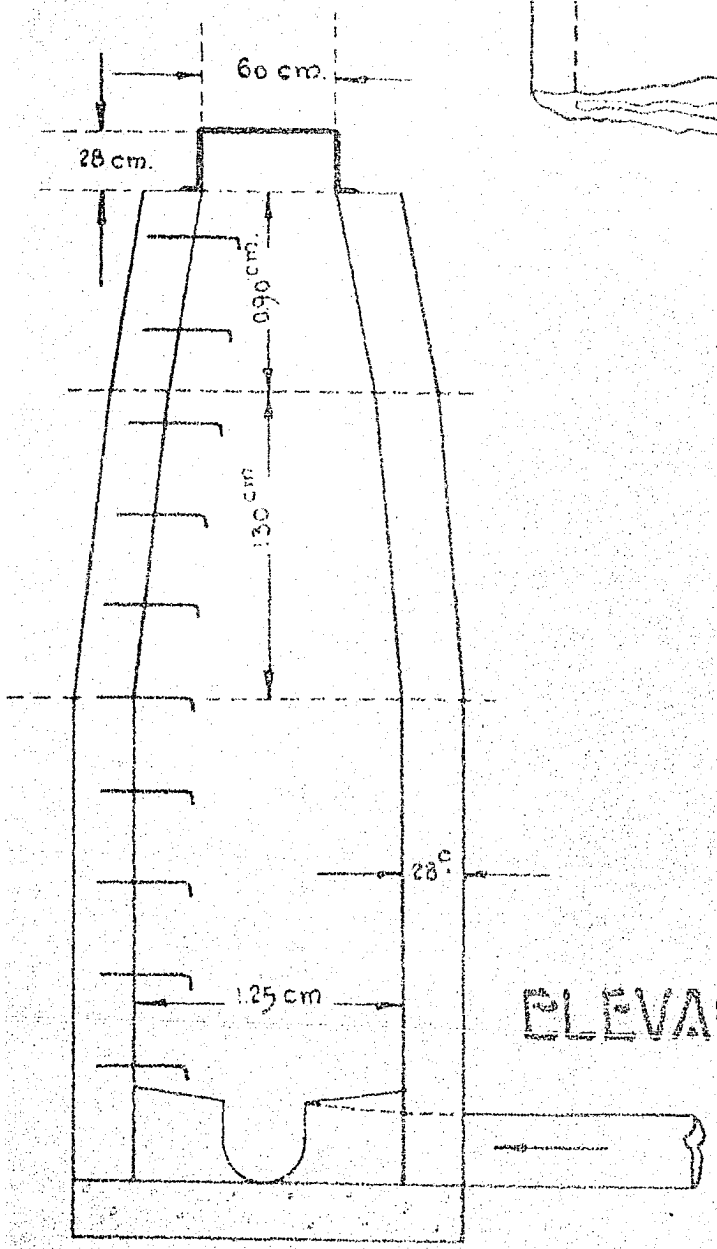
Tipo 3.

ELEV

NTAS.

Tipo 4.





POZOS DE VISITA.

TESIS PROFESIONAL.

Gonzalo Méndez.

ELEVACION. Facultad Nal. de Ingeniería.

B A Y O N A T A N

Tramo - (18 - 16)

Areas = 2460 + 3040 = 5500 mt.2

ARI = 5500 x .073 x .25 = 100 mt.3/hora

Q = 2400 mt.3/día

Q^{24} = .5500 x 200 x .350 = 38.5 mt.3/día

$Q_t^{A.N}$ = 2 438.50 mt.3/día

Tramo (16 - 19)

AREAS = 7 + 8 = 5960 mt.2

ARI = 109 mt.3/hora

Q = 2620 mt.3/día

Q^{24} = .5960 x 200 x .350 = 42. mt.3/día

$Q_t^{A.N}$ = 2662.20 mt.3/día

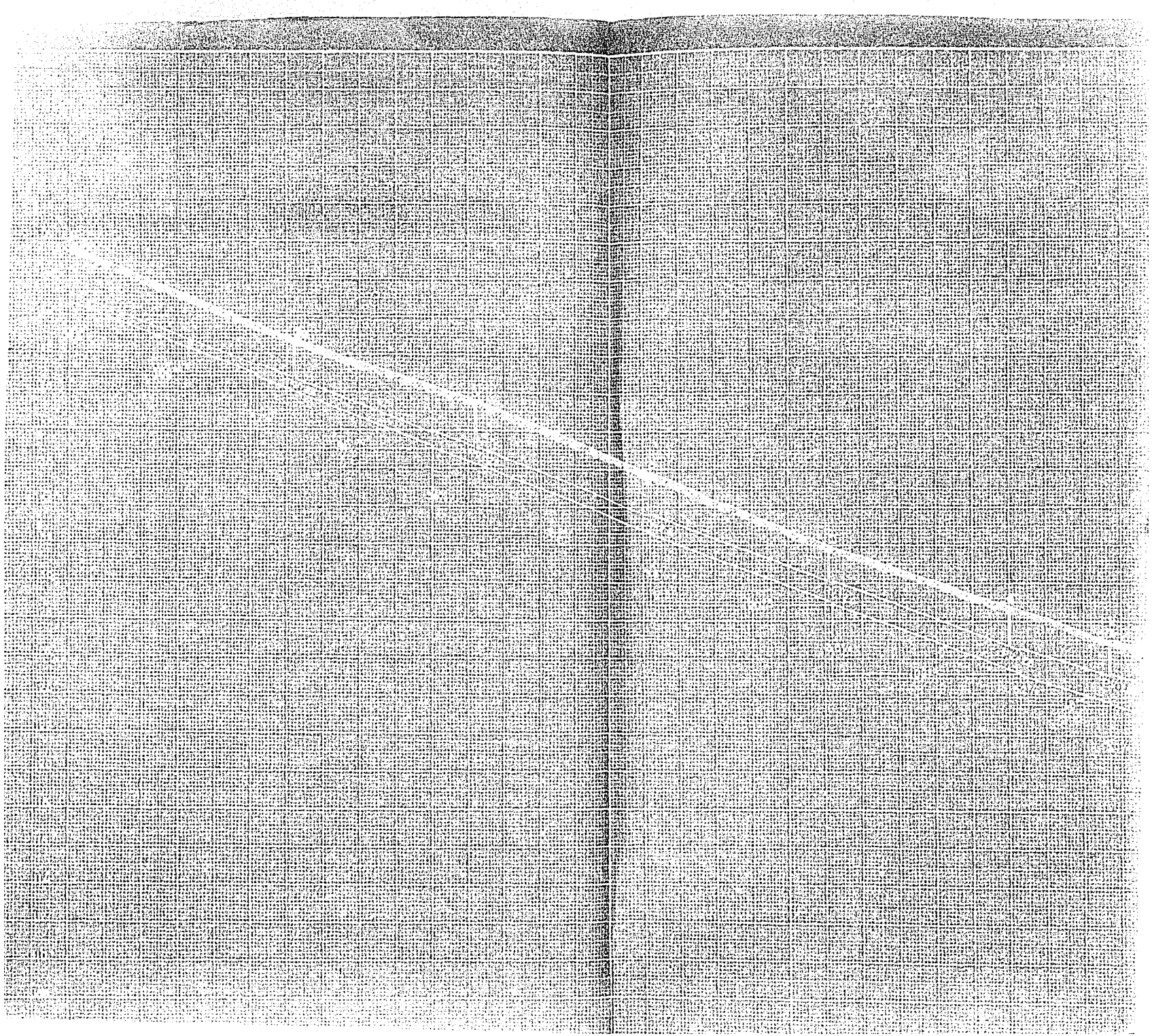
Cybersecurity

Cybersecurity Advances

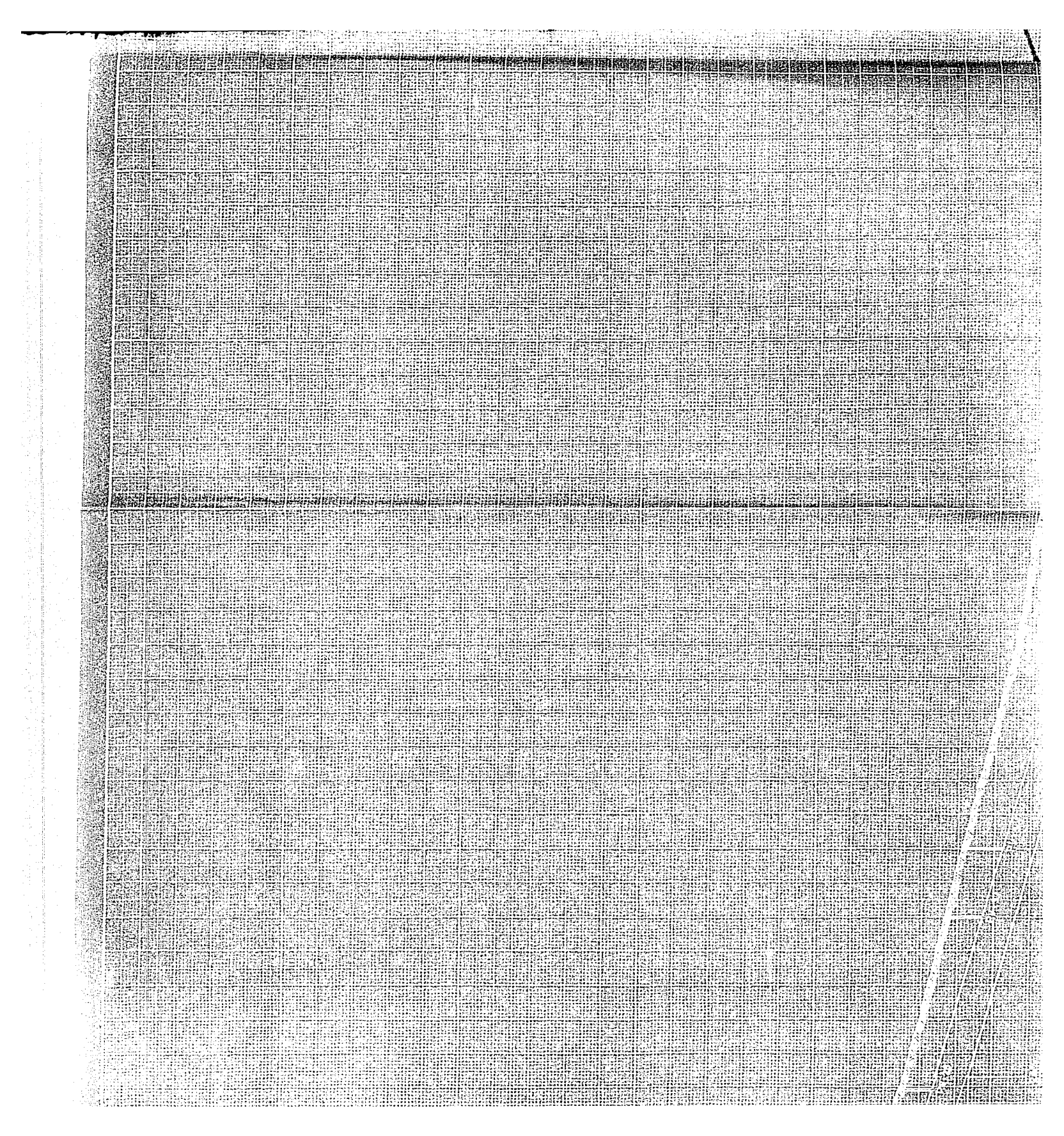
Facultad de Ingeniería

DERECHO INTERNACIONAL

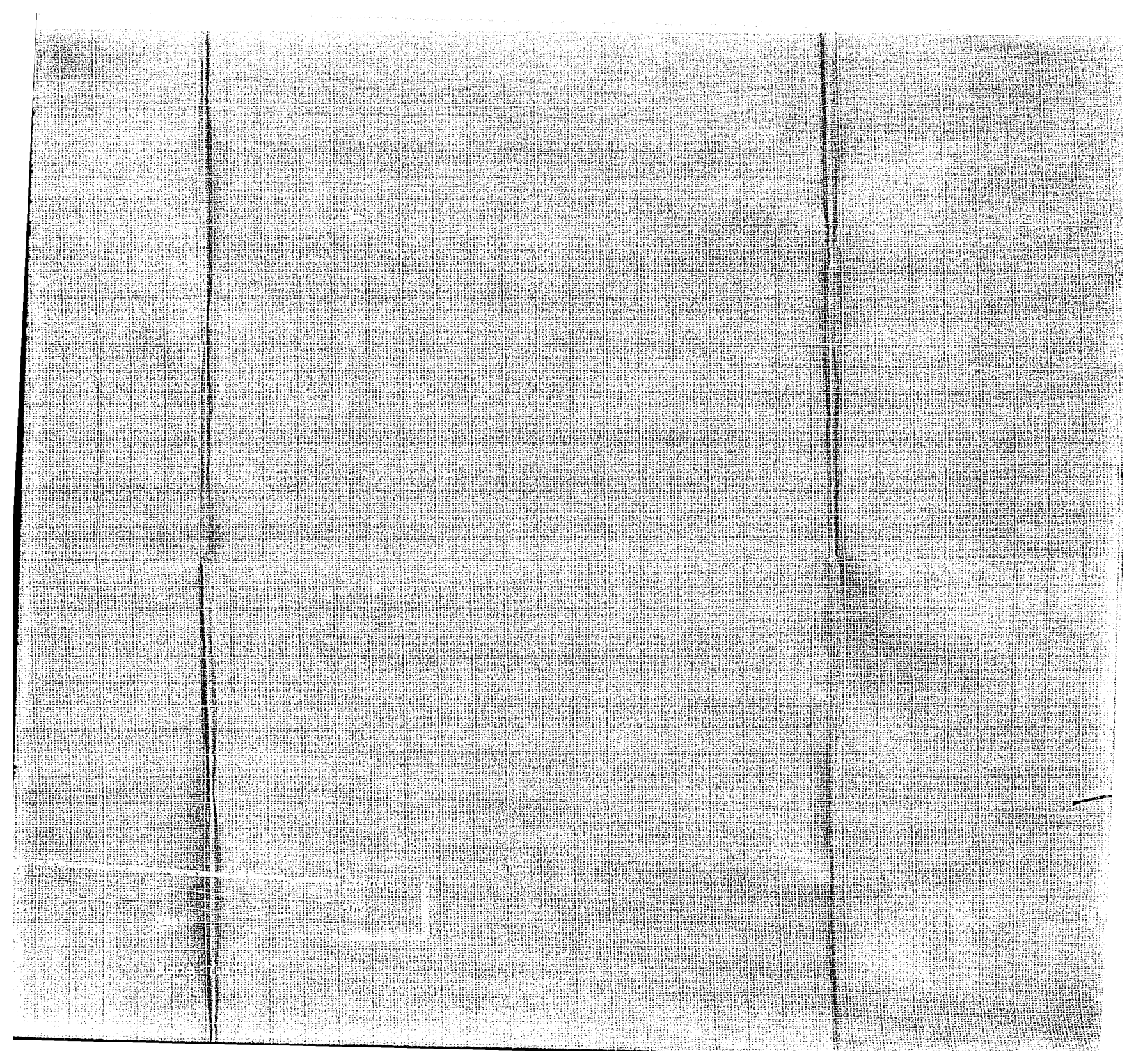
Gonzalo Moreno
Facultad Abad de Jurisprudencia



Penn Center



Part Select 2



TRIBUNAL

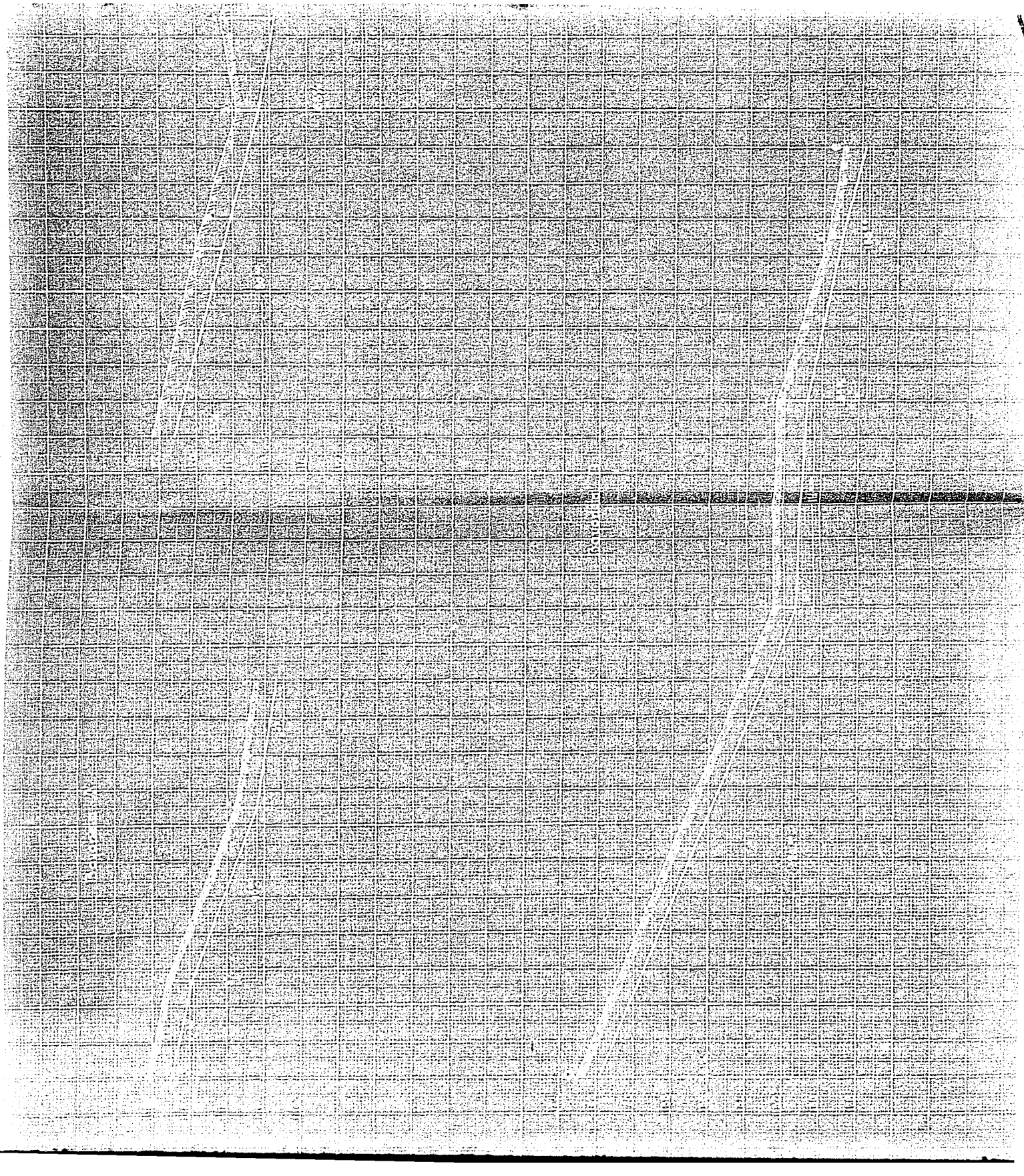
Sección Asuntos

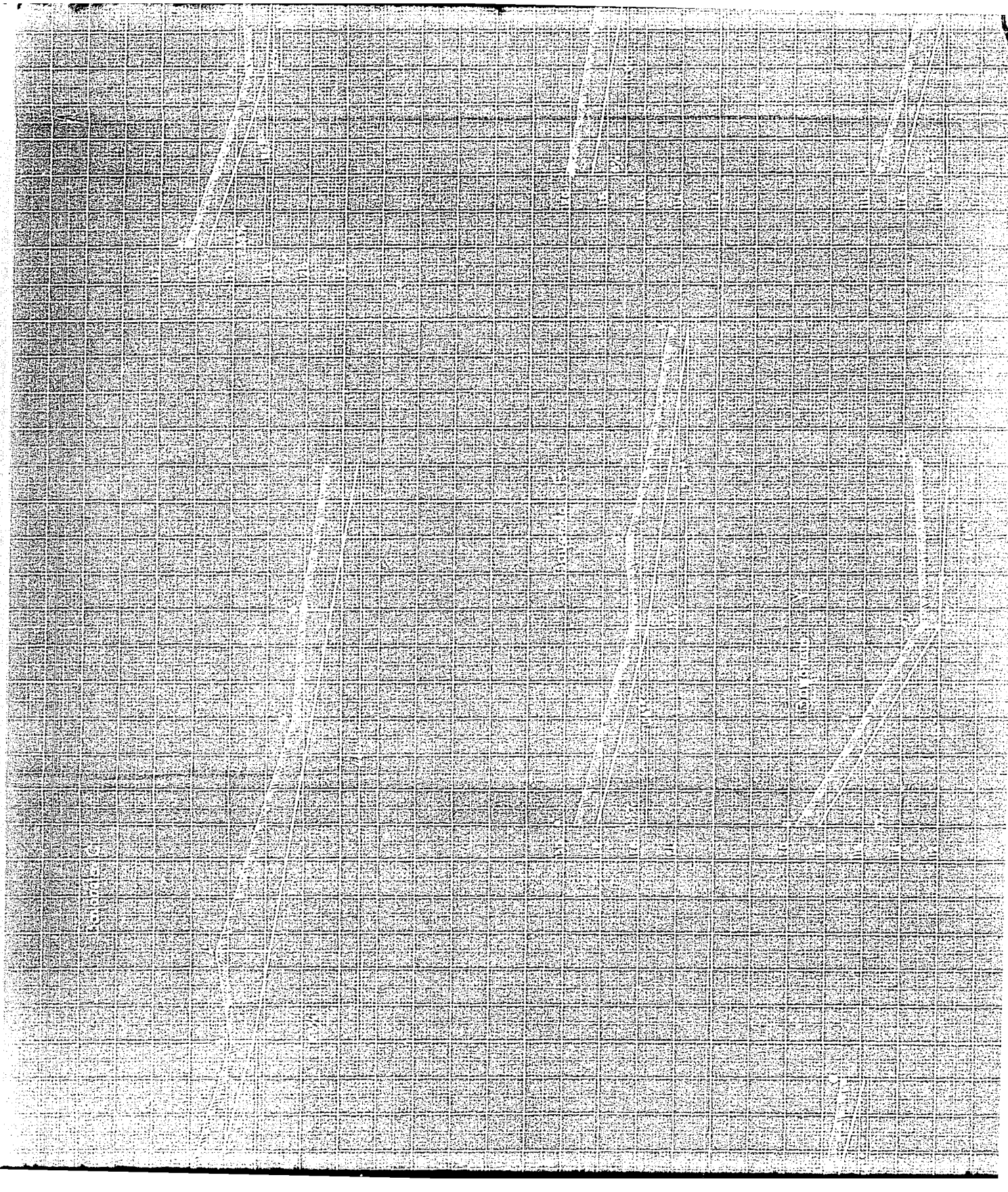
Fiscal Aduanero

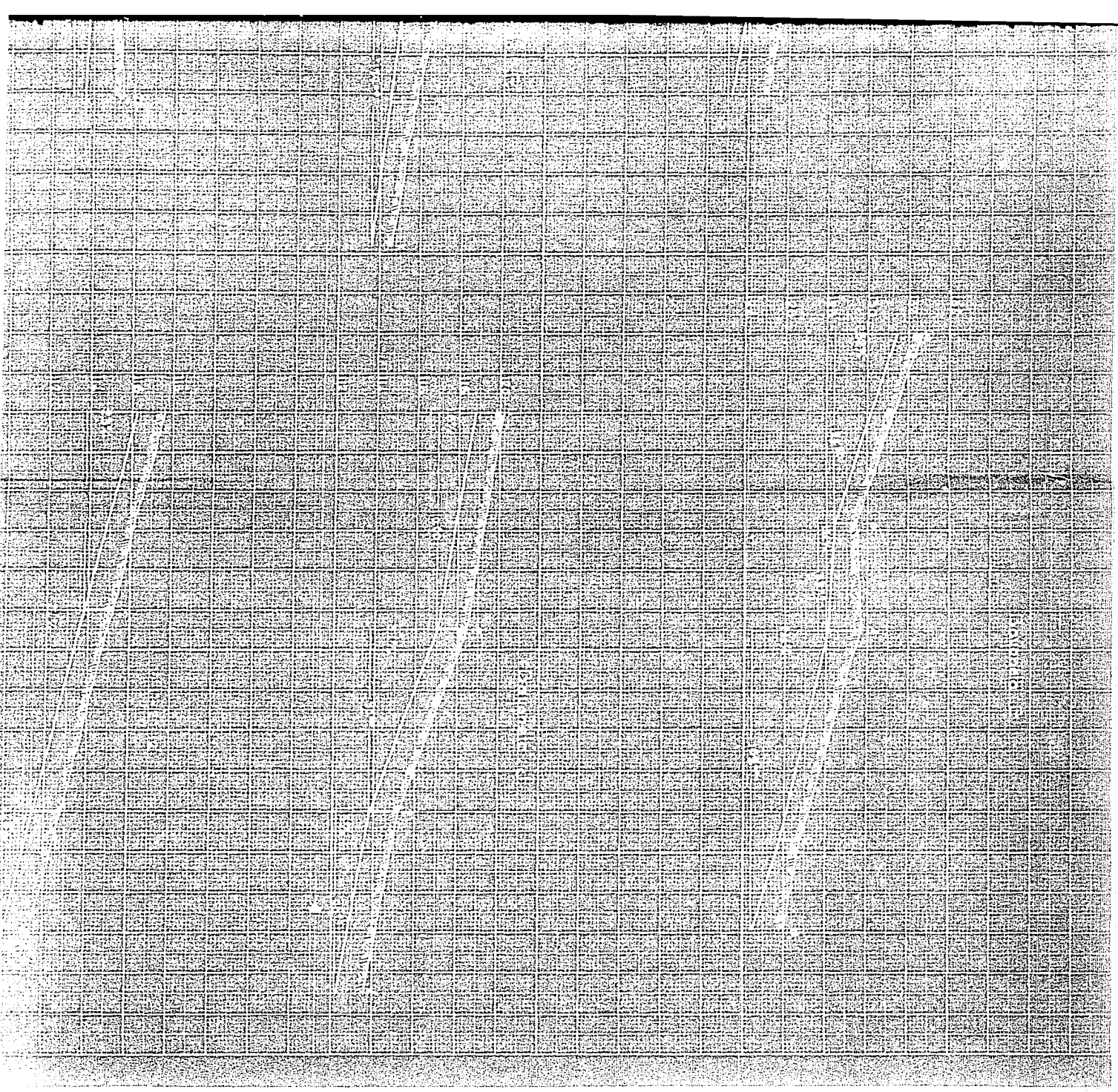
TE INTERFESIONAL

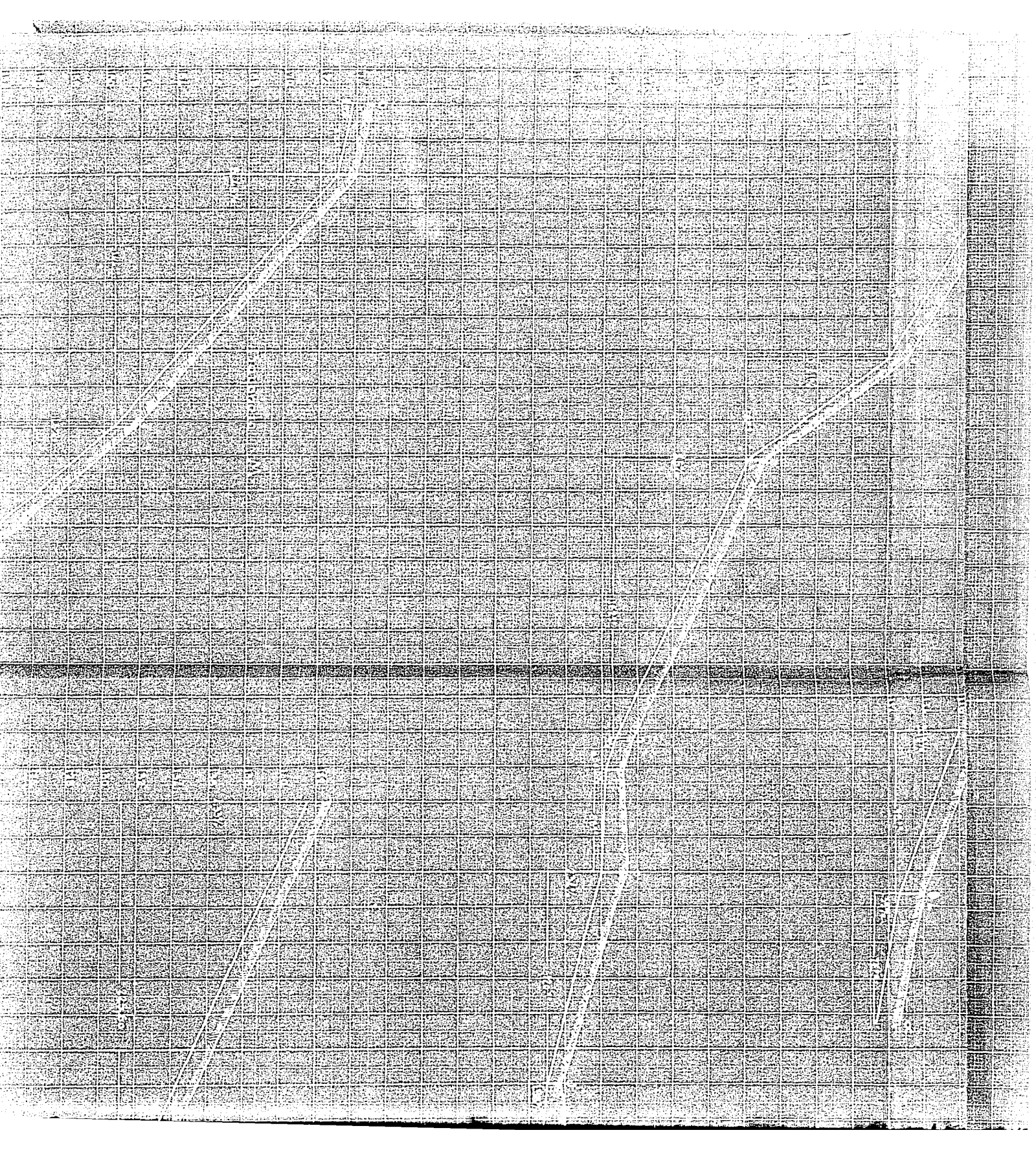
González Arenas

Facultad de Ingeniería

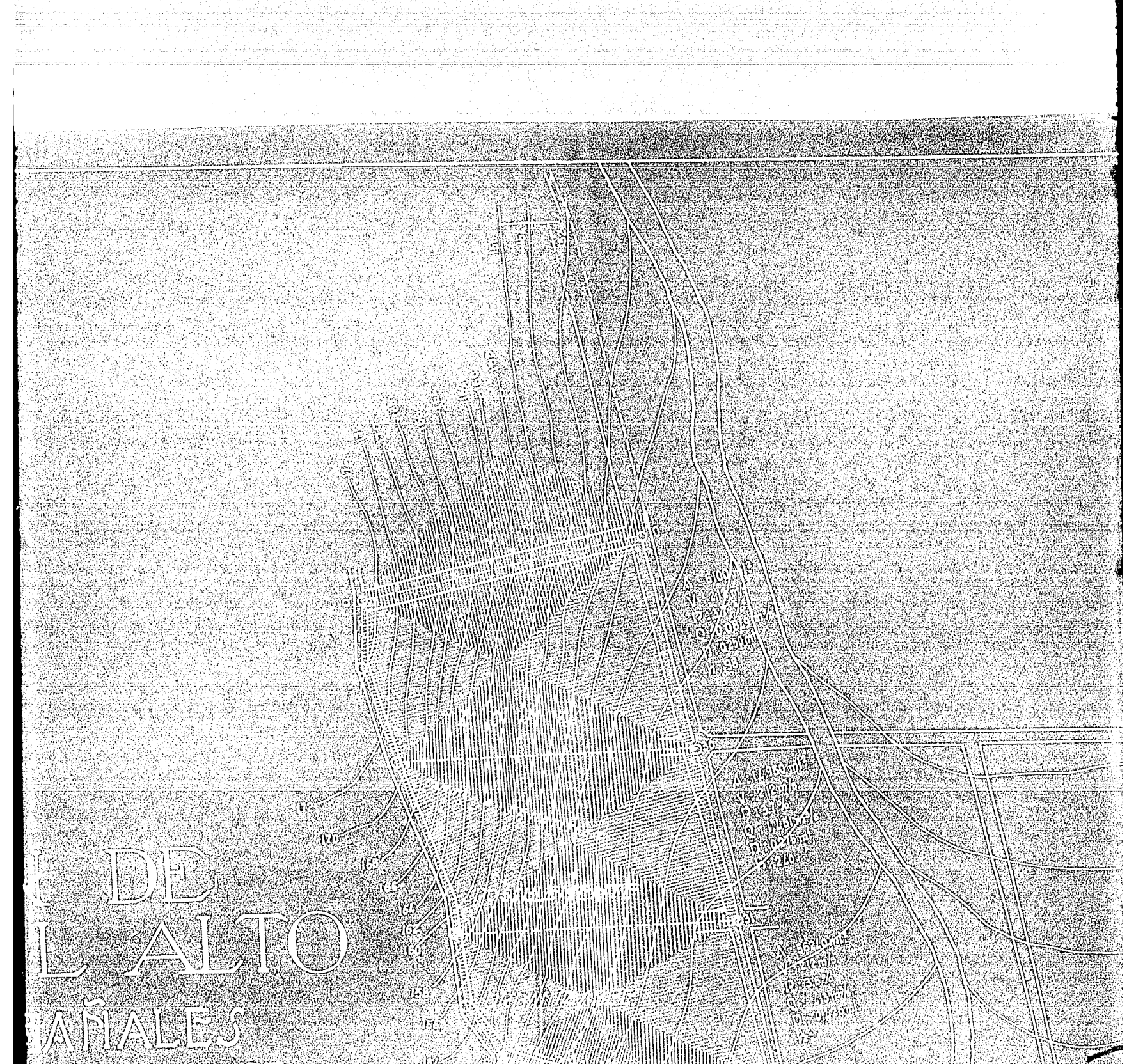


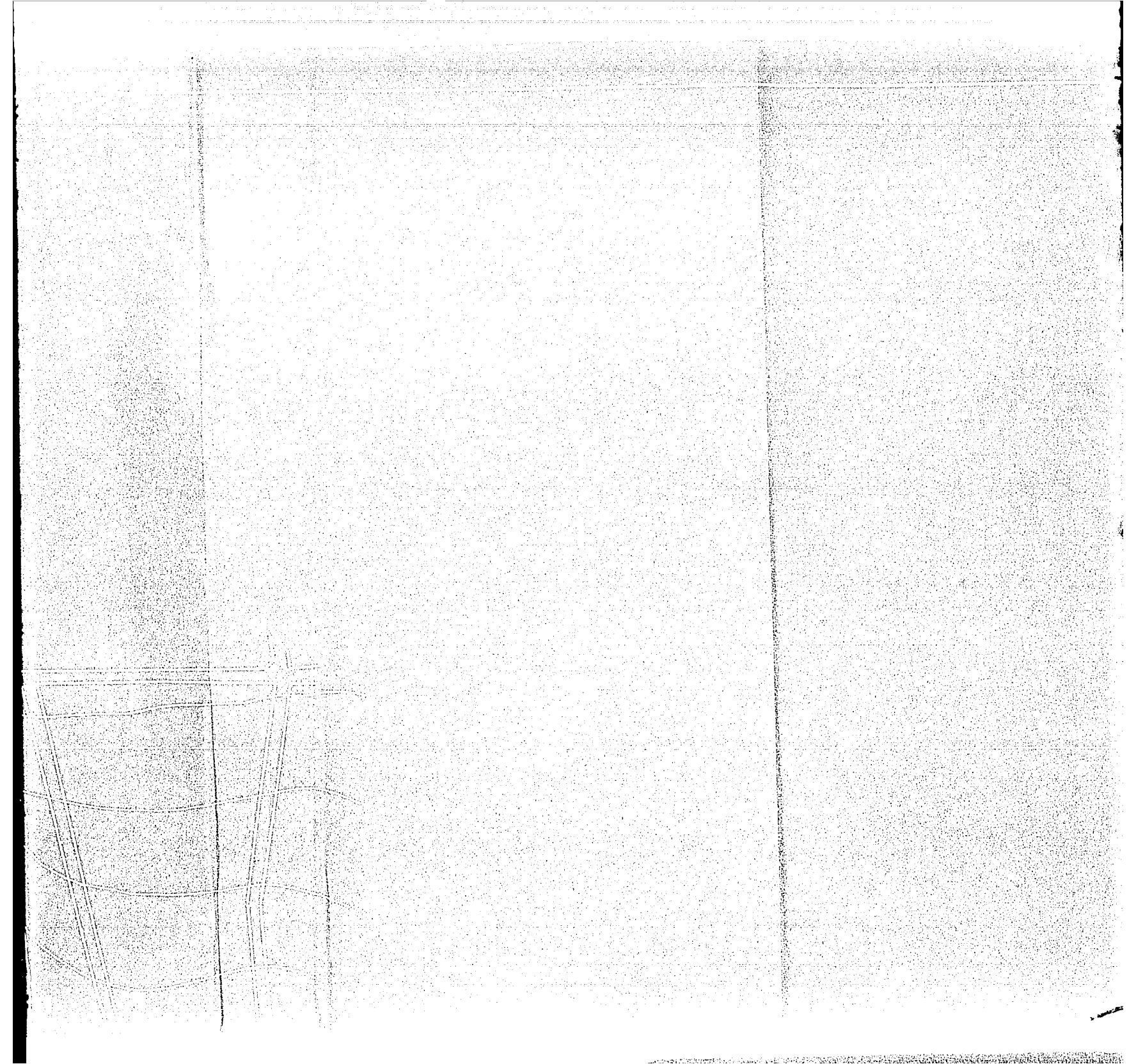


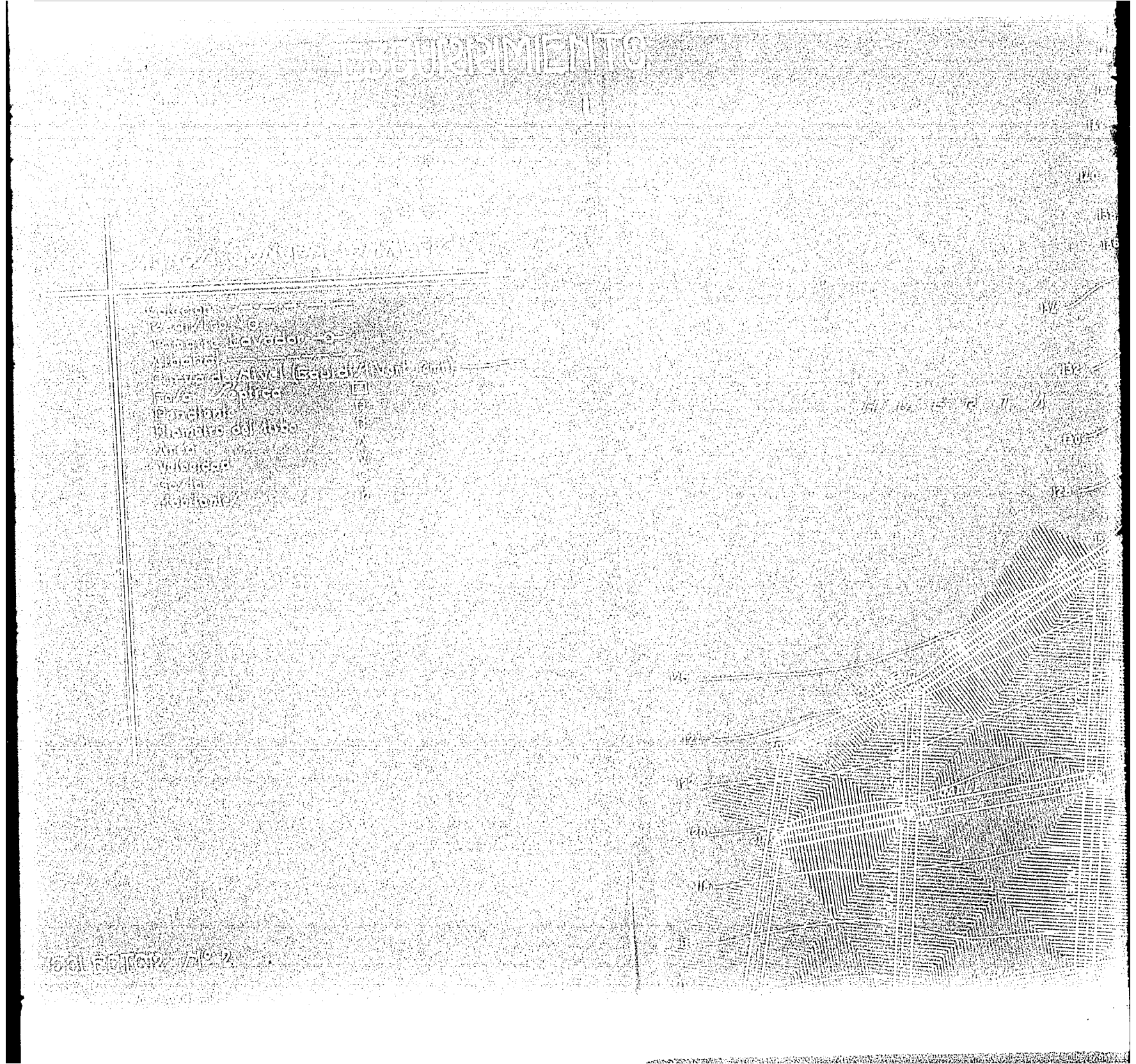




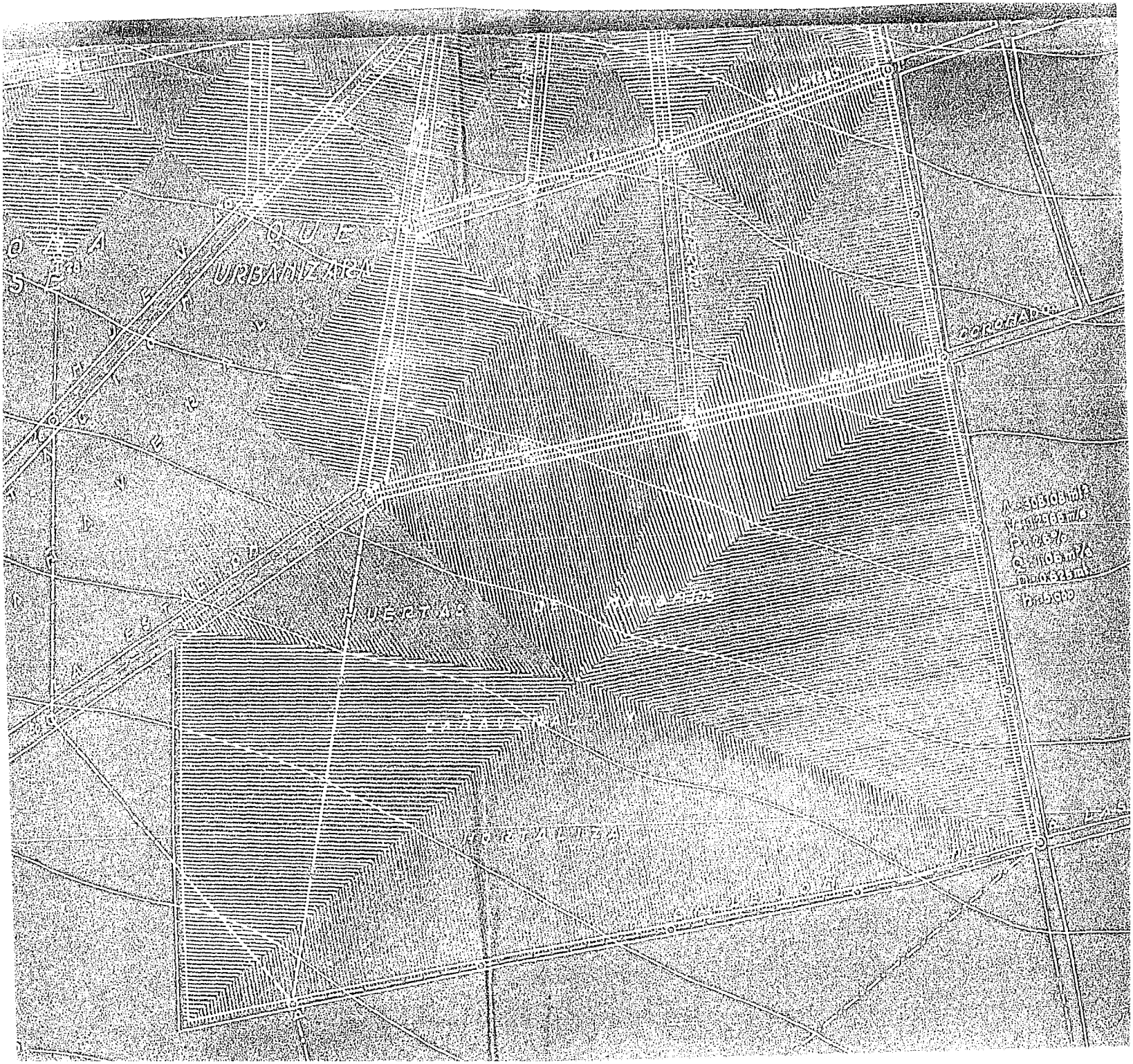

PLANO DE
LA POBLACION DE
ATOTONILCO EL ALT
MOSTRANDO RED DE AVENIDAS

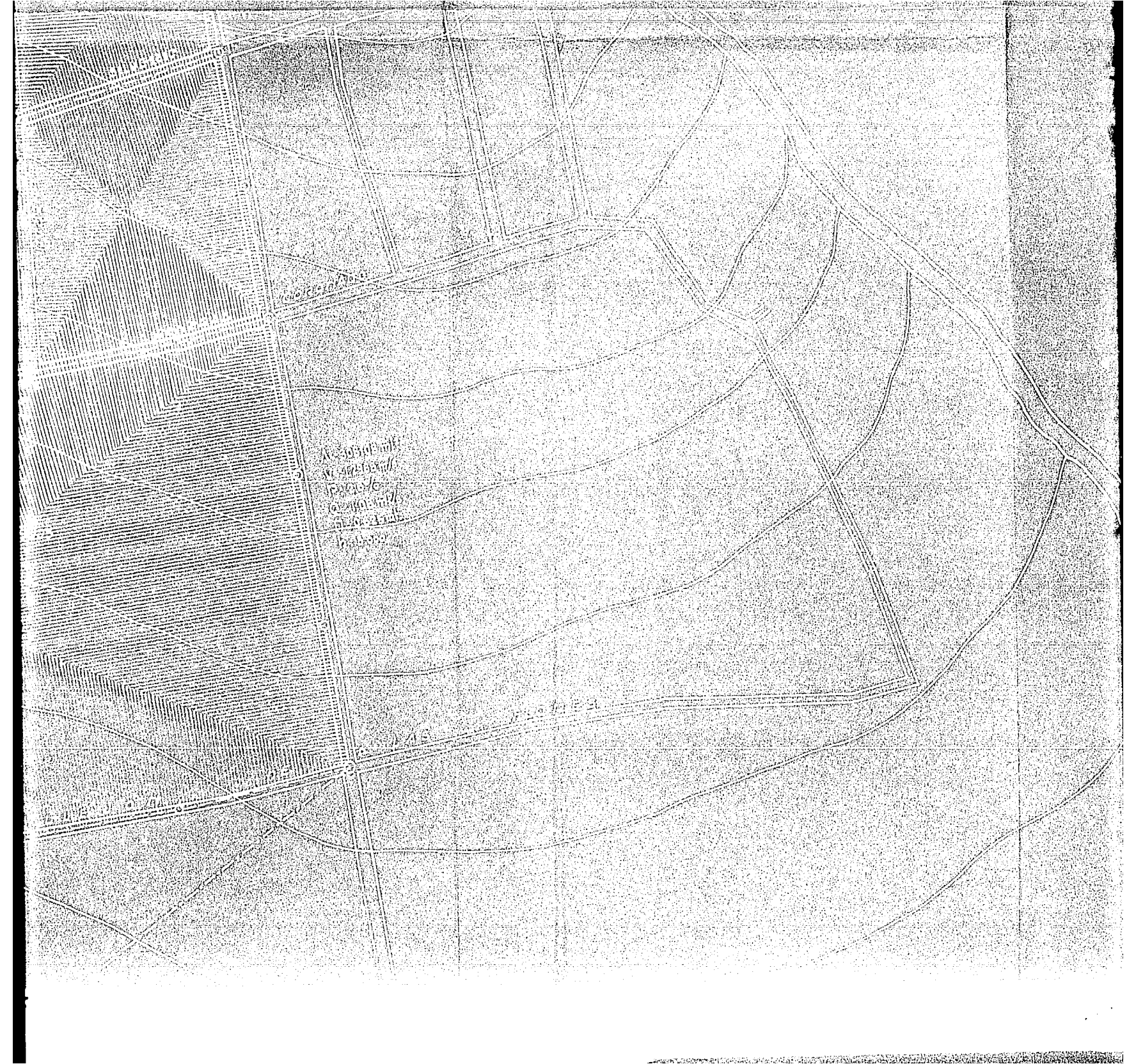

DE
L ALTO
AÑALES

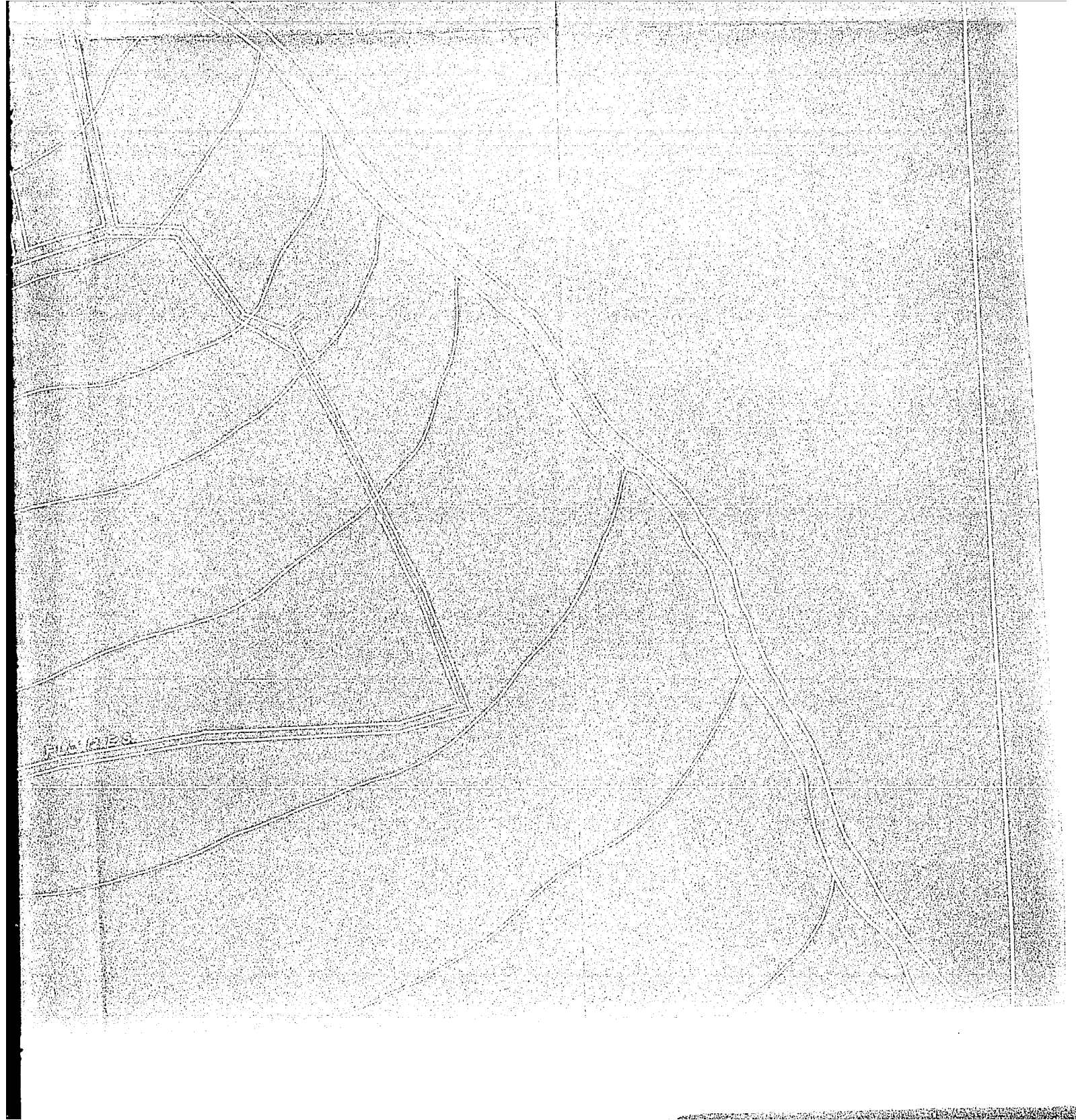








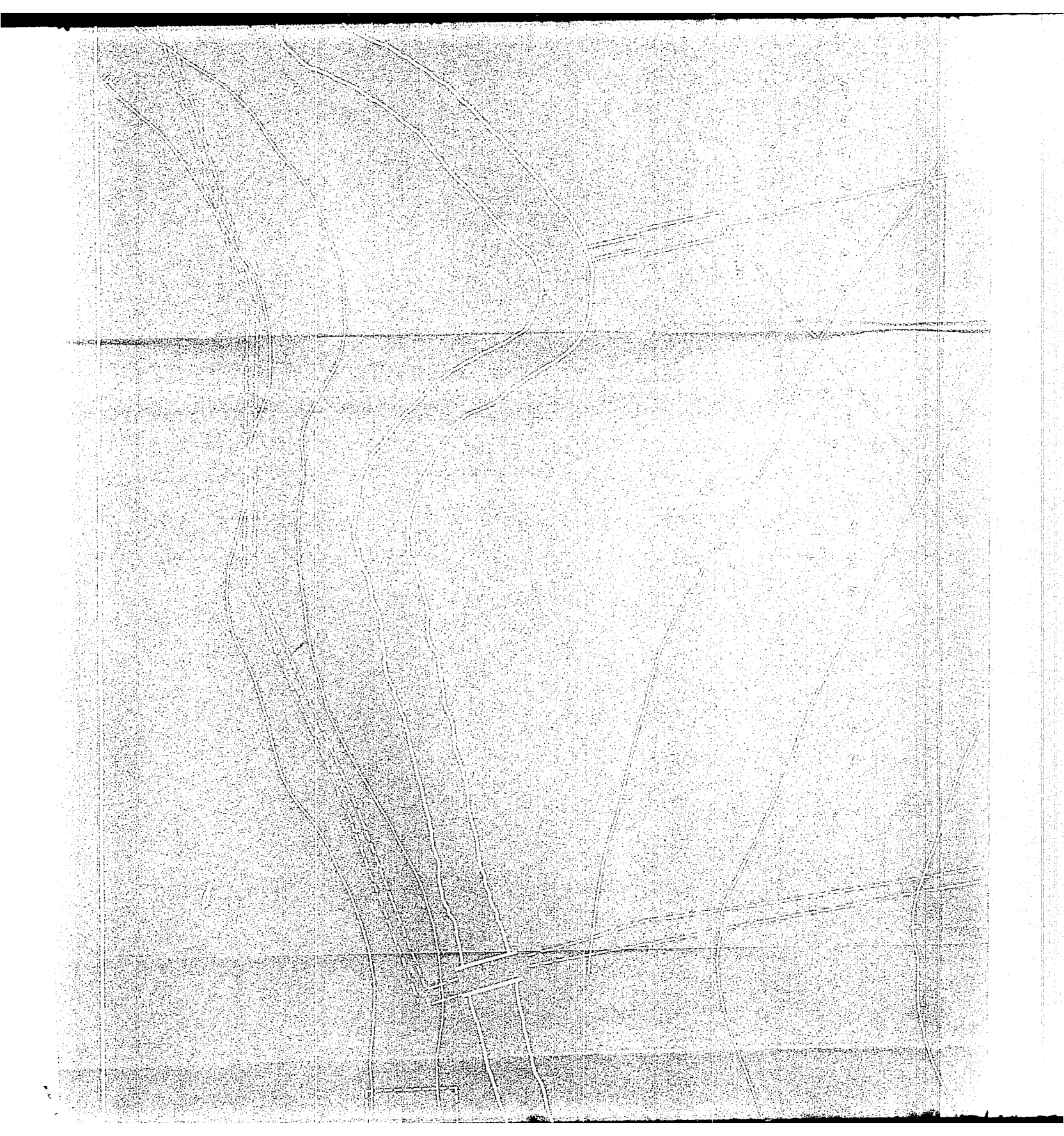




PROYECTO FINAL

Gonzalo Méndez
Facultad Nal. de Ingeniería

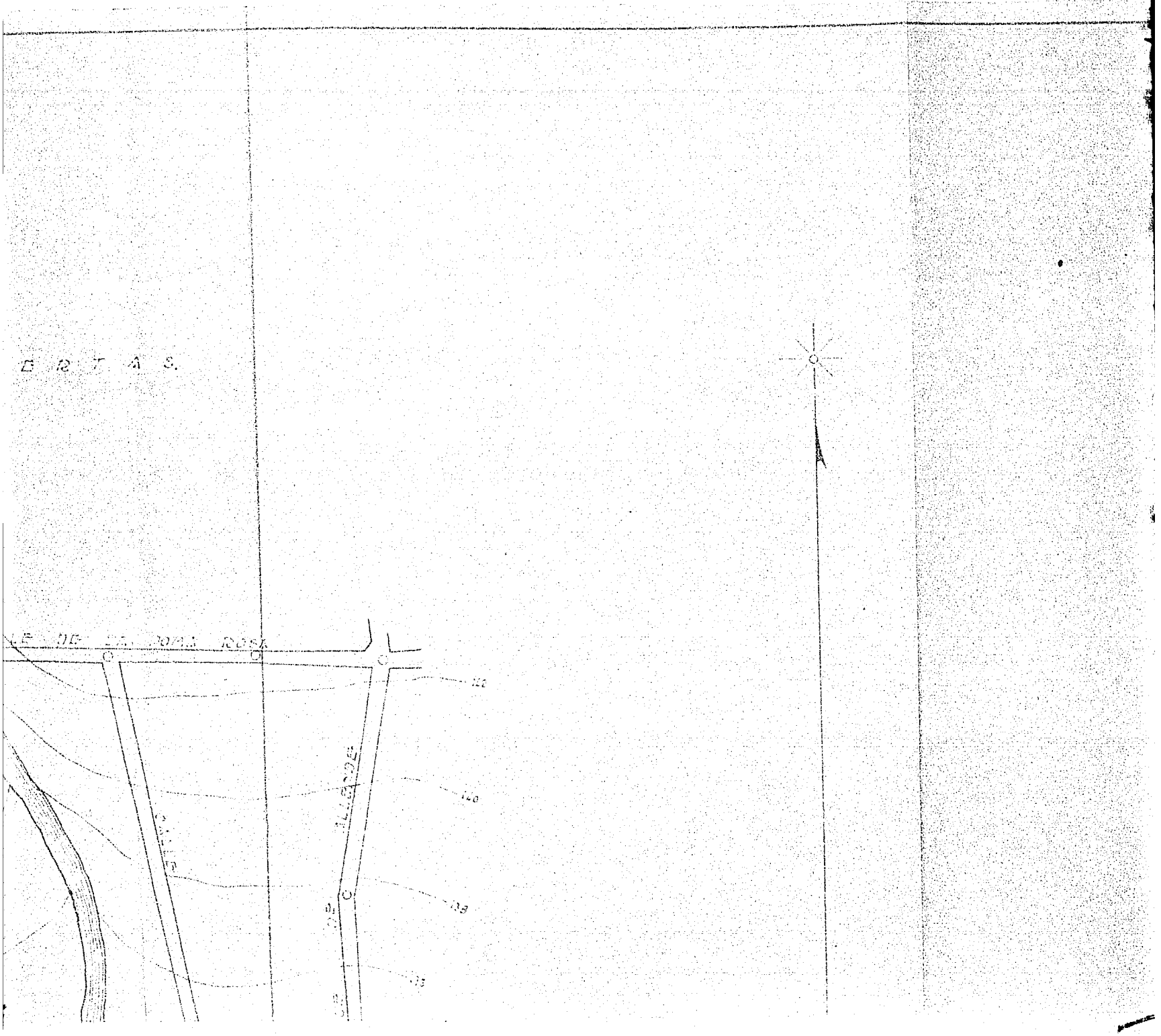




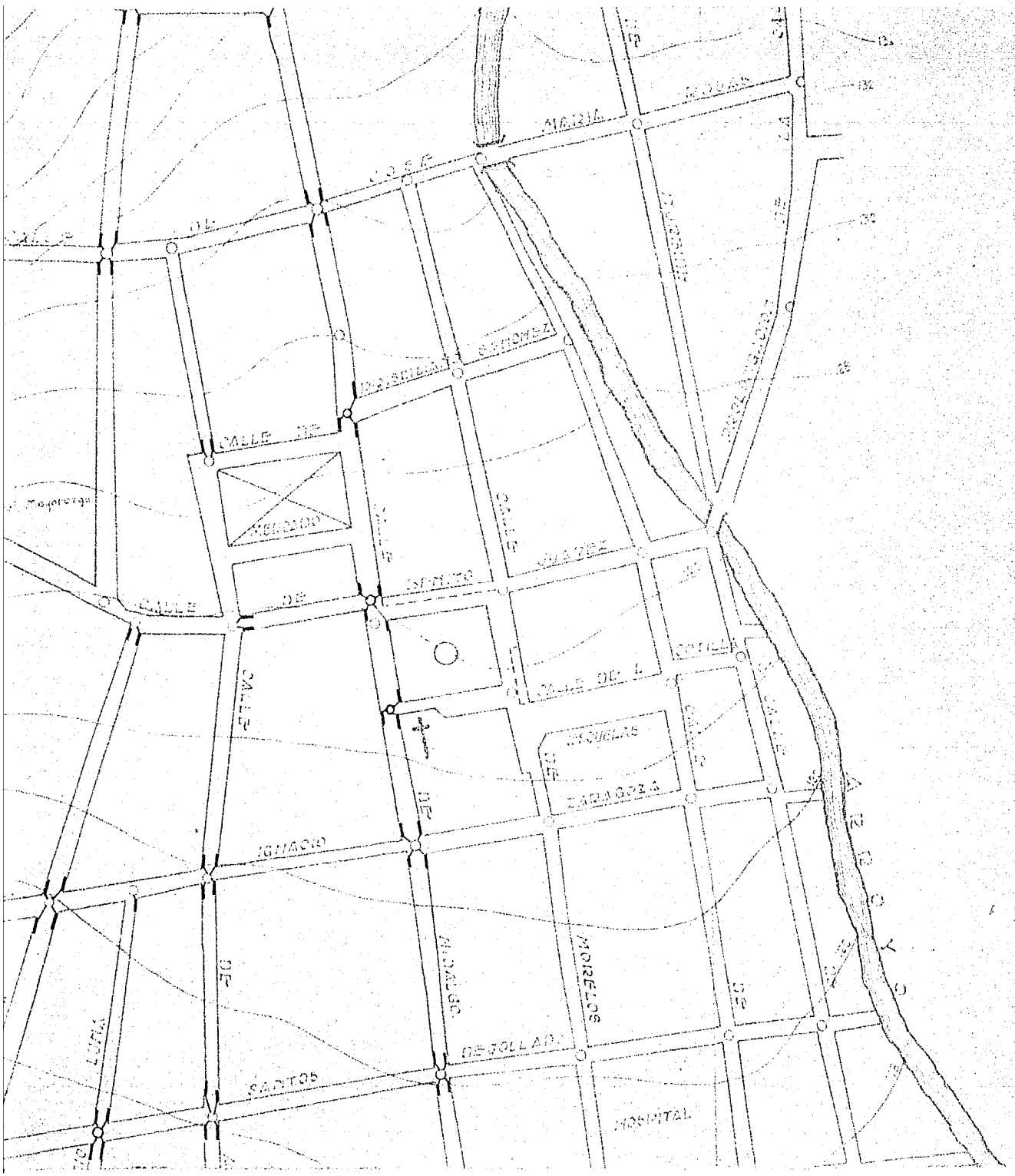
PLANO DE LA POBLACION DE ATOTONILCO EL ALTO

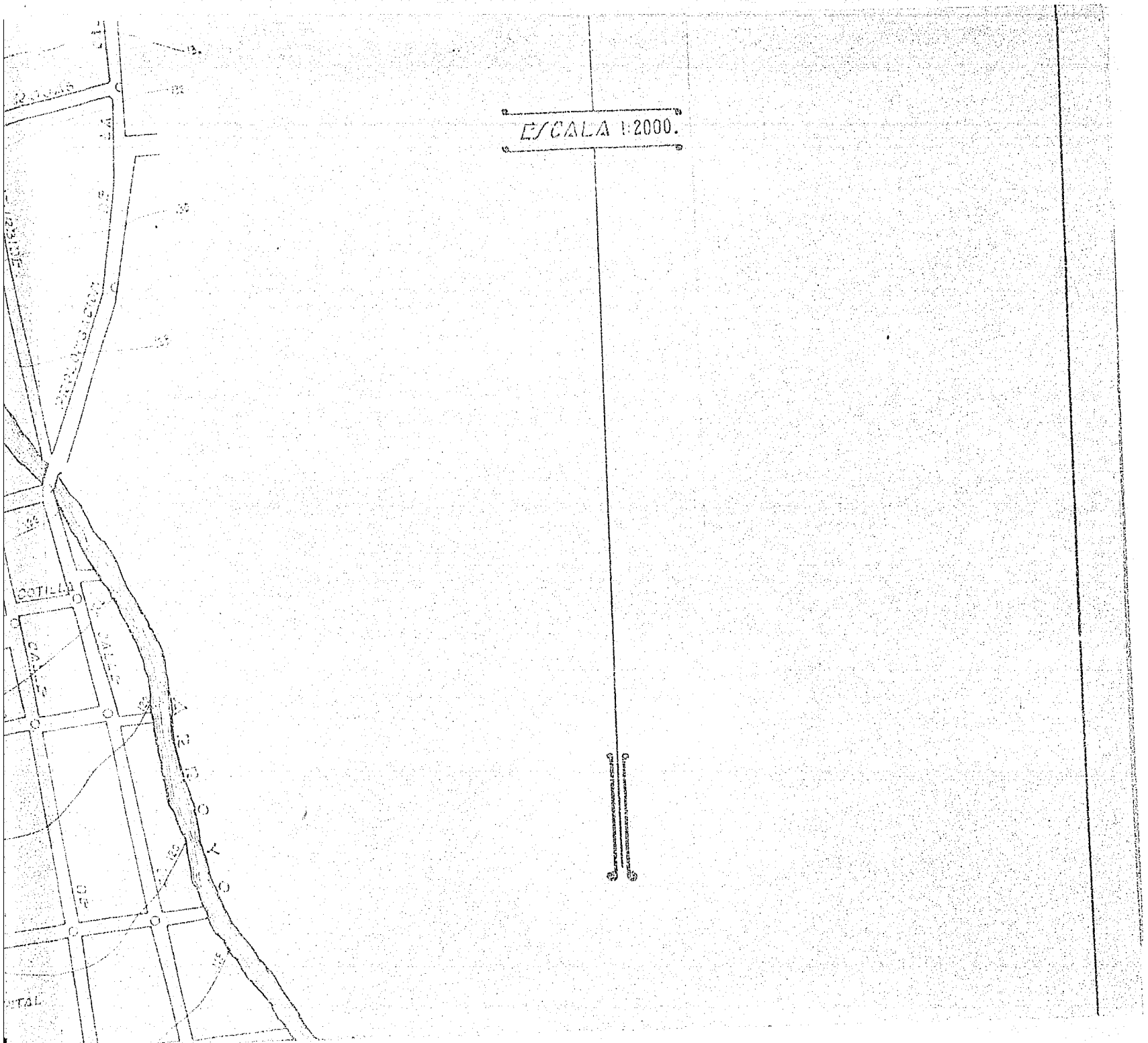

MOLINO DEL REFU
HUERTAS
ZONA
PARQUE
DEL RIO
PROXIMAMENTE
URBANIZABLE

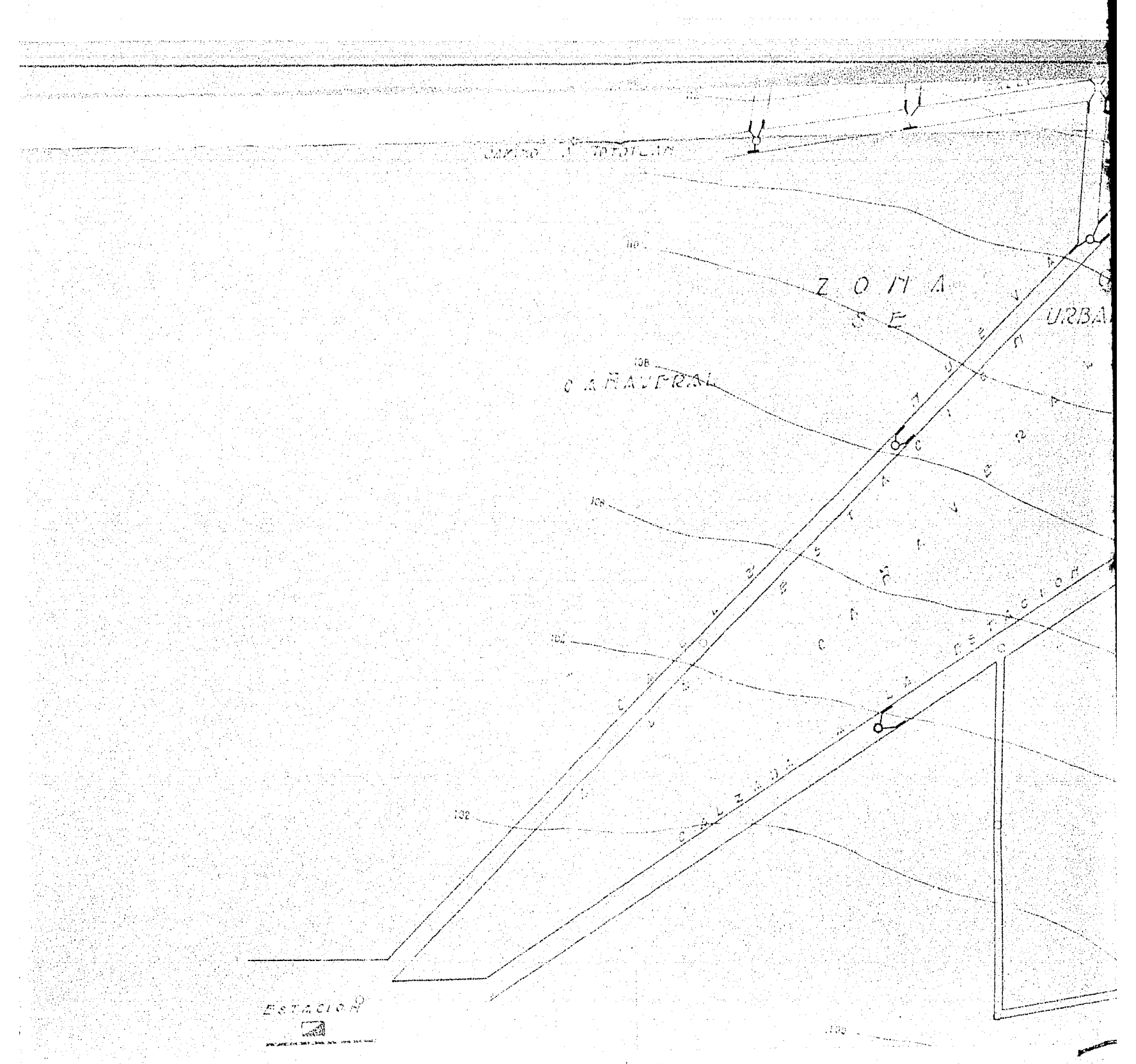
L DE
L ALTO

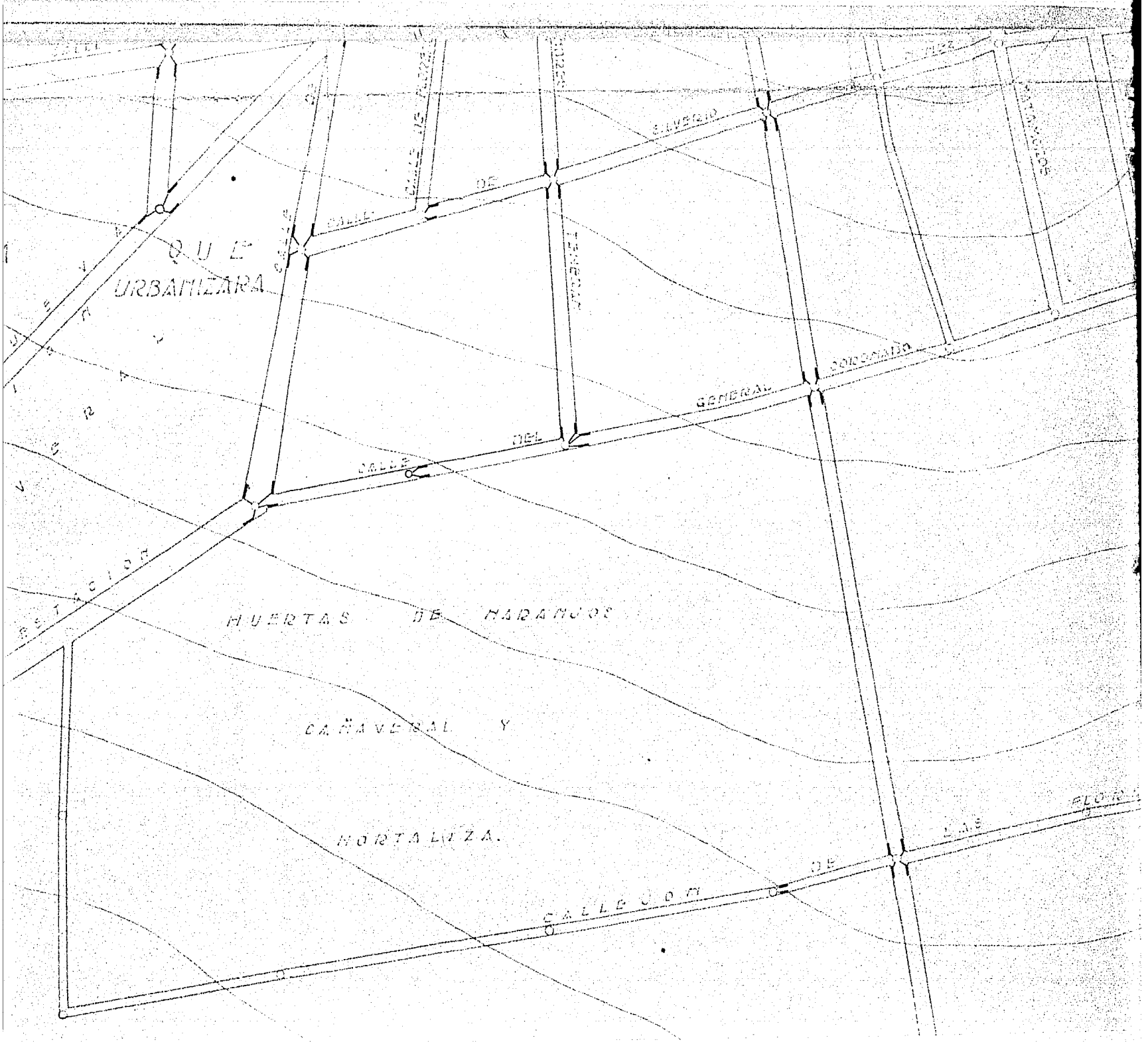

E R T A S.
LE DE LA ROCA ROAD
CANTERA
LA ROCA DE

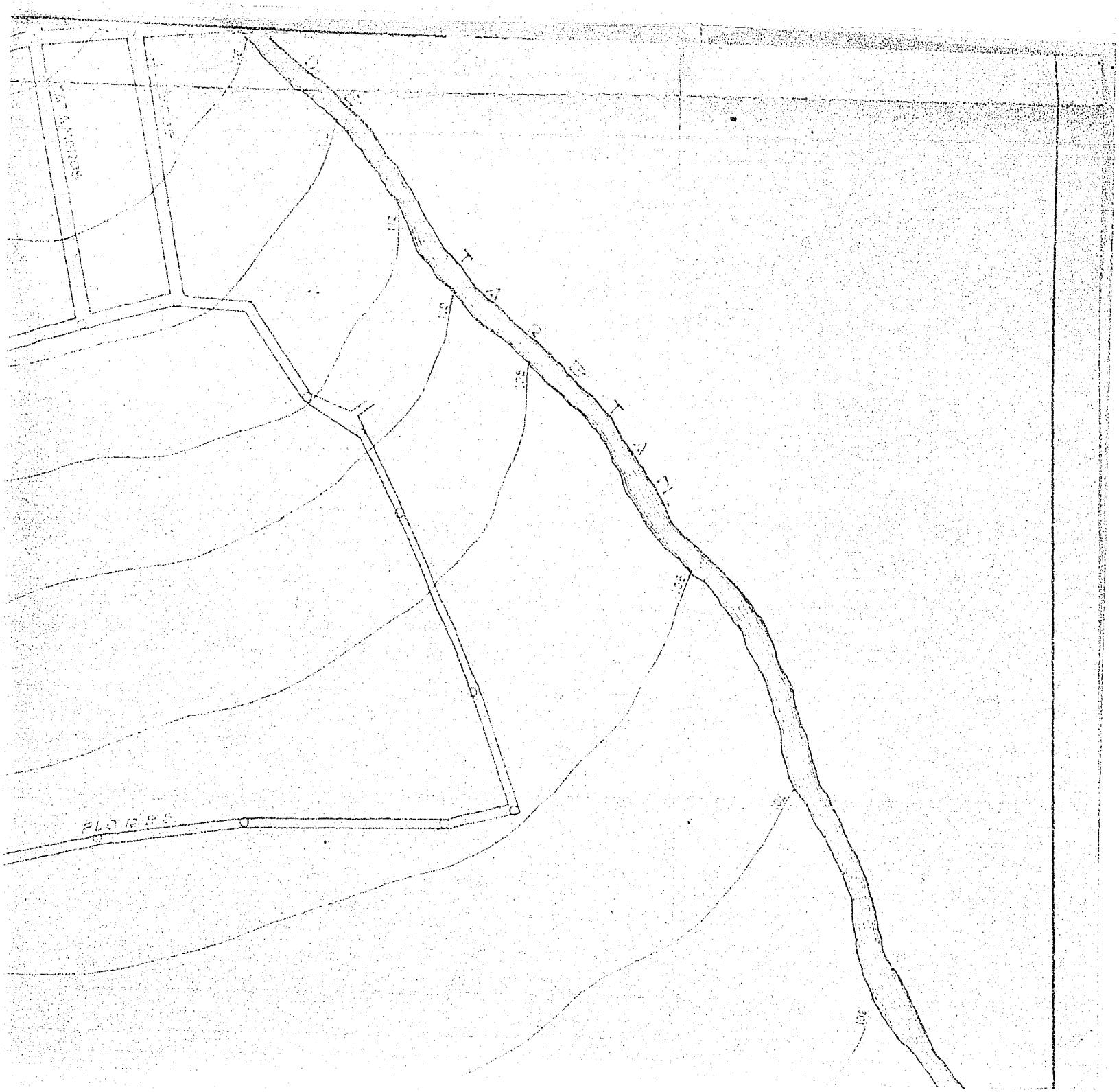

HUERTAS
Trapiche del Maquenzo
MERCADO
CALLE DE
CALLE DE LOS POZOS
CALLE DE LA CRUZ
CALLE DE IGNACIO
CALLE DEL GRAL.
CALLE ALEGRIA
CALLE DEL MUSEO
CALLE DE LOS PINOS
CALLE DE LOS SANTOS
CALLE DE OCCI
150
140
138
136
134
132
130
128
126
124
122
120
118
116


CALLE DE
MARIA
ROSARIO
CARMEN
CALLE DE
ROSARIO
CALLE DE
SOLEDAD
CALLE DE
SOLEDAD
CALLE DE
CALLE DE
ZARAGOZA
IGUALDAD
CALLE DE
HIDALGO
MORELOS
CALLE DE
LUNA
SANTOS
DE SOLLANO
HOSPITAL


ESCALA 1:2000.


ZONA
U.RBA
CANAVERAL
ESTACION

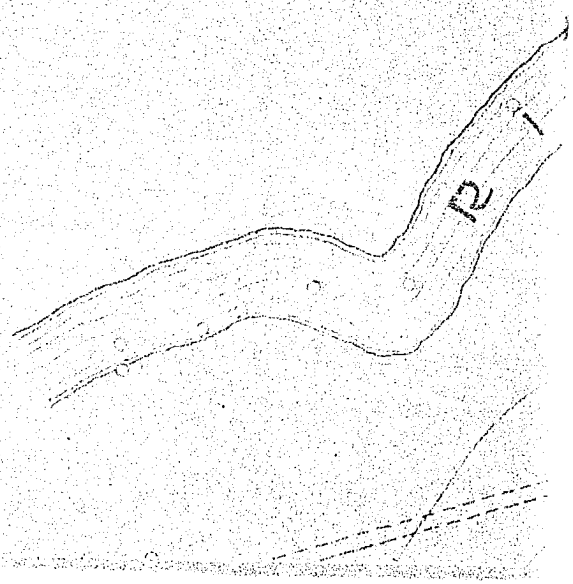

CALLE
DE
SILVERIO
CALLE
DE
TENERIAS
CALLE
DE
GENERAL
SOLDEVILA
QUE
URBANIZARA
HUERTAS DE HARANCOS
CAÑAVERAL Y
HORTALIZA.
CALLE DE

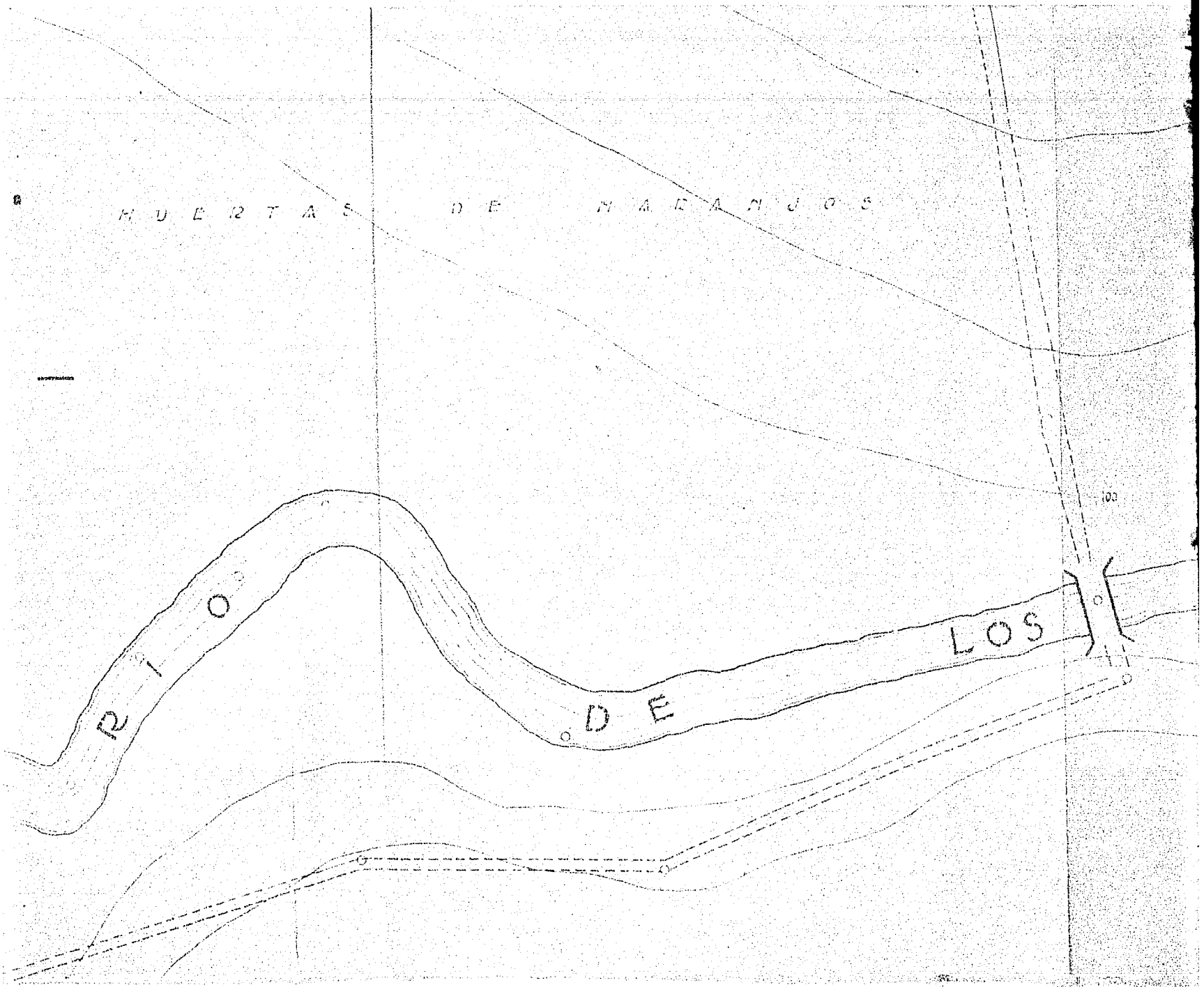

PLOTTER

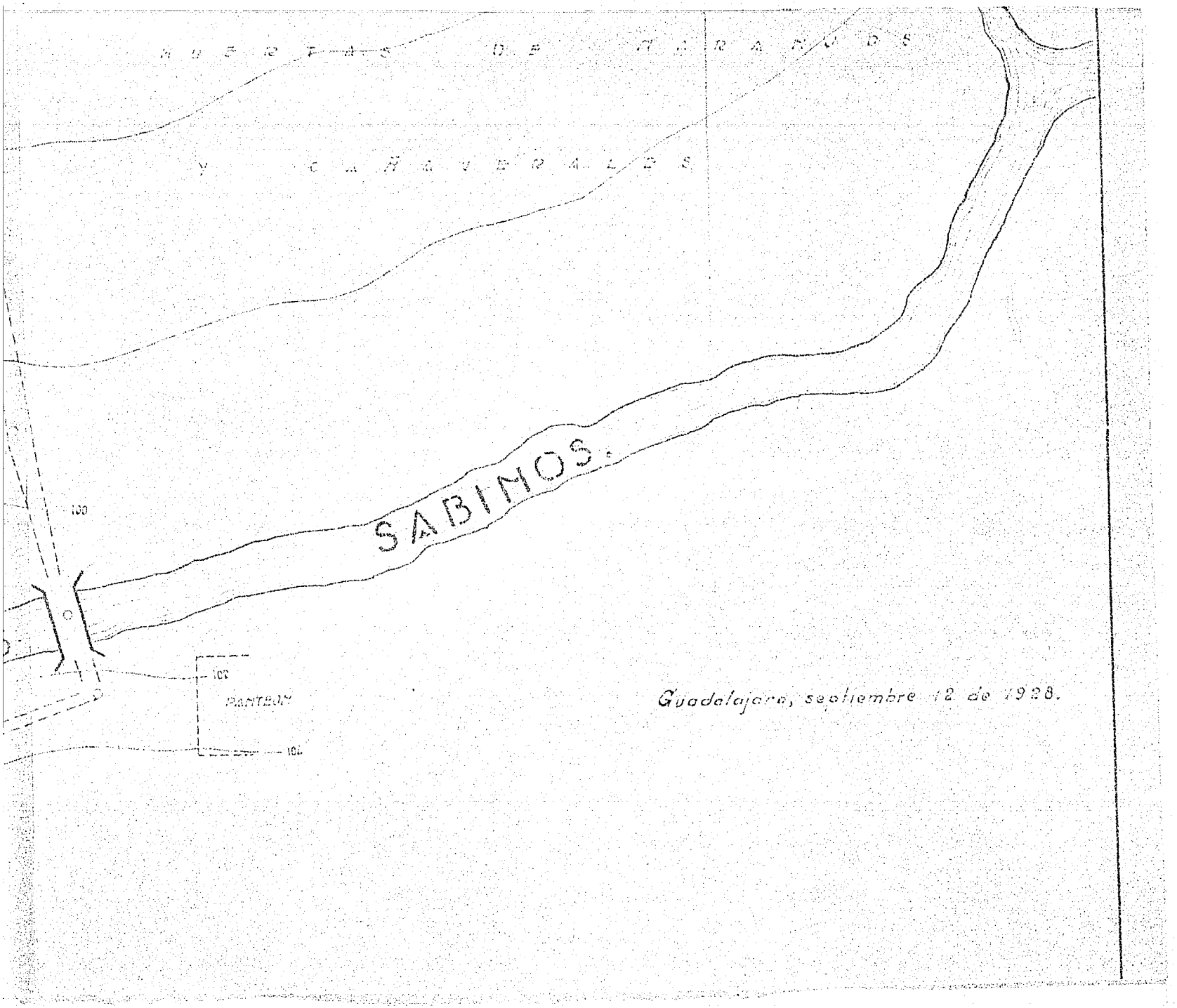
TESIS PROFESIONAL.

— Gonzalo Mendez. —

— Facultad — Nal. — de — Ingeniería. —



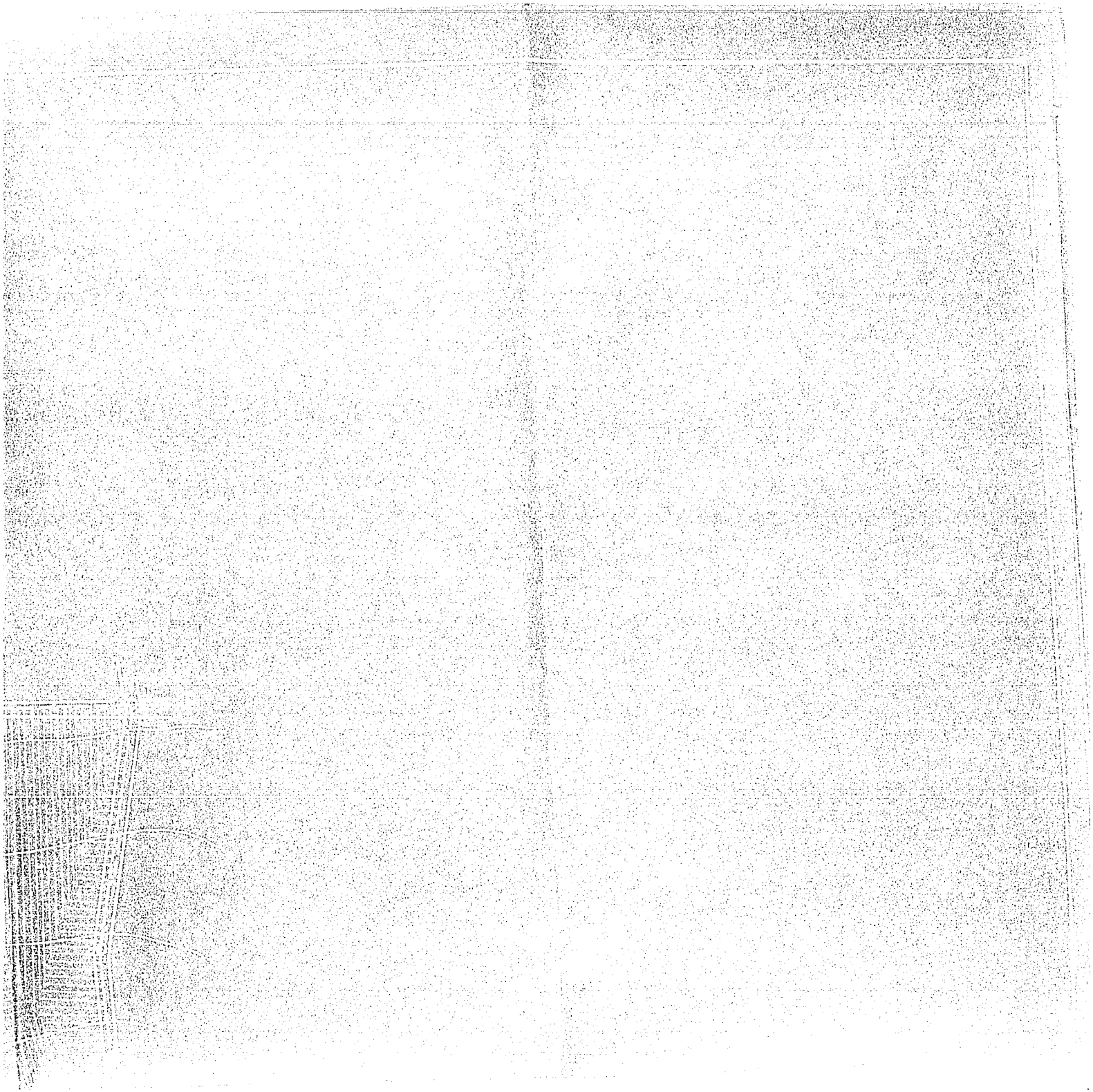

HUERTAS DE MANZANOS
RIO
DE
LOS

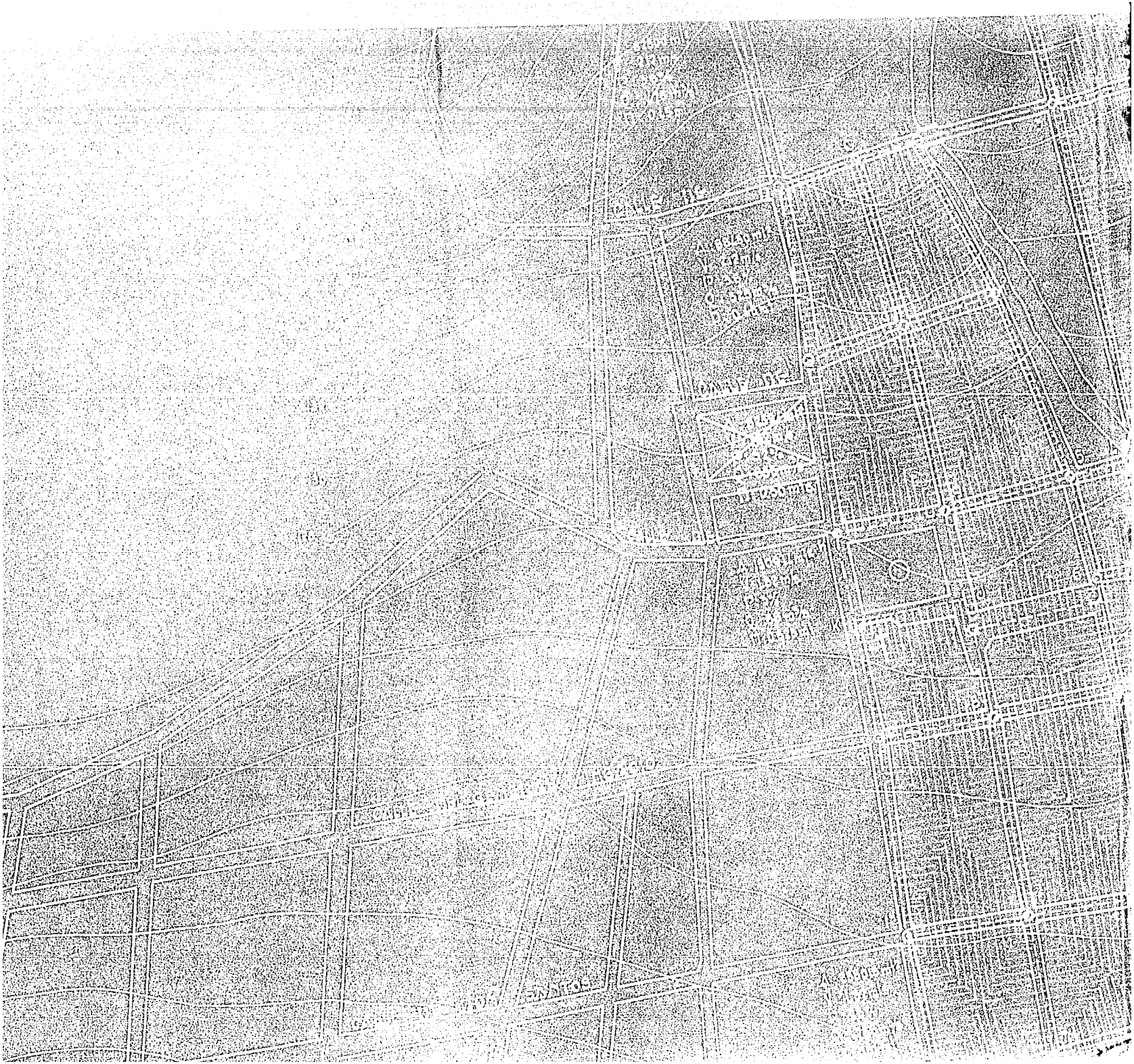


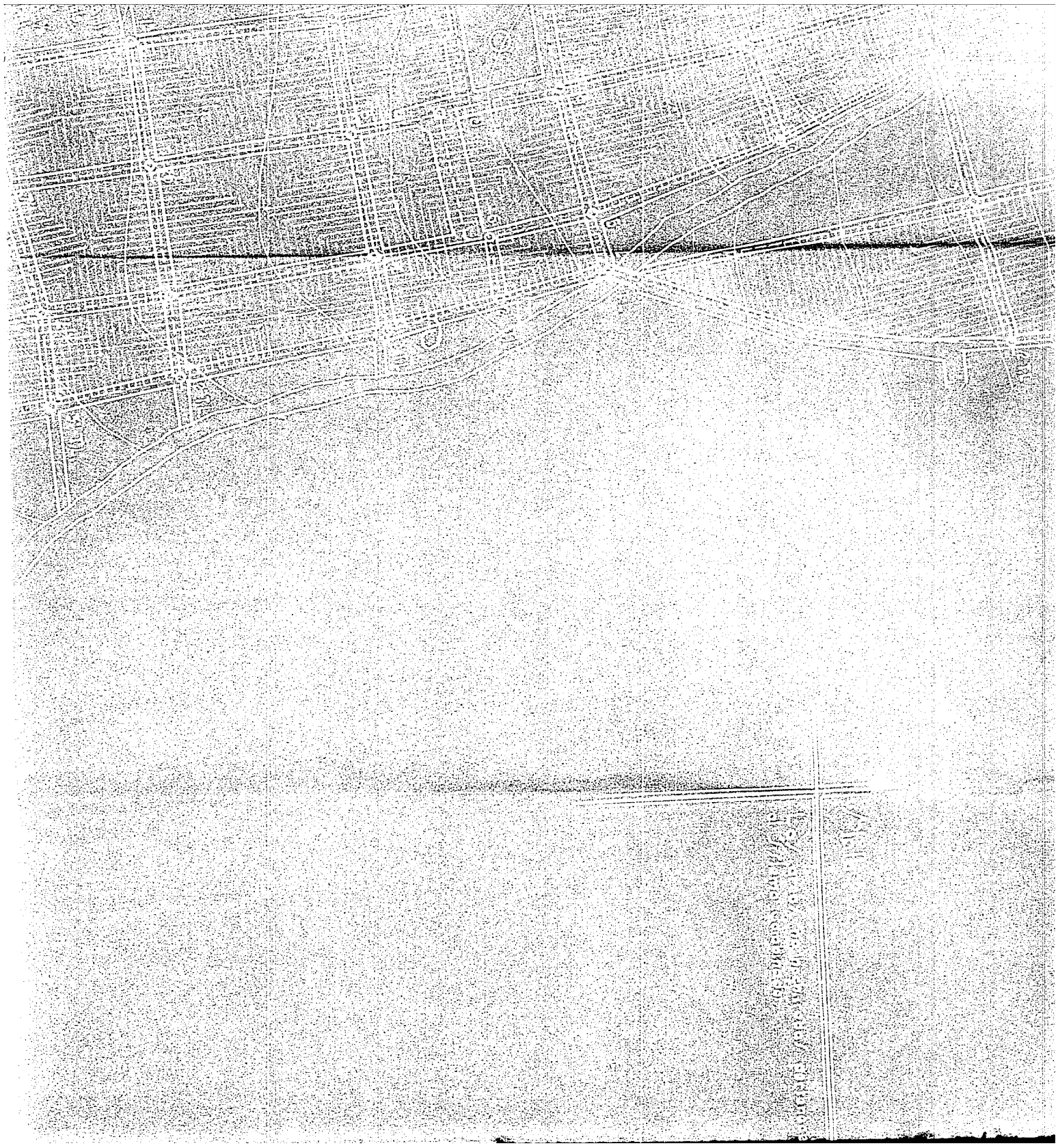
Guadalajara, septiembre 12 de 1928.

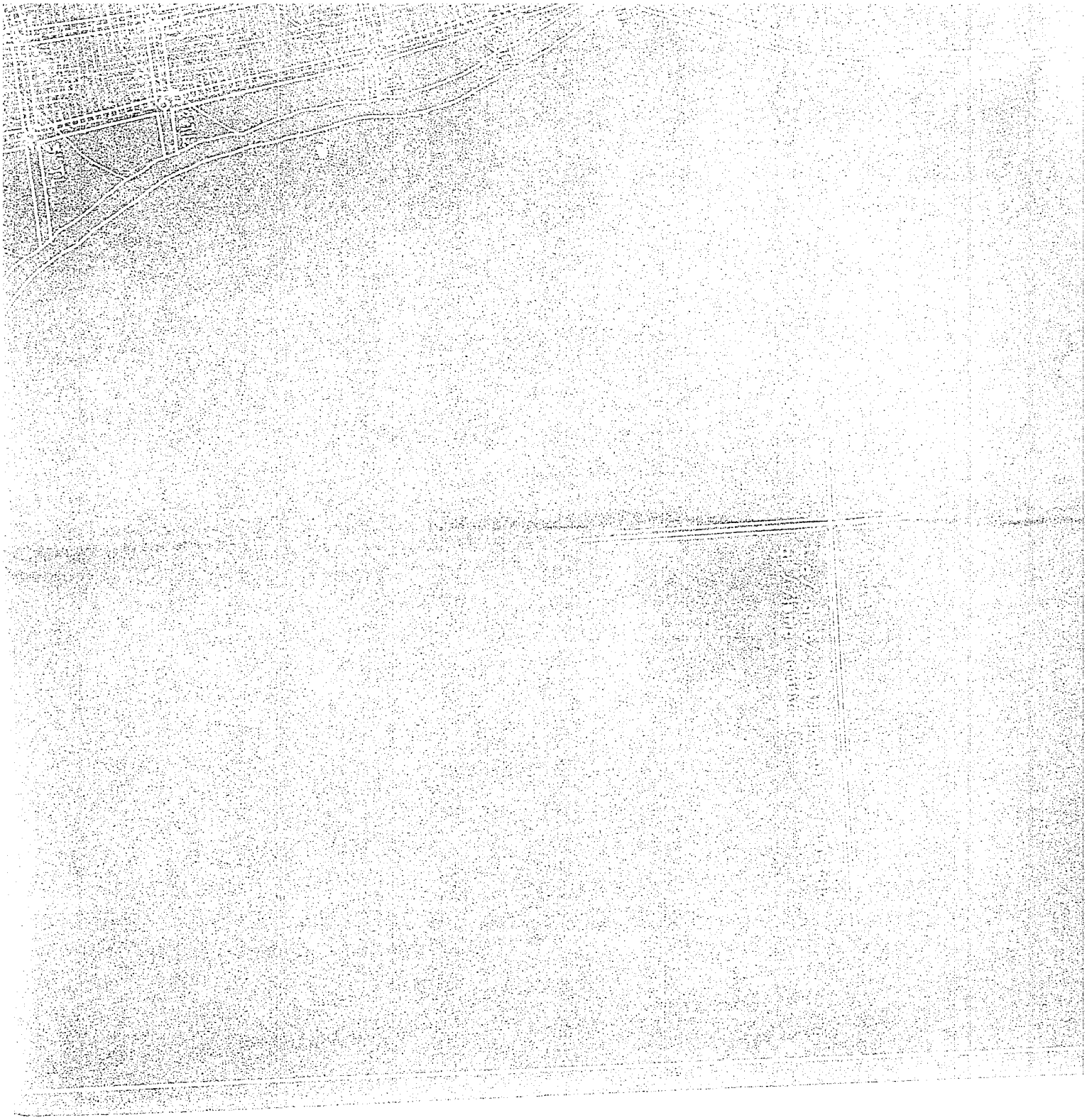
PLANO DE LA POBLACIÓN DE ATOTONILCO EL ALTO

MOSTRANDO RED DE ALCANTARILLADO









das de izquierda a derecha,

c es el valor de las cargas concentradas en cada rueda,

d es el tipo de la disposición de las ruedas de la carga Cooper E-60,

e es el espaciamiento entre los ejes de las ruedas anteriores,

f es la suma progresiva de los espaciamientos anteriores de izquierda a derecha,

g es la suma progresiva de dichos espaciamientos de derecha a izquierda,

las cantidades superiores a la línea gruesa quebrada son los momentos de cada una de las ruedas con relación a cualquiera de las ruedas consideradas a la derecha, y

las cantidades inferiores a dicha línea son los momentos de cada una de las ruedas con relación a cualquiera de las ruedas consideradas a la izquierda.

Punto extremo zA.---La posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro de elección cuando la rueda 4 está colocada en "n", ver fig. 27, lám. 6, es que se tiene:

Carga unitaria media en el puente=

$[220+(200.084-0.417-01.)8]1000/200.084 = 3353.8$ lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el recuadro "za" =

$(80\times1000)/20.417 = 3406.8$ lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "n", resulta:

$R_z = [24542+4800\times173.174+(3\times173.174^2)/2]1000/200.084 =$

$R_z = (24542+773709+44000)1000/200.084 = 403139$ lbs. para la reacción en "z" y tomando momentos alrededor de "z" resulta:

$r_z = 720\times1000/20.417 = 27839$ lbs. para la reacción en "z".

Entonces, el máximo esfuerzo cortante en el recuadro "za" es:

$R_z - r_z = 403139-27839 = 375374$ lbs.

Este multiplicado por 800 nos dará el esfuerzo máximo de carga viva en el poste extremo "zA", por tanto:

P = 4.0874 x 1.42 =+14064 lbs. *Compresión máxima.*

Cuando ocurre este esfuerzo la carga se extiende desde la rueda "1" hasta "n", de manera que "L" para Impacto vale:

L = 200.304-20.41715 = 282.167', de donde:

$I = \left[1.2/(282.167+150)\right] 14064 = +4.4707$ lbs., para el esfuerzo de Impacto en el poste extremo"A".

Diagonal Ab.---La posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda 5 está colocada en "b", ver fig. 38, lám. 6, en que se tiene:

Carga unitaria media en el puente =

$\left[45+(250.304-35.434-0.1)7\right] 1000/800.864 = 2030$ lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el recuadro "ab" $\times(1+\frac{a}{s})=$

$(60/20.417)(1+20.417/30.767) = 3070$ lbs./pie lineal.

Para esta última fórmula se aplica el principio que dice que: La carga unitaria media sobre el puente es igual a la carga unitaria media en el recuadro de que se trata multiplicada por $(1+a/s)$ cuando se efectúa el esfuerzo máximo en la diagonal del recuadro considerado, y en que:

a es la distancia del extremo izquierdo del puente al principio del recuadro considerado y

s es la distancia del extremo izquierdo del puente al punto de intersección de la prolongación de las cuerdas inferior y superior en el recuadro considerado.

Como este mismo principio va a seguirse aplicando al encontrar el esfuerzo máximo en cada una de las diagonales del puente consignamos las distancias s, s', s" y s"' en la fig. 47, lám. 6, y que se obtienen como sigue:

$s = \overline{a1}.\cot g\,\ell_1 - a = (31x2.7205)-20.417 = 50.958'$,

$s' = \overline{b5}.\cot g\,\ell_1 - a = (40.401x2.7144)-(2x20.417) = 67.529'$,

$s'' = \overline{c6}.\cot g\,\ell_1 - a = (47.508x2.9731)-(2x25.417) = 105.990'$,

$x' = \overline{ab} \cdot \cot g \varphi_3 - a = (32.333 \times 11.1333) - (4 \times 30.417) = 477.156'$.

Tomando momentos alrededor de "a", resulta:

$R_2 = \left[24000 + 600 \times 141.75 + (7 \times 141.75^2)/2 \right] 1000 / 200.584 = 200000$ lbs.

para la reacción en "a", y tomando momentos alrededor de "b" de las fuerzas que obran a su izquierda, resulta:

$R_5 = \left[(200000 \times 2 \times 30.417) - 240000 \right] / 40.691 = 509310$ lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior AB la que multiplicada por $tg \varphi$ da:

$V_5 = 509310 \times 0.350 = 192470$ lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior AB.

Tomando momentos alrededor de "b" de las cuatro a su izquierda

$R_a = 240000 / 2 \times 30.417 = 15060$ lbs. para la concentración en "b".

Proyecciones verticales en equilibrio en la sección 1-2:

$\Sigma_z = R_a - V_5 - V_4 = 0$, de donde:

$V_4 = 200000 - 15060 - 192470 = 200504$ lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la diagonal Ab, que por eso da:

$V_4 = 200504 \times 1.7320 = 347460$ lbs. para el esfuerzo máximo de Carga Viva en la diagonal "Ab", de Tensión.

Cuando ocurre este esfuerzo la carga se extiende desde la rueda 1 hasta "r", de manera que L para Impacto vale:

$L = 200.584 - 2 \times 30.417 + 15 = 250.750'$, de donde:

$I = \left[125 / (250.750 + 150) \right] \times 347460 = 108450$ lbs. para el esfuerzo de Impacto en la diagonal Ab.

Punto intermedio b5.---La posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda 2 está colocada en "e", ver Fig. 39, lám. 6, en que se tiene:

Carga unitaria rodón en el puente:=

$\left[480 + (250.750 - 79.501 - 101) 5 \right] 1000 / 200.584 = 3600$ lbs./pie lineal.

Carga unitaria rodón en el recuadro "be" $* (1 + \frac{a}{5}) =$

$(30/2 \times 30.417)(1 + 2 \times 2.834 / 60.850) = 2130$ lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "n" resulta:

$R_z = \left[24546+420\times110.355+(3\times110.355^2)/2\right]1000/200.384 = 322080$ lbs.

para la reacción en "z", y tomando momentos alrededor de "c" de la rueda 1 a su izquierda, resulta:

$r_b = 120000/80.417 = 4545$ lbs. para la concentración en "b".

Tomando momentos alrededor de "b" de todas las fuerzas a su izquierda, resulta:

$R_z \times 80.834 - S_5 \times 40.481 = 0$. de donde:

$S_5 = 322080\times80.834/40.481 = 403371$ lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior AE, que multiplicada por $tg\,\varphi$ da:

$V_5 = S_5 . tg\,\varphi = 403371\times0.3580 = 144770$ lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior AB.

Proyectamos verticales en equilibrio en la sección 4-4:

$R_z - r_b - V_5 - P_6 = 0$, de donde:

$P_6 = R_z - r_b - V_5 = 322080-4545-144770 = +172747$ lbs. para el esfuerzo máximo de Compresión de Carga Viva en el poste BE.

L para Impacto vale:

$L = 200.384-70.891+^{o} = 210.333'$, de donde:

$I = \left[15/(210.333+125)\right] = 172747 = +71307$ lbs, para el esfuerzo de Impacto en el poste BE.

Diagonal Bc.---La posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda 3 está colocada en "c", ver Fig. 40, Lám. 6, en que se tiene:

Carga unitaria media en el puente:

$\left[424+(200.384-70.891-20)\right]1000/200.384 = 2060$ lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el recuadro "bc"$\times\left(1+\frac{a}{s}\right)=$

$(60/80.417)\times(1+80.834/97.833) = 5000$ lbs./ pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "n" resulta:

$R_z = \left[24546+420\times110.355+(3\times110.355^2)/2\right]1000/200.384 = 322814$ lbs.

para la reacción en "a", y tomando momentos alrededor de "c" de las ruedas a su izquierda, resulta:

R_b = 248000/20.417 = 12150 lbs. para la concentración en "b".

Tomando momentos alrededor de "a" de todas las fuerzas a la izquierda de la sección f-f, resulta:

M_8=(322814x79.281)- 248000/47.583 = 5202?6 lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior BC, -- que multiplicada por $t_g\,\phi$ da:

V_8 = 520?06x0.2802 = 145?80 lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior BC.

Proyecciones verticales en equilibrio en la sección f-f:

$R_z - R_b - V_8 - V_q = 0$, de donde:

V_q = 322814-12150-145?80 = 165?68 lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la diagonal Bc, que multiplicada por -- sec θ_1 da:

$V_q = V_q \cdot \sec\theta_1$ = 1?5?68x1.1941 =-197918 lbs. para el esfuerzo -- máximo de tensión de Carga Viva en la diagonal Bc.

E para Impacto vale:

E = 250.384-79.281+15 = 224.553', de donde:

I = [15/(224.553+150)] x 197918 =-37784 lbs. para el esfuerzo de Impacto en la Diagonal Bc.

Poste Intermedio Cc.----La posición de Carga que hace máximo el - esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda "2" está colocada en "A", ver Fig. 41, Lám. 6, en que se tiene:

Carga unitaria media en el puente =

[400+(250.384-105.685-101)8] 1000/250.384 = 2550 lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el ramadre "cd" x (1+$\frac{a}{s}$)=

(50/20.417)x(1+79.281/97.583) = 3060 lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "b" resulta=

R_z = [24240+450x82.810+(32?0.810)/2] 1000/250.384 = 243545 lbs.

para la reacción en "c" y tomando momentos alrededor de "d" de la rueda 1 a su izquierda, resulta:

R_c = 120000/26.417 = 4543 lbs. para la concentración en "c".

Tomando momentos alrededor de "e" de todas las fuerzas a la izquierda de la sección 8-8, resulta:

H_8 = 243645x70.833/67.500 = 400042 lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior BC, que multiplicada por tg φ da:

V_8 = 400042x0.2499 = 100007 lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior BC.

Proyecciones verticales en equilibrio en la sección 7-7:

$R_z - R_c - V_8 - F_{11} = 0$, de donde:

F_{11} = 243645-4543-100007 = +139095 lbs. para el esfuerzo de compresión máxima de Carga Viva en el Poste Intermedio 6c.

I para Impacto vale:

I_1 = 290.334-105.000+8 = 193.916', de donde:

i = [150/(150.916+150)] x 120000 = +59549 lbs. para el esfuerzo de Impacto en el Poste Intermedio6c.

Diagonal 6d.---La posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda 2 está colocada en "d", ver fig. 42, lám. 6, en que se tiene:

Carga unitaria media en el puente =

[426+(290.334-105.000-101)]1000/290.586 = 2530 lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el pedazo "cd" x $(1+\frac{a}{s})$ =

(60/2'.417)x(1+70.833/105.000) = 1680 lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "n" resulta:

R_z = [2x4+4x2+1.814+(2x2+.917)/2]1000/290.586 = 243645 lbs. para la reacción en "c", y tomando momentos alrededor de "d" de la rueda 1 a su izquierda, resulta:

R_c = 120000/26.417 = 4543 lbs. para la concentración en c.

Tomando momentos alrededor de "d" de todas las fuerzas a la izquierda de la sección 7-7, resulta:

H_{12}= (2.1724(3x10'.,138)-120000/32.733 = 490081 lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior CD, que multiplicada por $t_2/_2$ da:

V_{12}= 4900(120.1704 = 87917 lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior CD.

Proyectando verticales en equilibrio en la sección 7-7:

$V_2 - P_c - V_{12} - V_{13} = 0$, de donde:

V_{13} = 2(3903-3543-87917 = 151565 lbs, para la componente vertical del esfuerzo en la diagonal Cd, que multiplicada por sec θ_2 da:

$F_{13} = V_{13}$.sec θ_2 = 151565x1.1477 =-173137 lbs. para el esfuerzo máximo de tensión de carga Viva en la Diagonal Cd.

L para impacto vale:

L = 320.784-100.008+8 = 102.816 de donde:

I = $\left[1.5/(102.816+150)\right]$ x 173137 =-60906 lbs. para el esfuerzo de impacto en la Diagonal Cd.

Poste Intermedio Bb.---La posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda 2 está colocada en "c", ver Fig. 46, lám. 8, en que se tiene:

Carga unitaria media en el punto =

$\left[4P'+(320.784-132.008x.201)3\right]1000/320.584$ = 2080 lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el rectangulo "de" $\times(1+\frac{a}{3})$ =

(20/24.417)x(1-105.408/105.000)= 1780 lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "a", resulta:

$R_2 = \left[24348+420x37.392+(2x37.408^2)/2\right]1000/320.584$ = 190685 lbs. para la reacción en "a" y tomando momentos alrededor de "c" de la rueda 1 a su izquierda, resulta:

x_d = 120000/30.417 = 4048 lbs. para la concentración en "d".

Tomando momentos de todas las fuerzas a la izquierda de la sección 8-8, alrededor de "d", resulta:

H_{12}= 1000x105.000/22.333 = 470300 lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior CD, que multiplicada por $tg\,\phi_2$ da:

V_{12}= 470300x0.1714 = 67318 lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior CD.

Proyectando verticales en equilibrio en la sección 8-8:

$D_2 = r_d - V_{12} - V_{14} = 0$, de donde:

V_{14}= 180000-45443-67318 =+113970 lbs. para el esfuerzo de Compresión máxima de Carga Viva en el Poste Intermedio Dd.

L para Impacto vale:

L = 200.804-150.085+0 = 108.600', de donde:

I = $\left[108/(125.400+125)\right]113970$ =+82613 lbs. para el esfuerzo de Impacto en el Poste Intermedio Dd.

Diagonal De.---La posición de Carga que hace máximo el esfuerzo en esta Diagonal se obtiene cuando la rueda 5 está colocada en "e", ver Fig. 44, lám. 4, en que se tiene:

Carga unitaria media en el puente =

$\left[420+(200.804-150.085-30)\right]1000/200.804$ = 2730 lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el recuadro "de" $\times\left(1+\frac{a}{s}\right)$ =

$(60/22.417)\times(1+105.000/477.119)$ = 2770 lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "e", resulta:

$R_2 = \left[24840+420\times12.000+(3\times77.400)/2\right]1000/200.804$ = 166200 lbs. para la reacción en "2" y tomando momentos alrededor de "e" de las ruedas que se encuentran a su izquierda, resulta:

r_d = 245000/22.417 = 11000 lbs. para la concentración en "d".

Tomando momentos alrededor de "e" de todas las fuerzas a la izquierda de la sección 8-8, resulta:

H_{17}= (166200x150.085)-245000/64.765 = 407568 lbs. para la com-

ponente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior H_{17}, que multiplicada por $tg\,\theta_3$ da:

$V_{17} = 41756 \times 0.0988 = 41257$ lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior DE.

Proyecciones verticales en equilibrio en la sección 6-6;

$R_z - r_d - V_{17} - V_{16} = 0$, de donde:

$V_{16} = 180000 - 13000 - 41257 = 141813$ lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la diagonal De, que multiplicada por $\sec\theta_3$ da:

$S_{16} = V_{16} \cdot \sec\theta_3 = 141813 \times 1.1808 = 158157$ lbs. para el esfuerzo máximo de tensión de carga viva en la diagonal De.

I para Impacto vale:

I = 290.384-150.008+15 = 171.492', de donde:

$I = \left[165/(171.492+150)\right] \times 158157 = 81185$ lbs. para el esfuerzo de Impacto en la diagonal De.

Punto Intermedio De.----Ya posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda 2 está colocada en "f", ver Fig. 46, lám. ', en que se tiene:

Carga unitaria media en el punto =

$\left[480+(290.384-150.008-10)5\right] 1000/290.384 = 1790$ lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el recuadro "ce" $\times \left(1+\frac{a}{s}\right) =$

$(80/80.417) \times (1+102.083/477.150) = 1200$ lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "n" resulta:

$R_z = \left(2424+480 \times 11.083+(1200 \times 11.083^2)/2\right] 1000/290.384 = 139025$ lbs.

para la reacción en "z" y tomando momentos alrededor de "f" de la rueda 1 a su izquierda, resulta:

$r_e = 120000/80.417 = 4545$ lbs. para la concentración en "e".

Tomando momentos alrededor de "b" de todas las fuerzas a la izquierda de la sección 10-10, resulta:

$H_{17} = 139025 \times 139.083/64.705 = 298617$ lbs. para la componente

horizontal del esfuerzo en la cuerda superior DE, que multiplicada por b_2/b_3 da:

V_{17} = 32.017x0.6250 = 20179 lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior DE.

Proyecciones verticales en equilibrio en la sección 10-10:

$E_2 - V_{18} - V_e - V_{17} = 0$, de donde:

V_{18} = 15000-4548-20876 =+101576 lbs. para el esfuerzo de compresión máxima de Carga Viva en el Poste Intermedio Be.

L para Impacto vale:

L = 200.334-150.302+3 = 140.032', de donde:

I = $\left[150/(140.032+150)\right]$ x 101576 =+37566 lbs. para el esfuerzo de Impacto en el Poste Intermedio Be.

Diagonal Ef.---Puesto que la cuerda superior EF es paralela a la cuerda inferior ef, la Diagonal Ef llevará todo el esfuerzo cortante máximo en el recuadro ef cuando la carga se mueve sobre el puento partiendo de la derecha, y entonces el esfuerzo cortante máximo se encuentra en el recuadro ef ---- cuando la carga unitaria media sobre el puente es igual a la carga unitaria media en el recuadro. Por consiguiente:

La posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda 5 está colocada en "f", ver fig. 4ª, lám. 6, en que se tiene:

Carga unitaria media en el puente=

$\left[490+(200.334-150.302-0f)5\right]1000/200.334$ = 1840 lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el recuadro "ef"=

40/sec.417 = 2880 lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "m", resulta:

$E_2 = \left[24547+480x0.0f+(9x0.0f^2)/2\right]1000/200.334$ = 144088 lbs.

para la reacción en "s" y tomando momentos alrededor de "f" de las ruedas que se encuentran a su izquierda, resulta:

r_e = 745000/26.417 = 15080 lbs. para la concentración en "e". Entonces, para el esfuerzo cortante máximo en el recuadro es $R_z - r_e$ = 144858-15080 = 131078 lbs. que se supone está llevado totalmente por la Diagonal 2', de manera que este esfuerzo cortante es evidentemente la componente vertical del esfuerzo en la diagonal 2', esto es:

V_{21} = 131078 lbs., lo que multiplicado por sec θ_4 da:

$F_{21} = V_{21} \cdot \sec \theta_4$ = 131078x1.1106 =-145607 lbs. para el esfuerzo máximo de Tensión de Carga Viva en la Diagonal 2'.

L para Impacto vale:

L = 290.594-156.702+13 = 146.892', de donde:

I = $\left[146/(146.892+150) \right]$ x 145607 =-71363 lbs. para el esfuerzo de Impacto en la Diagonal 2'.

Atirantador (Counter) 3d.----Para encontrar el esfuerzo máximo en este miembro aplicamos el principio que dice que: La carga-uniforme media en el puente es igual a la carga uniforme media en el recuadro de que se trata multiplicada por $(a+c)/(L+c)$ cuando se efectúa el esfuerzo máximo en el Atirantador ó Contra-Diagonal, en que:

a es la distancia del extremo izquierdo del puente al fin del recuadro considerado y

c es la distancia del extremo izquierdo del puente al punto de intersección de la prolongación de las cuerdas superior é inferior del recuadro de que se trata, ver fig. 47, lám. 6. Según esto, la posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda 5 está colocada en "A", ver fig. 48, lám. 6, en que se considera que el tren de carga entra al puente de izquierda a derecha, es decir, en sentido contrario al considerado para calcular todos los esfuerzos de los miembros anteriores, en que se supuso que

entrabe de derecha a izquierda. Se tendrá entonces que:

Carga unitaria media en el puente =

$\left[420+(105.000-96)x\right]1000/200.524 = 1570$ lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el recuadro por $(a+c)/(L+c)$ =

$(60/25.417)(132.005+477.159)/(190.524+477.159) = 1900$ lbs./'.

Tomando momentos alrededor de "a" resulta:

$R_m = \left[24566+420x9.000+(5x0.900^2)/2\right]1000/200.524 = 20127$ lbs.

para la reacción en "m" y tomando momentos alrededor de "d" de las cuadro a su derecha, resulta:

$x_e = 248000/25.417 = 15000$ lbs. para la concentración en "e".

F_{16}^{1} es igual y opuesto al esfuerzo de Carga Muerta en la Diagonal D6 y vale 01134 lbs. Su componente vertical vale:

$V_{16}^{1} = F_{16}^{1}.\cos\theta_3 = 01134x0.7937 = 18866$ lbs.

Tomando momentos alrededor de "d" de todas las fuerzas a la derecha de la sección 12-12, resulta:

$H_{17} = (20127x7-15000-18866)20.417/82.333 = 334160$ lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior D7 que multiplicado por $tg\,\theta_3$ da:

$V_{17} = 334160x0.6293 = 30006$ lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior D7.

Proyecciones verticales en equilibrio en la sección 12-12:

$R_m - x_e - V_{16}^{1} + V_{17} - V_{22} = 0$, de donde:

$V_{22} = 20127-15000-18866+30006 = 37267$ lbs. para la componente vertical del esfuerzo en el Atiezador E4, que multiplicada por $\sec\theta_4$ da:

$F_{22} = V_{22}.\sec\theta_4 = 37267x1.1105 = 107048$ lbs. para el esfuerzo máximo de Carga Viva en el Atiezador E4.

Cuando este esfuerzo máximo se efectúa el claro está cargado desde la rueda 1 hasta "a", de manera que L para Impacto vale $L = 9.667+96+13 = 118.667'$, de donde:

I = 165x107048/(113.568+150) = 68295 lbs. para el esfuerzo de Impacto en el Atiezador 7d.

Atiezador (Counter) De.---La posición de carga que hace máximo el esfuerzo en este miembro se efectúa cuando la rueda 5 -- está colocada en "e", ver fig. 49, lám. 9, en que se tiene:

Carga unitaria media en el puente =

307.5/290.784 = 1060 lbs./pie lineal.

Carga unitaria media en el pasadre por (a+s)/(L+s) =

(60/2e.417)x(165.568+135.000)/(290.584+135.000) = 1380 lbs./'.

Tomando momentos alrededor de "n" resulta:

$R_m = \left[1^{m}284+307.7(73.231-75)\right]1000/290.584 = 61174$ lbs. para la reacción en "m" y tomando momentos alrededor de "e" de las -- ruedas a su derecha, resulta:

x_d = 245000/20.417 = 12000 lbs. para la concentración en "d".

V'_{13} es igual y opuesto al esfuerzo de Carga Muerta en la --- Diagonal 03 y vale 45194 lbs. Su componente vertical vale:

$V'_{13} = C'_{13}.\cos\theta_1 = 45194x0.0764 = 30809$ lbs.

Tomando momentos alrededor de "o" de todas las fuerzas a la derecha de la sección 13-13, resulta:

E_{12} = (61174x0-30809-12000)20.417/47.393 = 242404 lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior 01 que multiplicada por tg θ_2 da:

V_{12} = 242404x0.1794 = 43483 lbs. para la componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior 01.

Proyecciones verticales en equilibrio en la sección 13-13:

$R_m - x_d - V'_{13} - V_{23} + V_{12} = 0$, de donde:

V_{23} = 61174-12000-30809+43483 = 62107 lbs. para la componente vertical del esfuerzo en el Atiezador De, que multiplicada- por $\sec\theta_3$ da:

$E_{23} = V_{23}.\sec\theta_3$ = 62107x1.1302 = 70180 lbs. para el esfuerzo --

máximo de Carga Viva en el Atiezador Bc.

L para Impacto vale:

L = 79.251+10 = 89.251 ', de donde:

I = 166x78306/(89.251+150)=28765 lbs.para el esfuerzo de Impacto en el Atiezador Bc.

No es necesario colocar Atiezador en el siguiente recuadro puesto que el esfuerzo cortante de Carga Viva no es suficiente para invertir el esfuerzo cortante de Carga Muerta ó en otra palabras, la Tensión de Carga Muerta en la Diagonal Bc es mayor que su Compresión de Carga Viva.

Tensión en el Poste Gc.---

El esfuerzo cortante máximo en el recuadro "zz" vale:

$R_z - Y_z$ = 465674 lbs. según encontramos anteriormente al determinar el esfuerzo en el poste extremo Zz.

Substituyendo este esfuerzo en la fórmula:

$p' = S/((L-d)/2)$ que nos da la Carga Viva Uniforme Equivalente en que:

S es $R_z - Y_z$,

L es la longitud del claro y

d es la longitud del recuadro, ambos en pies, resulta:

p' = 465274/(300.504-50.417)/2 = 3725 lbs. prác. 3400 lbs. para la carga viva uniforme equivalente por pie lineal de armadura para la determinación de los esfuerzos en los miembros de alma y entonces podemos usar esta carga en la determinación de la Tensión en los Postes Intermedios.

W = 3400x50.417 = 85700 lbs.será la carga por recuadro.

Ahora lo que debemos hacer es colocar esta carga uniforme de manera de obtener esfuerzo nulo en el Atiezador Bc y en la diagonal Cd y los mayores esfuerzos posibles en las cuerdas CD y BC.

La Carga Viva Uniforme Equivalente produce prácticamente el mismo esfuerzo en el Atirantador Bc que las cargas de las ruedas, de manera que, si los nodos a,b,c,etc,se cargan con la carga uniforme,el Atirantador Bc tendrá un esfuerzo máximo de tensión de 58366 lbs. é son el mismo que previamente encontramos con las cargas de las ruedas. Dividiendo por $\sec\theta_3$ de 58366/1.1902 = 49100 lbs. para la componente vertical del esfuerzo máximo de tensión en el Atirantador Bc.

Ahora cualquier carga d,e, etc., a la derecha del recuadro cd tenderá a reducir la Tensión en dicho Atirantador.

Colocaremos la carga de manera que las 49100 lbs. de Tensión queden exactamente balanceadas para que el Atirantador Bc y la Diagonal cd tengan esfuerzo nulo, teniendo entonces el Poste Intermedio Cc su tensión máxima de Carga Viva.

La posición de carga que efectúa este balance es aquella en que la carga se extiende 22.6' más allá del nodo "d", ver fig. 22, lám. 6, en que la carga en el nodo "c" vale:

(22.6-20.417/2)3400 = 52000 lbs. La reacción en "2" valdrá:

$R_2 = \left[(80\times 87)-(52000\times 7)\right]/11 = 74500$ lbs.

La componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior CD valdrá:

$V_{12} = 0.1794\times 74500\times 79.251/47.593 = 22300$ lbs.

Substrayendo esta cantidad del valor de la reacción queda:

74500-22300 = 52200 lbs. para la componente vertical del esfuerzo de Compresión en el Atirantador Bc debido a las cargas d y e, el cual balancea prácticamente la Tensión máxima en el Atirantador.

En estas condiciones de carga los esfuerzos en las cuerdas BC y CD serán máximos así como también será máxima la Tensión en el Poste Cc.

Tomando momentos alrededor de "s", resulta:

$K_m=(9400\times158.208^2/E)/200.504$ = 66000 lbs. para la reacción en "m" y tomando momentos alrededor de "c" resulta:

$K_{12}=(60000\times8\times16.417-9400\times49.08^2/2)/47.295$ = 341000 lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior CD, que multiplicada por $\sec\phi_2$ da:

F_{12} = 341000×1.017 = 347000 lbs. para el esfuerzo en la cuerda superior CD.

Ahora, puesto que el esfuerzo en la Diagonal Cd es cero, el esfuerzo de Tensión en el poste Cc puede obtenerse rápidamente por el diagrama mostrado en la fig. 50, lám. 6, y que vale 80000 lbs.

Analíticamente puede encontrarse por la fórmula:

$a = 347000(\operatorname{sen}\phi_1-\phi_2)/\operatorname{sen}(90-\phi_1)$ = 346000×0.05542/0.96866 ∴

a = 20100 lbs.

L para Impacto vale:

$L = 105.5604\times2.4$ = 126.2484', de donde:

I = 126×20700/(126.248+150) = 18950 lbs. para el esfuerzo de Impacto en el poste Cc.

Tensión en el Poste Dd.---Colocaremos ahora la carga viva uniforme equivalente de manera de obtener esfuerzos nulos en el Atirantador Dd y en la Diagonal Cc para obtener así los esfuerzos máximos en las cuerdas CD y DE.

Si los nodos a,b,c,d, están bajo la carga viva uniforme equivalente el Atirantador Dd tendrá un esfuerzo máximo de Tensión de 107948 lbs. e ese el mismo que previamente encontramos con las cargas de las ruedas. Dividiendo por $\sec\theta_4$ da:

107948/1.1108 = 97207 lbs. para la componente vertical del esfuerzo máximo de Tensión en el Atirantador Dd.

Ahora cualquier carga e,f,etc.,a la derecha del recuadro de

tenderá a reducir la Tensión en dicho Atiezador.

Colocaremos la carga de manera que las 97207 lbs. de Tensión queden exactamente balanceadas para que el Atiezador Dd y la Diagonal De tengan esfuerzo nulo, teniendo entonces el Poste Intermedio Dd su Tensión máxima de Carga Viva.

La posición de carga que efectúa este balanceo es aquella en que la carga se extiende 10' más allá del nodo "g", ver ---- Fig. 60, lám. 6, en que la carga en el nodo "g" vale:

(10+20.417/2)3403 = 78200 lbs. La reacción en "z" valdrá:

R_z= 30705[(6+2)/11]+72750x2/11 = 119478 lbs.

La componente vertical del esfuerzo en la cuerda superior DE valdrá:

V_{17} = 0.0807x119478x105.416/82.375 = 21300 lbs.

Substrayendo esta cantidad del valor de la reacción queda:

119478-21300 = 97158 lbs. para la componente vertical del esfuerzo de Compresión en el Atiezador Dd debido a las ---- cargas a,f, y z, el cual balancea prácticamente la Tensión máxima en el Atiezador.

En estas condiciones de carga los esfuerzos en las cuerdas CD y DE serán máximos así como también será máxima la Tensión en el Poste Dd.

Tomando momentos alrededor de "z" resulta:

R_m= (72400x154.210/2)/230.584 = 202500 lbs. para la reacción en "m" y tomando momentos alrededor de "d" resulte:

R_{17}= (202500x7x20.417-3403x20.581/2)/12.357 = 327500 lbs. para la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior DE, que multiplicada por sec ϕ_3 da:

F_{17}= 327500x1.004 = 328800 lbs. para el esfuerzo en la cuerda superior DE.

Ahora, puesto que el esfuerzo en la Diagonal De es cero, el

esfuerzo de Tensión en el Poste Bd se puede encontrar rápidamente por el diagrama mostrado en la fig. 84, lám. 6, y que vale 47400 lbs.

Analíticamente puede encontrarse por la fórmula:

a = 320000(sen½-⅓)/sen(60°-½) = 320000x0.09774/0.06430 ∴

a = 47200 lbs.

L para Impacto vale:

L = 104.910+10 =104.910', de donde:

I = 100x47200/(104.910+100) = 23580 lbs. para el esfuerzo de Impacto en el Poste Bd.

Tensión en el Poste Be.---Es evidente que la Tensión máxima en el Poste Be se efectuará cuando todo el claro del puente esté cargado, pues en ese caso ambas diagonales Bf y Be tienen esfuerzo cero; el Atiezador Bd también tiene esfuerzo cero.

Puesto que usamos carga viva uniformemente repartida equivalente podemos rápidamente encontrar el esfuerzo de Tensión de Carga Viva en el Poste Be por proporción directa al esfuerzo de Carga Muerta previamente encontrado. Así:

P_{18} = 17500x3500/5040 = 14770 lbs. para la Tensión de Carga Viva en el Poste Be, en que:

3500 lbs. es la carga viva uniforme equivalente y

5040 lbs. es la carga muerta uniforme por pie lineal.

I = 100x14770/(100.554+100) = 5554 lbs. para el esfuerzo de Impacto en el Poste Be.

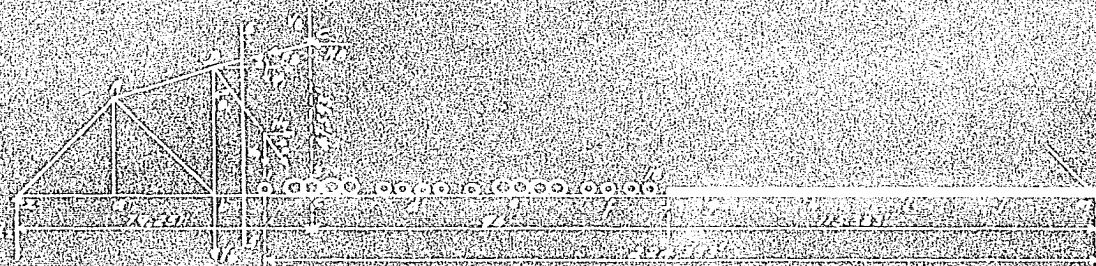
Cuerdas Inferiores za y ab.---Se encuentra multiplicando el esfuerzo cortante máximo en el recuadro "za" por tg θ, ∴

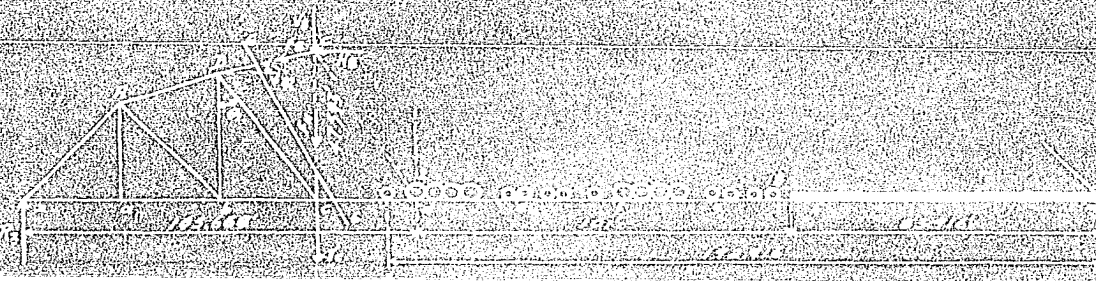
$P_1 = P_3$ = 445874x0.2032 = 90701.8 lbs. para el esfuerzo máximo de Carga Viva en cada una de las cuerdas inferiores "za" y "ab".

ESFUERZOS MAXIMOS
CUERDAS Y DIAGONALES
CARGA VIVA









TESIS

PESO DE LINEAS DE CARGA

Cuando este esfuerzo máximo se efectúa la carga se extiende en 288.107', ver fig. 37, lám. 6, de manera que:

I= 165x307013/(288.107+130) = 151580 lbs. para el esfuerzo de Impacto en cada una de las cuerdas anteriores.

Cuerda inferior bc.----El esfuerzo en este miembro se encuentra tomando momentos alrededor del nodo "1" ver fig. 60, lám. 7, y el esfuerzo en este miembro será máximo cuando la carga esté colocada de tal manera que su momento sea máximo, é sea, cuando la carga unitaria media sobre el puente sea igual a la carga unitaria media a la izquierda de "b".

Cuando la rueda 7 esta colocada en "b" nos acercamos lo más posible a la posición deseada de Carga, y tenemos:

Carga unitaria media sobre el puente =

$\left[436+(290.534-58.934-72)3\right]1000/290.534$ = 5177 lbs./pie lineal.

Carga unitaria media a la izquierda de "b" =

(184.6+0.75)1000/52.834 = 3100 lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "a" resulta:

$R_2=\left[24840+48(2x108.750+(3x1^2)/2)\right]1000/290.534$ = 402270 lbs.

para la reacción en "2" y tomando momentos alrededor de "3" de las fuerzas a su izquierda resulta:

F_7 = (402270x32.934-3833.8x1000)/40.401 = 308480 lbs. para el esfuerzo máximo de Tensión de Carga Viva en la cuerda inferior "bc".

L para el Impacto vale:

L = 290.534-58.934+37 = 274.750', de donde:

I = 165x308480/(274.750+130) = 203907 lbs. para el esfuerzo de impacto en la cuerda inferior "bc".

Cuerda superior AB.----Considerando las fuerzas a la izquierda de la sección 14-14, ver fig. 58, lám. 7, rápidamente vemos que la componente horizontal del esfuerzo máximo en la cuerda superior AB es igual al esfuerzo máximo en la cuerda in-

ferior "bc", de manera que multiplicando éste por sec θ:

F_5 = 622480x1.0024 = 565866 lbs. para el esfuerzo máximo de Compresión de Carga Viva en la cuerda Superior AB.

I = 165x565866/(274.750+180) = 210818 lbs. para el esfuerzo de Impacto en la cuerda superior AB.

Cuerda inferior cd.---El esfuerzo en este elemento se encuentra tomando momentos alrededor del nodo "C", ver fig. 37, lám. 7. Como en el caso anterior tenemos:

Carga unitaria media sobre el puente:=

$\left[\text{acr}+(290.584-72.251-45)\right]1000/290.584$ = 3185 lbs./pie lineal, para cuando la carga se encuentra de manera que la rueda 11 esté colocada en "c".

Carga unitaria media a la izquierda de "c"=

(220+12)1000/72.251 = 3046 lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "z" resulta:

$R_z = \left[240(4+4)2x166.355+(3x146.355^2)/2\right]1000/290.584$ = 471133 lbs.

para la reacción en "z" y tomando momentos alrededor de "C" de las fuerzas a su izquierda resulta:

F_{10} = (471133x72.251-8772x1000)/47.595 = 600548 lbs. para el esfuerzo máximo de Tensión de Carga Viva en la cuerda Inferior "cd".

I para el Impacto vale:

I = 290.584-72.251-24 = 275.333', de donde:

I = 165x600548/(274.333+180) = 268860 lbs. para el esfuerzo de Impacto en la cuerda inferior "cd".

Cuerda superior BC.---Como en el caso anterior:

F_8 = 600548x1.0356 = 621931 lbs. = F_{10}.aco ϕ = esfuerzo máximo de Compresión de Carga Viva en la cuerda superior BC.

I = 165x621931/(274.333+180) = 241265 lbs. para el esfuerzo de Impacto en la cuerda superior BC.

Cuerda Inferior de.---El esfuerzo en este miembro se encuentra tomando momentos alrededor del nodo "D", ver Fig.59, Lám. 7.

Como en el caso anterior tenemos:

Carga unitaria media sobre el puente =

$\left[426+(290.564-105.708-30)\frac{3}{4}\right]1000/290.564 = 3065$ lbs./pie lineal,

para cuando la carga se encuentra de manera que la rueda 1a esté colocada en "d".

Carga unitaria media a la izquierda de "d"=

$(318+15)1000/105.708 = 3151$ lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "n" resulta:

$R_2 = \left[26.6+426x164.916+(3x164.916^2)/8\right]1000/290.564 = 435465$ lbs.

para la reacción en "z" y tomando momentos alrededor de "D" de las fuerzas a su izquierda resulta:

$F_{15} = (435465x105.708-130.8x1000)/82.355 = 428090$ lbs. para el esfuerzo máximo de tensión de Carga Viva en la cuerda inferior "de".

L para Impacto vale:

$L = 290.564-105.708+70 = 363.916'$, de donde:

$I = 166x428090/(263.916+150) = 250777$ lbs. para el esfuerzo de Impacto en la cuerda inferior "de".

Cuerda superior CD.---Como en el caso anterior:

$F_{12} = F_{15}.sec\,\theta_2 = 428090x1.018 = 435482$ lbs. para el esfuerzo máximo de Compresión de Carga Viva en la cuerda superior CD.

I = 166x428090/(263.916+150) = 254780 lbs. para el esfuerzo de Impacto en la cuerda superior CD.

Cuerda Inferior ef.---El esfuerzo en este miembro se encuentra tomando momentos alrededor del nodo "E", ver Fig.59, Lám. 7.

Como en el caso anterior tenemos:

Carga unitaria media sobre el puente =

$\left[426+(290.564-132.045-10)\frac{3}{4}\right]1000/290.564 = 3999$ lbs./pie lineal,

para cuando la carga se encuentre de manera que la rueda 17 está colocada en "e".

Carga unitaria recide a la izquierda de "e"=

(357+0.75)1000/760.804 = 760" lbs./pie lineal.

Tomando momentos alrededor de "n" resulta:

$R_2 = \left[24x48+48x14^{2}.499+(5x148.499^{2})/2 \right] 1000/760.804 = 416008$ lbs.

para la reacción en "2" y tomando momentos alrededor de "2" de las fuerzas a su izquierda resulta:

F_{19}= (416008x152.065-20365.5x1000)/84.705 = 231948 lbs. para el esfuerzo máximo de Tensión de Carga Viva en la cuerda inferior "ef".

L para Impacto vale:

L = 290.504-152.065+00 = 357.499', de donde:

I = 165x231948/(357.499+150) = 225839 lbs. para el esfuerzo de Impacto en la cuerda inferior "ef".

Cuerda superior BB.---Como en el caso anterior:

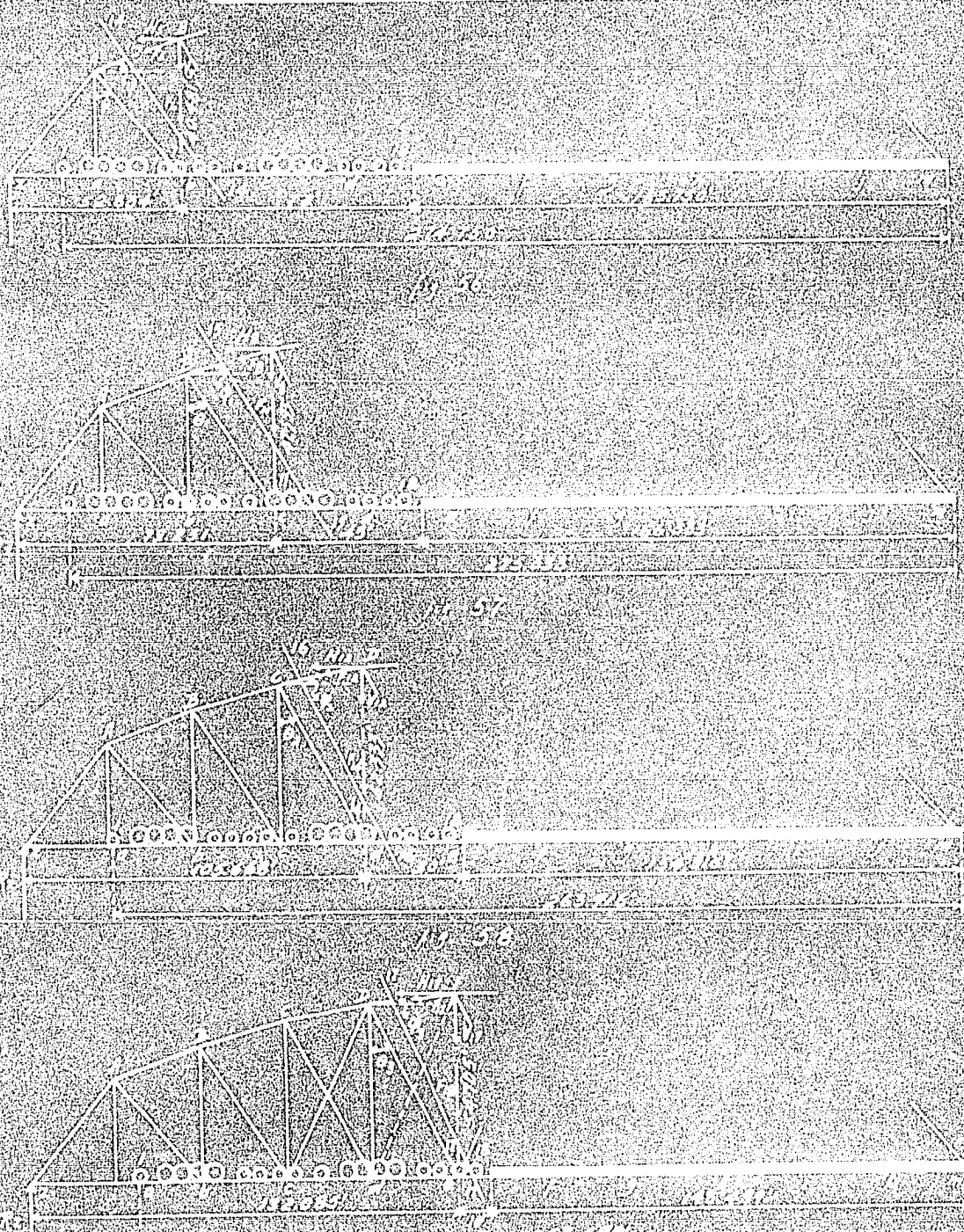
F_{17}= F_{19}.secβ_3 = 231948x1.004 = 232880 lbs. para el esfuerzo máximo de Compresión de Carga Viva en la cuerda superior BB.

I = 165x634800/(357.499+150) = 256861 lbs. para el esfuerzo de Impacto en la cuerda superior BB.

Cuerda superior BC.---De acuerdo con la práctica general consideraremos el esfuerzo en la cuerda superior BC ser igual y opuesto al esfuerzo en la cuerda inferior ef, lo cual sería absolutamente verdadero si el esfuerzo cortante en el recuadro ef fuera cero. Si usáramos una carga uniforme este esfuerzo sería cero, pero como utilizamos cargas de ruedas el esfuerzo cortante es pequeño, el cual consideraremos como cero al incurrir en gran error.

Por ejercicio voy a encontrar algunos de estos esfuerzos por el método gráfico, y sus resultados servirán de comprobación

ESFUERZOS MAXIMOS
MIEMBROS DE LAS CUERDAS
LA TELA VIVA



TESIS

PESTAÑAS DE LARGA

MIGUEL ESPINOSA ZAPIEN

a los obtenidos analíticamente, pero antes voy a dar los esfuerzos de Tensión de Carga Muerta en los Postes Cc y Dd.

Tensión en el Poste Cc.---Carga Muerta.---

Suponiendo que la diagonal Cd tiene un esfuerzo nulo, podemos obtener la Tensión de Carga Muerta en el Poste Cc dibujando el diagrama mostrado en la fig. 51, lám. 6, y que vale 52700 lbs. También se obtendrá por la fórmula:

$s = P_8 \cdot \text{sen}(\alpha\beta)/\text{sen}(\gamma\beta) = 67350 \times 0.03540/0.00562 = 52950$ lbs.

Tensión en el Poste Dd.---Carga Muerta.---

Suponiendo que la diagonal Dc tiene un esfuerzo nulo, podemos obtener la Tensión de Carga Muerta en el Poste Dd dibujando el diagrama mostrado en la fig. 53, lám. 6, y que vale 35000 lbs. También se obtendrá por la fórmula:

$s = P_{12} \cdot \text{sen}(\alpha\beta)/\text{sen}(\gamma\beta) = 37746 \times 0.03774/0.03430 = 34580$ lbs.

Cálculo gráfico de los Esfuerzos de Carga Viva.---

Líneas de Influencia.---

Construimos la armadura "za" a una escala de 1m.= 6", ver fig. 60, lám. 6, para mayor claridad posible.

Miembros de las cuerdas.-

Cuerda superior AD.---En la fig. 60, trazamos la línea Of coincidiendo con la cuerda superio AD, siendo Q y I intersecciones de esta línea con las verticales en x y m. Unimos Ob y Ib. Dibujamos kn, ver fig. 61 y por k la perpendicular kg=1dm=1 lbs. Trazando ng tenemos la línea de Influencia para la reacción en g. Entonces ux es la reacción en g debida a la carga unitaria en b. Dibujando por n una paralela a Ib y por x una paralela a Ob obtenemos ux que es igual en da. al esfuerzo en la cuerda AD debido a una carga unitaria en b. Dibujamos entonces A'I' fig. 62 y tomamos u'x'= ux y la quebrada A'x'I' será la línea de Influencia para el esfuerzo en la cuerda superior AD.

Entonces colocando la carga en la posición 1 de manera de obtener el momento máximo alrededor de h , y trazando las ordenadas 1-1, 2-2, etc., tendremos:

ordenadas.	dimensión	carga	valor en lbs.
1-1 = 7-5	= 1.706	x 15000	= 20790
2-2 = 6-6	= 1.646	" 120000	= 197520
3-3	= 1.027	" 19500	= 20026
4-4	= 1.106	" 58500	= 64701
7-7	= 0.856	" 78000	= 66768
8-8	= 0.400	" 3000x165.750	= 198900
		Total	= 568705 lbs. para el esfuerzo

máximo de Carga Viva en la cuerda superior AB.

Cuerda inferior bc.---Puesto que la componente horizontal del esfuerzo en la cuerda superior AB es igual al esfuerzo en la cuerda inferior bc, y la posición de carga para el esfuerzo máximo en los 2 miembros es la misma, la línea de Influencia para el esfuerzo en la cuerda inferior puede rápidamente trazarse, dibujando por x una paralela a hc obteniendo xz como valor del esfuerzo en la cuerda inferior bc debido a una carga unitaria en h y en fig. 62 hacemos y'x'=xy y la quebrada A'x'0' será la línea de Influencia para la cuerda inferior hc. De las ordenadas trazadas resulta:

1- 9 = 5-13	= 1.710	x 15000		= 19450	
2-10 = 6-14	= 1.656	" 120000		= 198600	
3-11	= 0.975	" 19500		= 18973.5	
4-12	= 1.045	" 58500		= 61305	
7-15	= 0.807	" 78000		= 62946	
8-16	= 0.374	" 5000	x 165.750	= 126971.5	
			Total	= 528446 lbs. para	

el esfuerzo máximo de Carga Viva para la cuerda inferior hc.

Cuerda superior BC.---En la fig. 60 trazamos 0'1' coincidiendo con AO y unimos 0'c y 1'c.

m x es la reacción en x debido a la carga unitaria en c, fig. 61. Dibujando por y una paralela a 1'0' y por x una paralela a 0'c obtenemos m x que es el esfuerzo en la cuerda superior BC debido a una carga unitaria en c.

En fig. 62 tomamos $u_1x_1' = u_1x_1$ y la quebrada A'_1x_1B' será la línea de Influencia para el esfuerzo en la cuerda superior $\overline{BC}$.

De las ordenadas trazadas resulta: (posición 2 de Carga)=

17-17	= 20-20	= 1.370 x	15000		= 20550
18-18	= 21-21	= 1.306 "	120000		=305520
19-19	= 22-22	= 1.041 "	78000		=351396
23-23		= 0.604 "	3000	x 168.333	=346305
				Total	=921075 lbs. para

el esfuerzo máximo de Carga Viva en la Cuerda Superior $\overline{BC}$.

Cuerda inferior cd.---En fig. 61, como antes, dibujamos por $\overline{E}$, una paralela a $\overline{cd}$ obteniendo $\overline{x_1y_1}$ que pasamos a la fig. 62 como $u_1'x_1'$ y en que la quebrada A'_1x_1B' será la línea de Influencia para la cuerda inferior $\overline{cd}$. De las ordenadas queda:

17-24	= 20-27	= 1.320 x	15000		= 19800
18-25	= 21-28	= 1.640 "	120000		= 196800
19-26	= 22-29	= 1.873 "	78000		= 146094
27-30		= 0.475 "	3000	x 156.333	= 217024
				Total	= 579718 lbs. para

el esfuerzo máximo de Carga Viva para la cuerda inferior $\overline{cd}$.

Cuerda superior CD.---En la fig. 60 trazamos $0''1''$ coincidiendo con $\overline{GH}$ y unimos $1''d'' = 1''d$.

u_2v_2 es la porción en $\overline{x}$ debido a la carga unitaria en $\overline{d}$, fig. 61.

Dibujando por $\overline{x_2}$ una paralela a $1''0''$ y por $\overline{y_2}$ una paralela a $0''d$ obtenemos u_2x_2 que es el esfuerzo en la cuerda superior $\overline{CD}$ debido a una carga unitaria en $\overline{d}$.

En fig. 62 tomamos $u_1x_1' = u_2x_2$ y la quebrada A'_1x_1B' será la línea de Influencia para el esfuerzo en la Cuerda Superior $\overline{CD}$.

De las ordenadas trazadas resulta: (posición 3 de Carga)

31-31	= 34-34	= 1.346 x	15000		= 20190
32-32	= 35-35	= 1.725 "	120000		= 207000
33-33	= 36-36	= 1.997 "	78000		= 155766
37-37		= 0.545 "	3000	x 154.916	= 253920
				Total	= 636876 lbs. para

el esfuerzo máximo de Carga Viva en la Cuerda Superior $\overline{CD}$.

Cuerda inferior de.---En fig. 61, como antes, dibujamos por $\overline{x_2}$ una paralela a $\overline{de}$ obteniendo x_2y_2

que pasamos a la fig. 62 como u_1x_1 y en que la quebrada $A'x_1'B'$ será la línea de Influencia para la cuerda Inferior dg. De las ordenadas trazadas resulta:

31-32	- 34-41	= 1.317 x	15000		= 19755
32-39	- 35-42	= 1.693 "	100000		= 203160
33-40	- 36-43	= 1.964 "	78000		= 153192
37-44		= 0.535 "	3000	x 154.920	= 248640
				Total =	624747 lbs. para

el esfuerzo máximo de Carga Viva para la Cuerda Inferior dg.

Cuerda superior DE.---En la fig. 60 trazamos $c''i''$ coincidiendo con DE y unimos $c''a$ y $i''e$.

u_3y_3 es la reacción en z debida a la carga unitaria en e, fig. 61. Dibujando por u_3 una paralela a $I''C''$ y por y_3 una paralela a $c''a$ obtenemos u_3y_3 que es el esfuerzo en la Cuerda Superior DE debido a una carga unitaria en g.

En fig. 62 tomamos $u_3'x_3' = u_3y_3$ y la quebrada $A'x_3'B'$ será la línea de Influencia para el esfuerzo en la Cuerda Superior DE. De las ordenadas trazadas resulta: (posición 4 de Carga)=

45-45	- 42-42	= 1.818 x	15000		= 18970
46-46	- 43-43	= 1.526 "	100000		= 152600
47-47		= 0.728 "	78000		= 56784
50-50		= 1.253 "	58500		= 24678.5
51-51		= 1.271 "	19500		= 24804
52-52		= 0.617 "	3000	x 148.500	= 274277.5
				Total =	658404 lbs. para

el esfuerzo máximo de Carga Viva en la Cuerda Superior DE.

Cuerda inferior cf.---En fig. 61, como antes, dibujamos por x_3 una paralela a cf obteniendo x_3y_3 que pasamos a la fig. 62 como $u_1'x_1'$ y en que la quebrada $A'x_3'B'$ será la línea de Influencia para la Cuerda Inferior cf.

De las ordenadas trazadas en la posición 4 resulta:

45-53	- 48-56	= 1.811 x	10000		= 18165
46-54	- 49-57	= 1.518 "	120000		= 182160
47-55		= 0.725 "	78000		= 56550
50-58		= 1.250 "	58500		= 73125
51-59		= 1.203 "	19500		= 24067.5
52-60		= 0.613 "	3000	x 148.500	= 273091.5
				Total =	627759 lbs. para

el esfuerzo máximo de Carga Viva para la Cuerda Inferior ef. Póste extremo zA.---En la fig. 61 u_0v_0 es la reacción en z debida a una carga unitaria en z. Dibujando por u_0 una paralela a zA y por v_0 una paralela a ab obtenemos u_0x_0 que es el esfuerzo en el Poste extremo zA debido a una carga unitaria en z.

En fig. 62 tomamos $u'b'x'$ u_0x_0 siendo la quebrada A'v'B' la línea de Influencia para el esfuerzo en el Poste extremo zA.

De las ordenadas trazadas en la posición 5 resulta:

61-61	+	65-65	= 1.402	x 15000		= 21030
62-62			= 0.970	" 90000		= 87300
63-63			= 1.147	" 30000		= 34410
64-64	+	67-67	= 1.332	" 75000		= 150852
66-66			= 0.980	" 120000		= 114000
68-68			= 0.392	" 7000	x 173.107	= 237744
					Total	= 611036 lbs. pa-

ra el esfuerzo máximo de Carga Viva en el Poste extremo zA.

Cuerdas Inferiores za y ab.---En la fig. 61. como antes, dibujamos por z_0 una paralela a ab obteniendo z_0b' que pasamos a la fig. 62 como $u'b'$ y en que la quebrada A'v'B' será la línea de Influencia para las cuerdas inferiores za y ab.

De las ordenadas trazadas en la posición 5 resulta:

61-69	+	65-73	= 0.908	x 15000		= 13620
62-70			= 0.835	" 90000		= 82350
63-71			= 0.755	" 30000		= 22650
64-72	+	67-75	= 1.257	" 75000		= 98046
66-74			= 0.617	" 120000		= 74040
68-76			= 0.257	" 7000	x 173.107	= 125512
					Total	= 385118 lbs. para

el esfuerzo máximo de Carga Viva en las Cuerdas Inferiores za y ab.

Miembros de Alma.---

Diagonal Ab.---En la fig. 61 trazamos por g una paralela a la Diagonal Ab y obtenemos xg que es el valor del esfuerzo en la Diagonal Ab debido a una carga unitaria en b.

En la fig. 60 trazamos Ab' y Of y en la fig. 61 dibujamos

rs y la paralela respectivamente a Bb y Ll y por g una paralela a la Diagonal Ab obteniendo sG como valor del esfuerzo en la Diagonal Ab debido a una carga unitaria en s.

En la fig. 44, lám. 9, dibujamos A"Z" y hacemos Z'w'= rw y g'f'=sG siendo la quebrada A"h'l'w'Z" la línea de influencia para el esfuerzo en la Diagonal Ab.

De las ordenadas trazadas en la posición 1 de Carga en que la rueda 1 queda lo más cerca posible de l' sin sobrepasarla resulta:

1- 1	+ 6- 6	= 0,375	x 17000	=	=	6375
2- 2		= 0,330	" 20000	=	=	11700
3- 3		= 0,280	" 90000		=	30400
4- 4	+ 7- 7	= 0,280	" 75000		=	62000
5- 5		= 0,450	"120000		=	81000
8- 8		= 0,170	" 8000	x 141,750	=	76225
				Total	=	369375 lbs.

para el esfuerzo máximo de Carga Viva en la Diagonal Ab.

Diagonal Bc.---En la fig. 41 trazamos por E, una paralela a la Diagonal Bc y obtenemos xuy que es el valor del esfuerzo en la Diagonal Bc debido a una carga unitaria en g.

En la fig. 40 trazamos L'eH' y C'H' y en la fig. 43 dibujamos x'u' y b'd' paralelas respectivamente a L'eH' y C'H' y por g' una paralela a la Diagonal Bc obteniendo y'F' que es el valor del esfuerzo en la Diagonal Bc debido a una carga unitaria en g.

En la fig. 45 hacemos x'u'=x'w' y y'F'= y'f' siendo la quebrada A"B'I'e'D" la línea de influencia para el esfuerzo en la Diagonal Bc.

De las ordenadas trazadas en la posición 2 de Carga en que la rueda 1 queda lo más cerca posible de l' sin sobrepasarla resulta:

9- 9	+ 13-13	= 0,750	x 17000	=	5700
10-10		= 0,990	" 30000	=	8700
11-11		= 0,460	" 90000	=	41400

12-12	+ 13-13	= 0.708	x	70000		=	56700
14-14		= 0.540	"	120000		=	40800
16-16		= 0.174	"	3000	x 115.333	=	46864
					Total	=	197854 lbs.

para el esfuerzo máximo de Carga Viva en la Diagonal Bc.

Diagonal Cd.---En la fig. 61 trazamos por x_2 una paralela a la Diagonal Cd y obtenemos x_2y_2 que es el valor del esfuerzo en la Diagonal Cd debido a una carga unitaria en d.

En la fig. 60 trazamos 1"d" y 0"d" y en la fig. 61 dibujamos x_2o_2 y b_2f_2 paralelas respectivamente a 1"d" y o"x" y por y_2 una paralela a la Diagonal Cd obteniendo x_2f_2 que es el valor del esfuerzo en la Diagonal Cd debido a una carga unitaria en c.

En la fig. 62 cortar $x_1x_1' = x_2x_2$ y $a_1a_1' = y_2f_2$ siendo la quebrada $A_1B_1C_1x_1'a_1'$ la Línea de Influencia para el esfuerzo en la Diagonal Cd.

De las ordenadas trazadas en la posición 3 de carga en que la rueda 1 queda lo más cerca posible de $1_1'$ sin sobrepasarlo resulta:

17-17	+ 20-20	= 0.512	x	15000		=	7680
18-18	+ 21-21	= 0.748	"	120000		=	89760
19-19	+ 22-22	= 0.622	"	78000		=	48516
23-23		= 0.105	"	3000	x 83.810	=	8806
					Total	=	179790 lbs.

para el esfuerzo máximo de Carga Viva en la Diagonal Cd.

Diagonal De.---En la fig. 63 trazamos por x_3 una paralela a la Diagonal De y obtenemos x_3y_3 que es el valor del esfuerzo en la Diagonal De debido a una carga unitaria en d.

En la fig. 60 trazamos 2"d" y d"x" y en la fig. 63 dibujamos x_3g_3 y b_3x_3 paralelas respectivamente a 2"d" y d"x" y por g_3 una paralela a la Diagonal De obteniendo x_3f_3 que es el valor del esfuerzo en la Diagonal De debido a una carga unitaria en d.

En la fig. 63 sacamos $\underline{X'n'} = \underline{x_4 E_4}$ y $\underline{s'f'} = \underline{s_4 f_4}$ siendo la quebrada $\underline{A''E'I'n'B''}$ la Línea de Influencia para el esfuerzo en la Diagonal $\underline{De}$.

De las ordenadas trazadas en la posición 4 de carga en que la rueda 1 quede lo más cerca posible de I' sin sobrepasarlo resulta:

24-24	+	25-25	= 0.302	x	15000	=	3950
25-25			= 0.300	"	30000	=	9000
26-26			= 0.470	"	90000	=	42300
27-27	+	30-30	= 0.630	"	75000	=	47140
28-28			= 0.304	"	120000	=	36720
31-31			= 0.006	"	3000 x 02.500	=	18000
					Total	=	157000 lbs.

para el esfuerzo máximo de Carga Viva en la Diagonal $\underline{De}$.

Diagonal $\underline{Ef}$.---En la fig 61 trazamos por $\underline{x_4}$ una paralela a la Diagonal $\underline{Ef}$ y obtenemos $\underline{x_4 N_4}$ que es el valor del esfuerzo en la Diagonal $\underline{Ef}$ debido a una carga unitaria en $\underline{E}$.

En la fig. 60 trazamos $\underline{E^{IV} f^{IV}}$ y $\underline{G^{IV} H^{IV}}$ y en la fig. 61 dibujamos $\underline{x_4 s_4}$ y $\underline{L_4 S_4}$ paralelas respectivamente a $\underline{E^{IV} f^{IV}}$ y $\underline{G^{IV} H^{IV}}$ y por $\underline{L_4}$ una paralela a la Diagonal $\underline{Ef}$ obteniendo $\underline{s_4 f_4}$ que es el valor del esfuerzo en la Diagonal $\underline{Ef}$ debido a una carga unitaria en $\underline{G}$.

En la fig. 63 sacamos $\underline{X'_4 n'_4} = \underline{x_4 N_4}$ y $\underline{s'_4 f'_4} = \underline{s_4 f_4}$ siendo la quebrada $\underline{A''E'_4 I'_4 n'_4 B''}$ la línea de Influencia para el esfuerzo en la Diagonal $\underline{Ef}$.

De las ordenadas trazadas en la posición 5 de carga en que la rueda 1 quede lo más cerca posible de I'_4 sin sobrepasarlo resulta:

33-33			= 0.313	"	30 000	=	9390
32-32	+	36-36	= 0.344	"	15000	=	5160
34-34			= 0.483	"	90000	=	43470
35-35	+	40-35	= 0.584	"	75000	=	45662
37-37			= 0.660	"	120000	=	85600
39-39			= 0.089	"	3000 x 82.333	=	7469
					Total	=	144641 lbs.

para el esfuerzo máximo de Carga Viva en la Diagonal $\underline{Ef}$.

Poste Intermedio Bb.---En la fig. 60 trazamos las líneas $\underline{Bb1}$ y $\underline{11}$ y en la fig. 61 trazamos $\underline{n_1 s}$ y $\underline{V_1 s}$ paralelas respectivamente a $\underline{11}$ y $\underline{Bb1}$ y $\underline{s_1 a}$ y $\underline{b_1 s}$ paralelas a $\underline{11}$ y $\underline{01}$. Por los puntos $\underline{a}$ y $\underline{g}$ trazamos paralelas al Poste $\underline{Bb}$ obteniendo $\underline{gh}$ y $\underline{ef}$ que representan respectivamente el esfuerzo en el Poste $\underline{Bb}$ debido a cargas unitarias en $\underline{g}$ y $\underline{h}$.

En la fig. 64 trazamos $\underline{A''i''l''}$ y hacemos $\underline{g'h'} = \underline{gh}$ y $\underline{e'f'} = \underline{ef}$ siendo la quebrada $\underline{A''i'a'l'g'l''}$ la Línea de Influencia para el esfuerzo de Compresión del Poste $\underline{Bb}$.

De las ordenadas trazadas en la posición 1 de carga en que la rueda 1 queda lo más cerca posible de L' sin sobrepasarlo resulta:

1-1	+	4-4	= 0.447 x 15000	=	6705
2-2	+	5-5	= 0.942 " 120000	=	77040
3-3	+	6-6	= 0.954 " 70000	=	45212
7-7			= 0.099 " 3000 x 110.333	=	29708
			Total	=	158725 lbs. para

el esfuerzo máximo de Carga Viva en el Poste $\underline{Bb}$.

Poste Intermedio Cc.---En la fig. 60 trazamos $\underline{C_1 1'}$ y $\underline{I_1 1'}$ y en la fig. 61 trazamos $\underline{n_1 s_1}$ y $\underline{V_1 s}$ paralelas respectivamente a $\underline{C_1 1'}$ y $\underline{C_1 2'}$ y $\underline{s_1 a_1}$ y $\underline{b_1 s}$ paralelas a $\underline{I_1 1'}$ y $\underline{C_1 2'}$. Por los puntos $\underline{a_1}$ y $\underline{g}$ trazamos paralelas al Poste $\underline{Cc}$ obteniendo $\underline{gh}$ y $\underline{ef}$ que representan respectivamente el esfuerzo en el Poste $\underline{Cc}$ debido a cargas unitarias en $\underline{g}$ y $\underline{e}$.

En la fig. 64 hacemos $\underline{g'h'} = \underline{gh}$ y $\underline{e'f'} = \underline{ef}$ siendo la quebrada $\underline{A''g'i'l'i''}$ la Línea de Influencia para el esfuerzo de Compresión del Poste $\underline{Cc}$.

De las ordenadas trazadas en la posición 2 de carga en que la rueda 1 quede lo más cerca posible de L_1' sin sobrepasarlo resulta:

8-8	+	11-11	= 0.360 x 15000	=	5400
9-9	+	10-10	= 0.540 " 120000	=	64800

10-10 + 12-12	= 0.476	x	78000		=	37128
14-14	= 0.080	"	8500	x 85.616	=	6016
				Total	=	130048 lbs.

para el esfuerzo máximo de Carga Viva en el Poste Ce.

Poste Intermedio 3d.---En la fig. 60 trazamos $0''d1''$ y $1''h''$ y en la fig. 61 trazamos p_1z_1 y w_1g_1 paralelas respectivamente a $0''d''$ y $0''d1''$ y w_1z_1 y t_1a_1 paralelas a $1''h''$ y $0''t1''$. Por los puntos z_1 y g_1 trazamos paralelas al Poste 3d obteniendo g_1b_1 y z_1f_1 que representan respectivamente el esfuerzo en el Poste 3d debido a cargas unitarias en g y f.

En la fig. 62 hacemos $a1b1 = g_1b_1$ y $a1f1 = z_1f_1$ siendo la quebrada $A''a1b1g1h''$ la línea de Influencia para el esfuerzo de Compresión en el Poste 3d.

De las ordenadas trazadas en la posición 3 de Carga en que la rueda 1 queda lo más cerca posible de L_1 sin sobrepasarlo resulta:

13-13 + 12-12	= 0.755	x	18000		=	5325
14-14 + 10-10	= 0.230	"	120000		=	64900
17-17 + 20-20	= 0.417	"	78000		=	32500
21-21	= 0.018	"	3000	x 57.200	=	10296
				Total	=	115000 lbs.

para el esfuerzo máximo de Carga Viva en el Poste 3d.

Poste Intermedio 4m.---En la fig. 60 trazamos $0''m1''$ y $2''n''$ y en la fig. 61 trazamos w_1g_3 y v_1z_3 paralelas respectivamente a $0''m1''$ y $0''e1''$ y z_1a_3 y b_1a_3 paralelas a $1''n''$ y $0''t''$. Por los puntos z_3 y g_3 trazamos paralelas al Poste 4m obteniendo g_3b_3 y z_3f_3 que representan respectivamente el esfuerzo en el Poste 4m debido a cargas unitarias en g y f.

En la fig. 62 hacemos $a3b3 = z_3b_3$ y $a3f3 = z_3f_3$ siendo la quebrada $A''a3b3g3h''$ la línea de Influencia para el esfuerzo de Compresión en el Poste 4m.

De las ordenadas trazadas en la posición 4 de Carga en que la rueda 1 quede lo más cerca posible de L_1 sin sobrepa-

sarle resulta:

19-22	+ 27-43	= 0.312	x 15000		=	4770
23-27	+ 37-51	= 0.524	" 120000		=	62880
24-24	+ 27-37	= 0.381	" 72000		=	7049
20-20		= 0.043	" 6500	x 21.000	=	4010
				Total	=	100150 lbs.

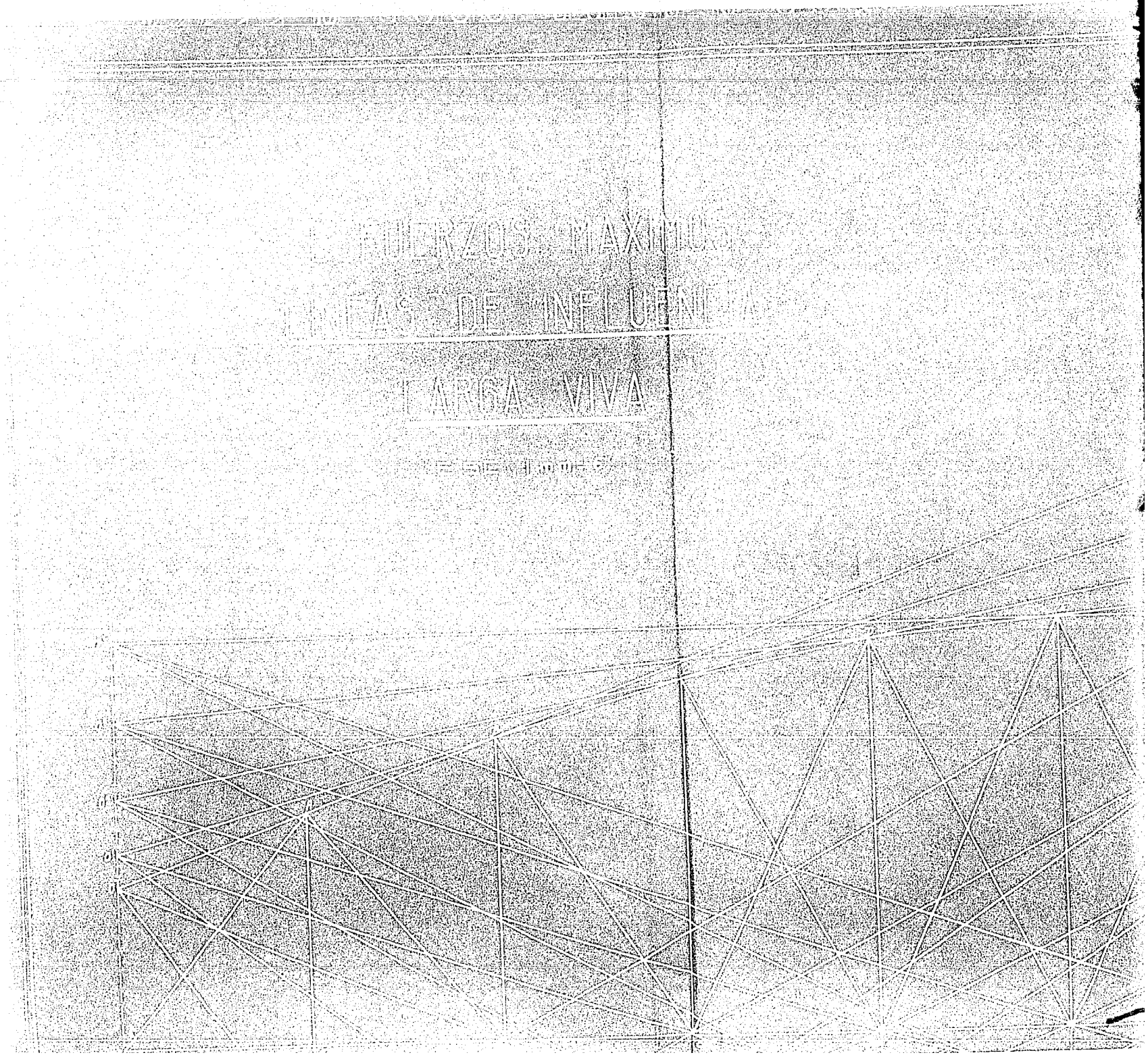
para el esfuerzo máximo de Carga Viva en el Poste 12.

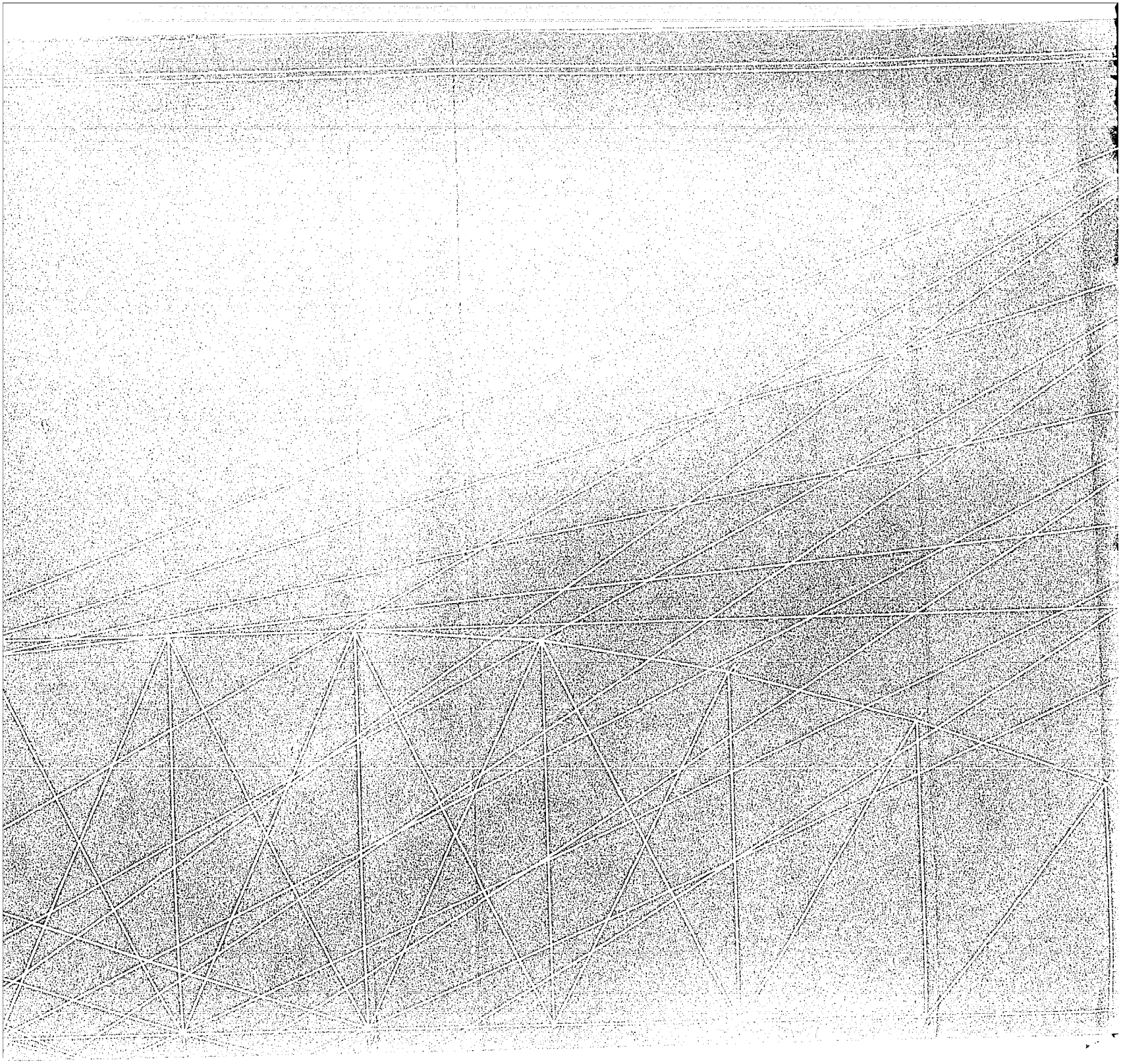
Las diferencias obtenidas entre los resultados de los esfuerzos de Carga Viva arrojados por el Método Analítico y el Método Gráfico de las Líneas de Influencia son menores del 5%, de manera que cualquiera de dichos resultados puede servir para el proyecto de los Miembros del puente.

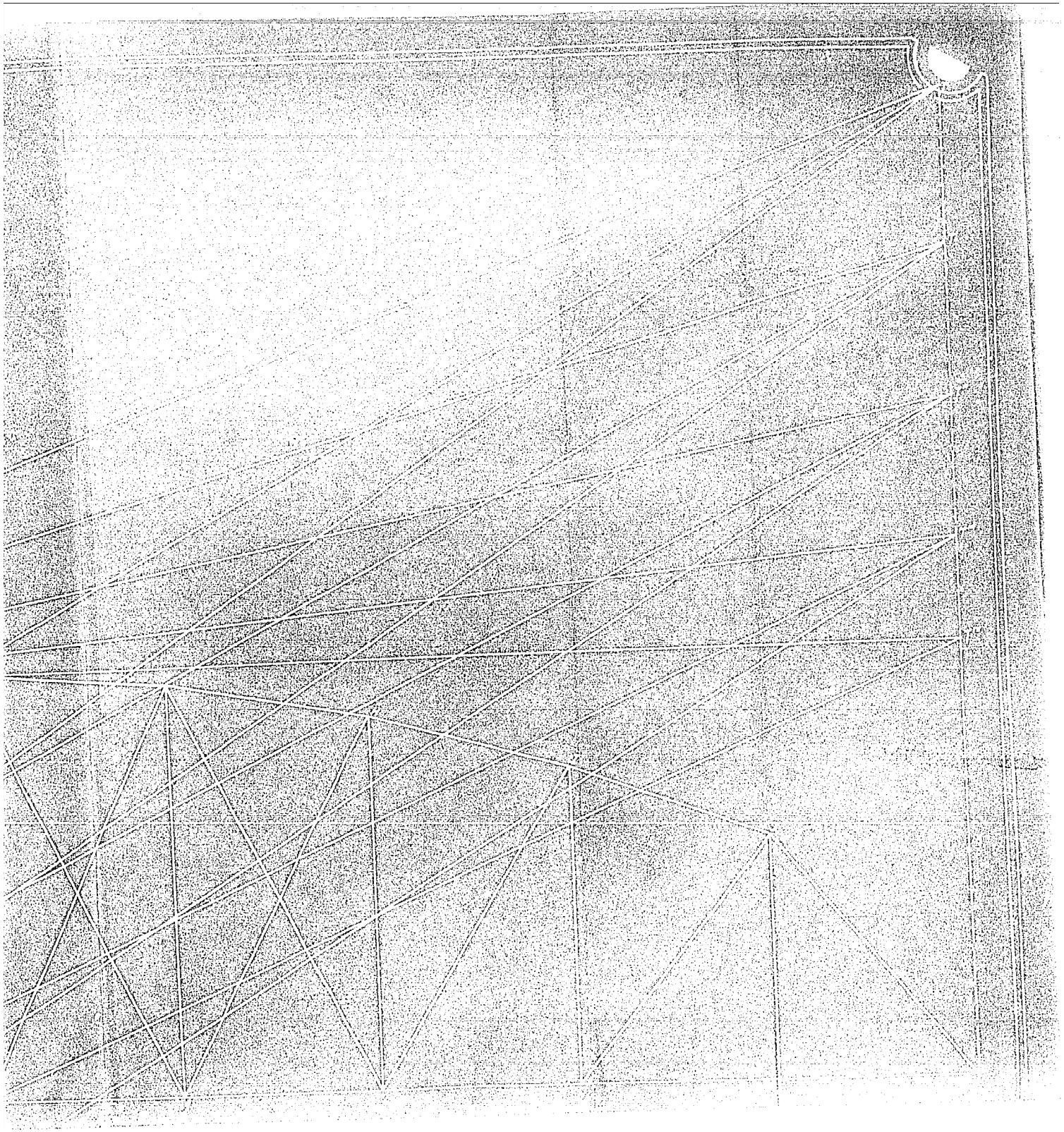
Acotaremos en el Contorno de la Armadura en la Lámina General del Proyecto del Puente las cargas que finalmente adoptamos para el proyecto de los miembros, redondeadas a millares de pies, en los que tomamos de preferencia los resultados obtenidos Analíticamente por ser más precisos. Para mayor claridad dichos esfuerzos están consignados en la siguiente

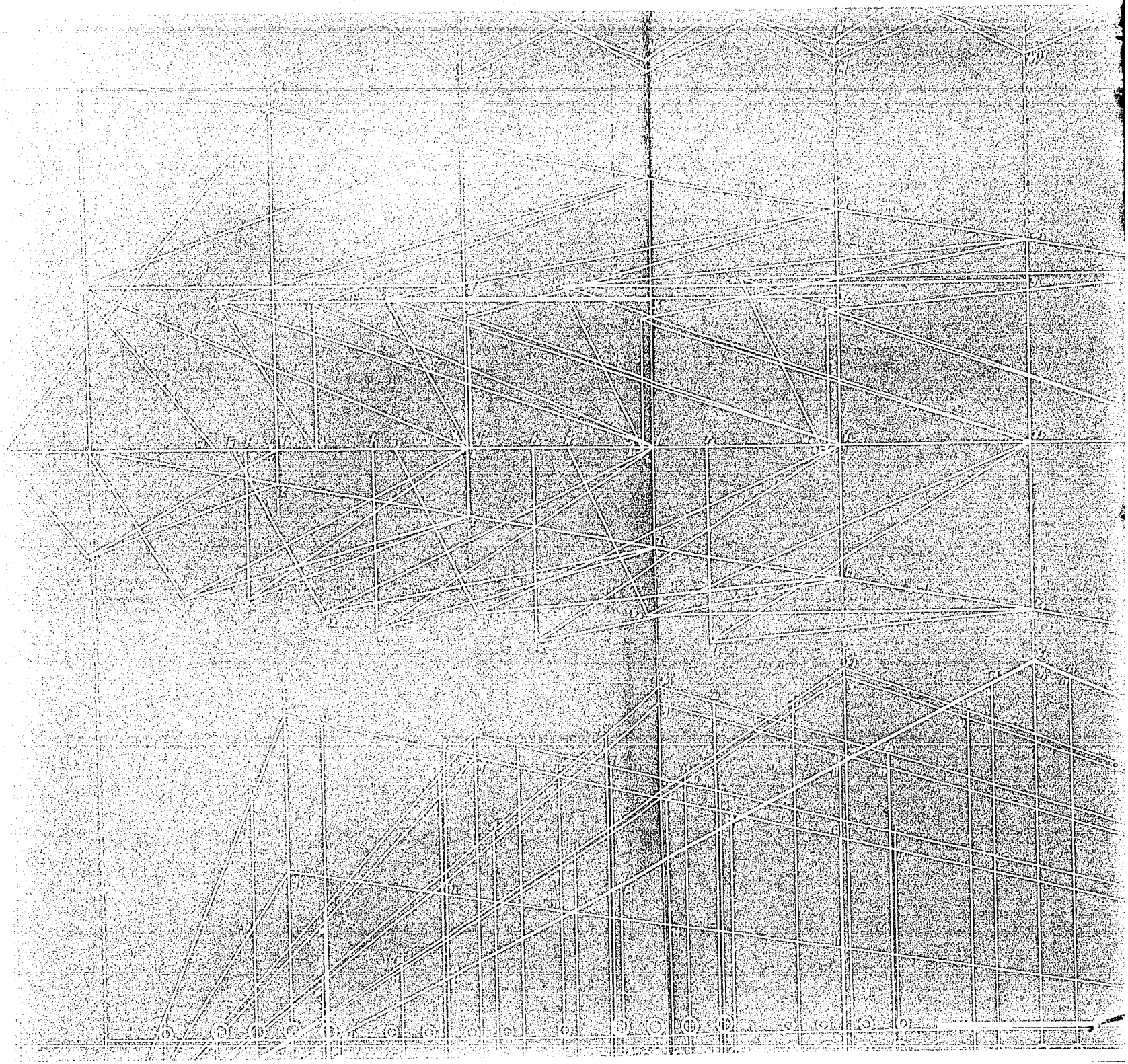
Tabla 1.

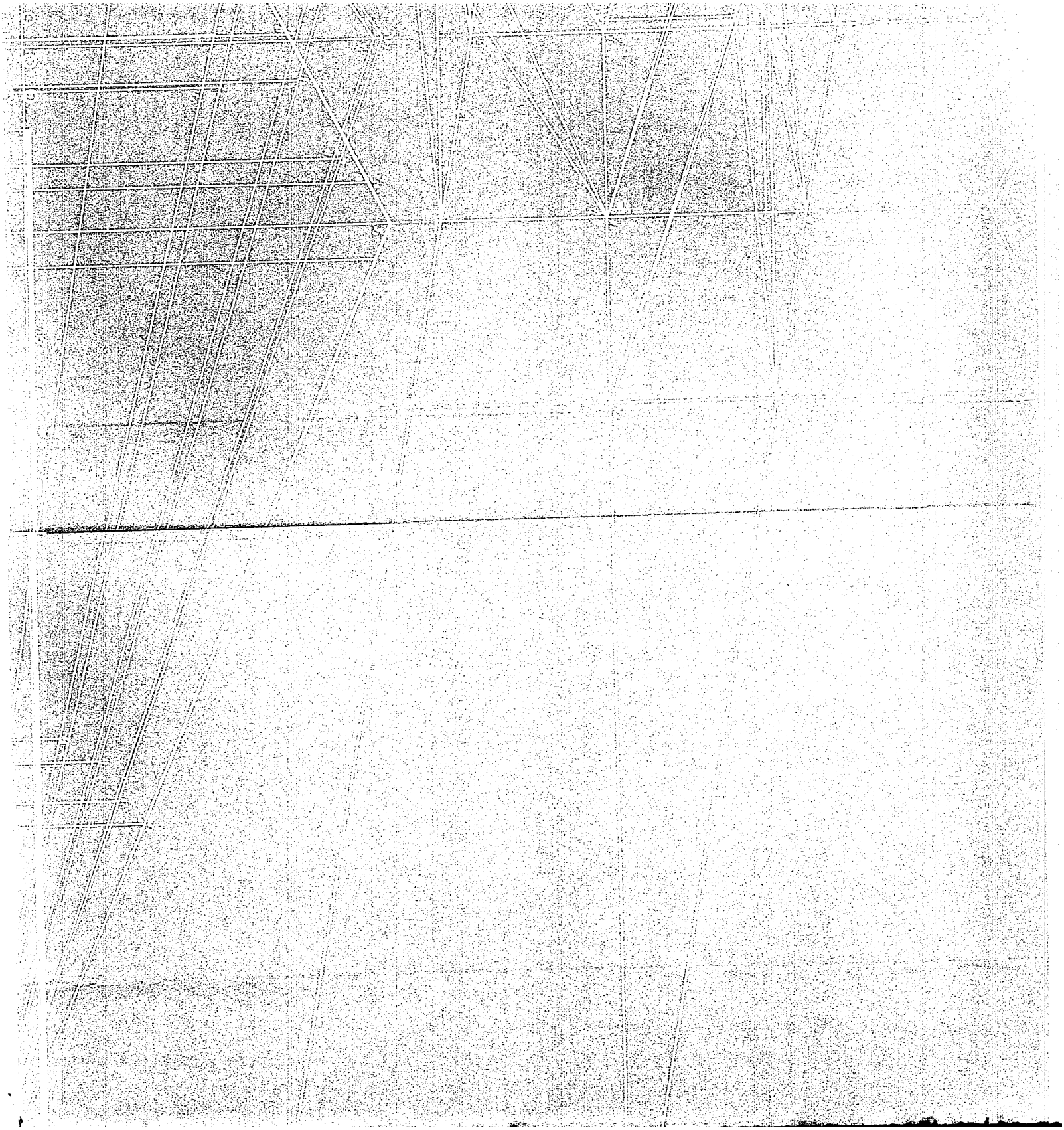
Miembros.		C.Muerta.	C.Viva.	C.Impacto.	C.Total.
U	aA	+ 288000	+ 616000	+270000	+ 1208000 lbs.
U1	aa	- 290000	- 387000	-170000	- 770000 "
U2	aA	- 70000	- 112000	- 49000	- 231000 "
U3	ab	- 290000	- 387000	-169000	- 776000 "
U4	Ab	- 174000	- 663000	-101000	- 938000 "
U5	AB	+ 287000	+ 568000	+250000	+ 1105000 "
U6	bB	+ 69000	+ 102000	+ 71000	+ 242000 "
U7	bc	- 317000	- 688000	-302000	- 1057000 "
U8	BC	+ 273000	+ 622000	+241000	+ 1036000 "
U9	cB	- 78000	- 120000	- 53000	- 251000 "
U10	cd	- 290000	- 600000	-263000	- 1153000 "
U11	cC	+ 69000	+ 120000	+ 53000	+ 242000 "
U12	CD	+ 286000	+ 578000	+253000	+ 1317000 "
U13	dC	- 69000	- 127000	- 56000	- 252000 "
U14	dD	+ 5000	+ 114000	+ 50000	+ 177000 "
U15	de	- 288000	- 590000	-251000	- 1129000 "
U16	eD	- 21000	- 133000	- 59000	- 213000 "
U17	DE	+ 283000	+ 554000	+247000	+ 1084000 "
U18	eE	- 17000	+ 101000	+ 45000	+ 163000 "
U19	ef	- 281000	- 632000	-284000	- 1197000 "
U20	EF	+ 281000	+ 553000	+250000	+ 1084000 "
U21	fF	0	- 145000	- 61000	- 267000 "

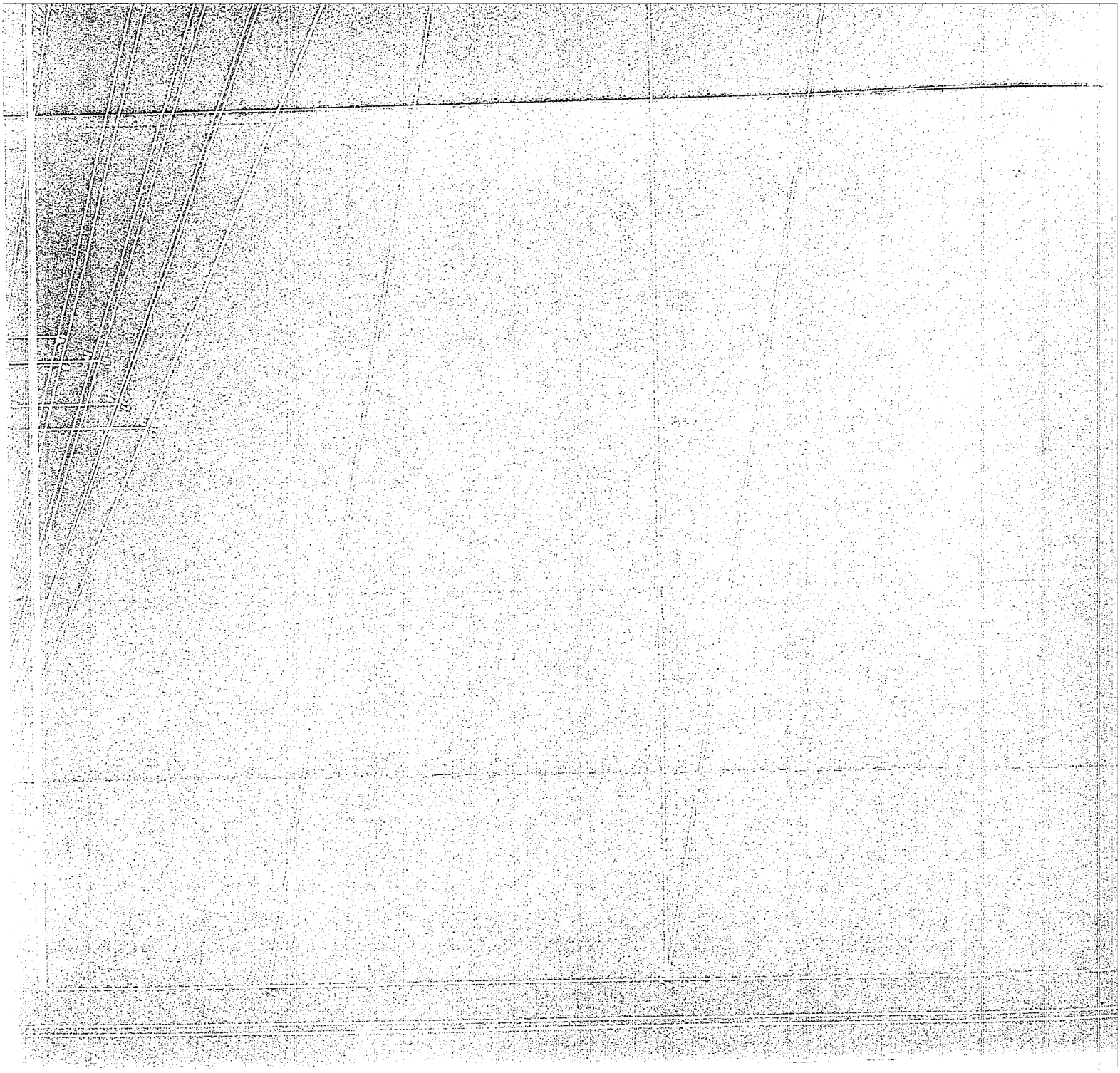

ESFUERZOS MAXIMOS
LINEAS DE INFLUENCIA
CARGA VIVA

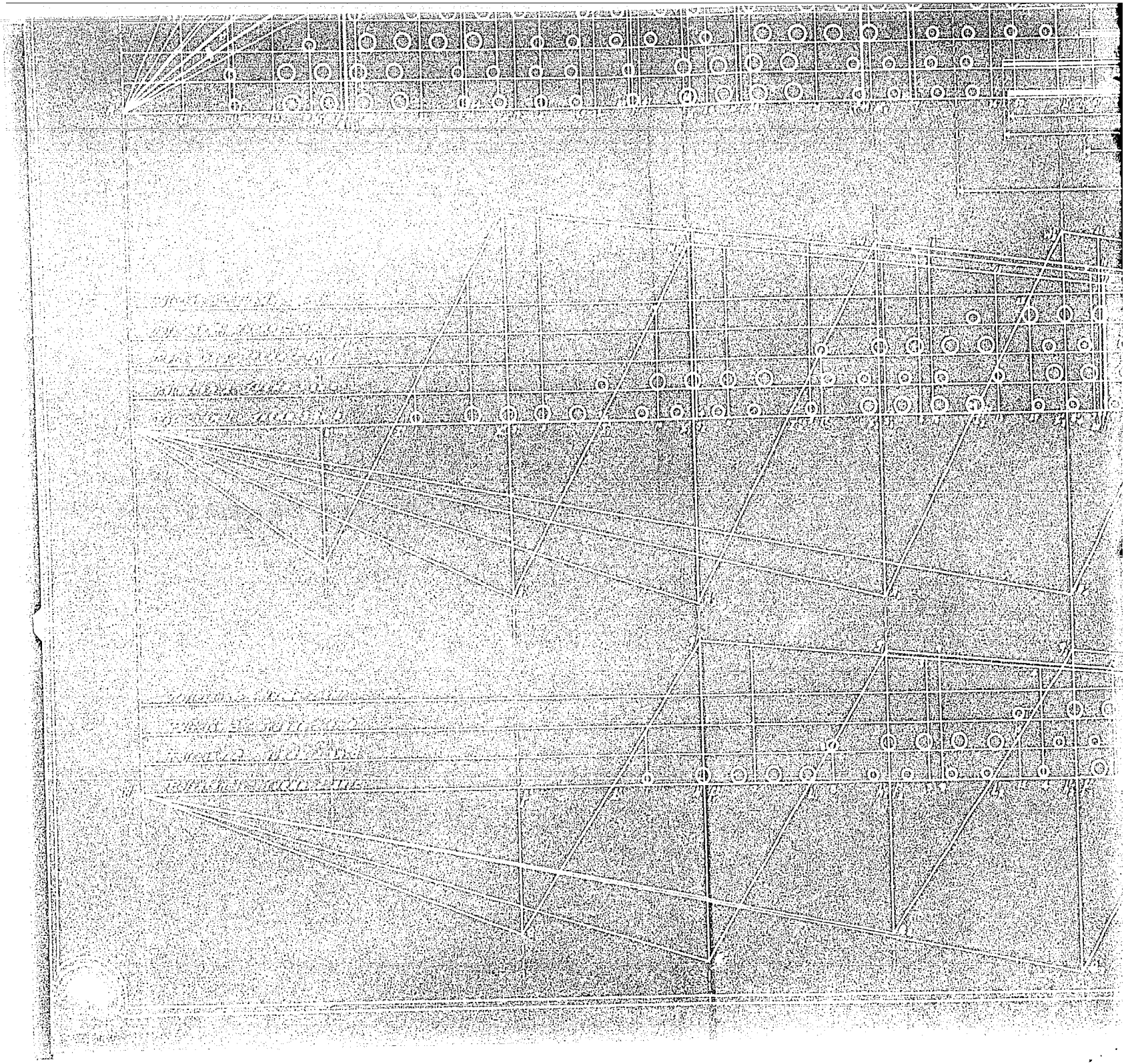


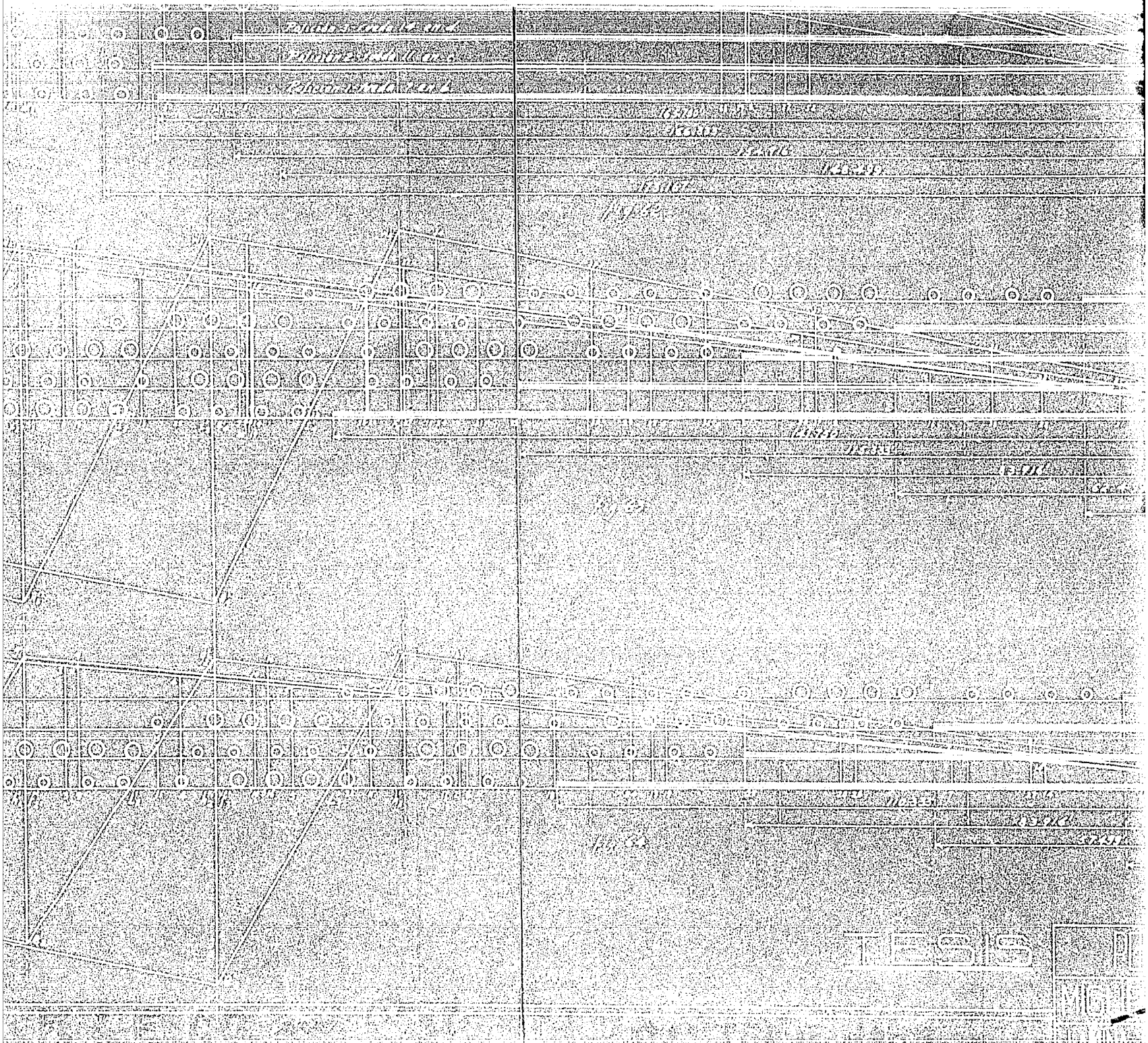












TESIS
PISTONES DE BARRA
MIGUEL ESPINOSA ZAPATA

y los esfuerzos de Tensión en los Atirantadores y Postes en la siguiente:

Tabla 9.

Miembros.		C.Muerta.	C.Viva.	C.Impacto.	C.Total.
F22	R1	= 0	= 103000	= 67000	= 170000 lbs.
F23	Se	= 0	= 80000	= 40000	= 80000 "
F18	OR	= 17000	= 13000	= 6000	= 36000 "
F14	OD	= 27000	= 47000	= 23000	= 107000 "
F11	OS	= 33000	= 51000	= 18000	= 82000 "

Los esfuerzos de Carga Viva e Impacto para el miembro BA se tienen calculados en el proyecto de las Vigas Intermedias - de Acero.

Fuerzas Laterales y Presión del Viento.---Se calculan, de acuerdo con la Especificación 10, para 600 lbs./pie lineal de puente para presión del viento y para una fuerza lateral de 0.1x6000 = 600 lbs./pie lineal para la carga Cooper E-60, representando estas últimas el efecto combinado de la presión del viento sobre el tren y la vibración o impacto lateral debido a las - fuerzas laterales desequilibradas en movimiento por la carga, armaduras, imperfección de unión y alineamiento en la vía, etc. El tipo de Armadura Lateral adoptado está mostrado en la Lámina General de Proyecto, consistiendo de Armaduras horizontales en los planos de las Cuerdas Superior e Inferior con---traventeadas entre los postes extremos y entre todos los postes verticales.

Esfuerzos en el Sistema Lateral Superior,---Se deben a una carga uniforme móvil de 600 lbs./pie lineal.

Las Diagonales en cada recuadro se supone que únicamente soportan esfuerzos de Tensión, por ser largas y esbeltas, estando solo una Diagonal en acción para determinado posición - del viento.

Las Cuerdas Superiores de las armaduras principales forman -

las cuerdas para el sistema lateral, resultando los esfuerzos tan pequeños debido a la carga lateral comparados con los que resultan debidos a la carga vertical que no se toman en cuenta.. P = 200g26.417 = 5286 lbs. es el valor de la carga por resorte debido a las fuerzas laterales, lo cual es supone dividido igualmente entre las 5 armaduras.

Las longitudes de las cuerdas se calcularon en la pág. 67, y siendo su separación entre ejes de 17'6" =17.75 ', determinaron las longitudes de las diagonales de contraventeo siendo:

$AB_1 = \sqrt{93.96^2 + 17.75^2} = 95.600'$ ∴ $\sec\phi_4 = 97.500/17.75 = 1.971$

$BC_1 = \sqrt{87.187^2 + 17.75^2} = 89.011'$ ∴ $\sec\phi_3 = 89.011/17.75 = 1.977$

$CD_1 = \sqrt{80.990^2 + 17.75^2} = 82.977'$ ∴ $\sec\phi_2 = 82.977/17.75 = 1.913$

$DE_1 = \sqrt{74.793^2 + 17.75^2} = 76.816'$ ∴ $\sec\phi_1 = 76.824/17.75 = 1.799$

$EF_1 = \sqrt{68.617^2 + 17.75^2} = 70.900'$ ∴ $\sec\phi = 71.000/17.75 = 1.793$

Según esto, los esfuerzos para las diagonales valen:

$AB_1 = 5284x1.971x5/6 = -$ 22000 lbs.

$BC_1 = 5284x1.837x5/6 = -$ 20000 " .

$CD_1 = 5284x1.913x1/6 = -$ 23400 " .

$DE_1 = 5284x1.799x1/6 = -$ 15000 " .

$EF_1 = 5284x1.793x1/6 = -$ 17500 " .

y los esfuerzos para las Contrajuntas o Soportaderes (Strut) valen:

$AB_1 = (5284x5/6)-5284/2 = +$ 19434 lbs.

$BC_1 = (5284x5/6)-5284/2 = +$ 19797 " .

$DE_1 = (5284x1/6)-5284/2 = +$ 6937 " .

$EF_1 = (5284x1/6)-5284/2 = +$ 6104 " .

Esfuerzos en el Sistema Lateral Inferior.---Se deben a una carga de 300 lbs./pie lineal sobre la superficie del puente y a 200 lbs. por pie lineal sobre el tren considerados ambos como móviles.

El efecto de estas cargas laterales sobre el sistema puede dividirse en 2 partes: efecto lateral de las armaduras y de voltéo.

A estos efectos debe añadirse el de Portal causado por la — . transmisión de los esfuerzos de la Cuerda y Sistema Lateral Superior hacia abajo en los Postes del Portal.

A)Efecto Lateral.---Los esfuerzos de los miembros en el Sistema Lateral Inferior se deben a 800 lbs./pie lineal, donde: 800x11.47 = 9178 lbs.de carga por recuadro.

Puesto que la parte inferior de la armadura en la dirección opuesta al viento está protegida completamente por el Sistema de Piso no supone que las cargas obran horizontal en los juntas expuestas directamente a la acción del viento. Las juntas o separadores están formadas por las Vigas de Apoyo que son grandes y pesadas.Los esfuerzos son tan pequeños que pueden despreciarse.

Los esfuerzos en las Diagonales se calculan con la suposición de que ambas obran al mismo tiempo en cada recuadro; estando rígidamente unidas en su intersección se proyectan como miembros de Compresión.

Considerando la Carga Móvil, cada Diagonal toma la mitad del esfuerzo cortante del recuadro en cuestión, y así tenemos:

$ab_1 = a_1b = (9178/12)(50/7)(1.79) = 9878$ lbs.

$ab_1 = a_1b = (9178/12)(47/7)1.79 = 7700$ " .

$bc_1 = b_1c = (9178/12)(37/7)1.79 = 6007$ " .

$cd_1 = c_1d = (9178/12)(30/7)1.79 = 4686$ " .

$de_1 = d_1e = (9178/12)(21/7)1.79 = 3671$ " .

$ef_1 = e_1f = (9178/12)(13/7)1.79 = 2032$ " .

Los esfuerzos en las Cuerdas se calculan con 9178 lbs./nodo, y puesto que suponemos que ambas Diagonales están en acción — se toman momentos alrededor de una sección que atraviesa su intersección.

9178x10/2 = 105470 en la sección en E.

Los esfuerzos en los miembros directamente expuestos al viento son:

Miembro za.---Tomando momentos alrededor de O:

$$108{,}70 \times 20{,}417/2 \times 17{,}75 = +\ 78600 \text{ lbs.}$$

Miembro ab.---Tomando momentos alrededor de O_1:

$$\left((108{,}70 \times 5 \times 20{,}417/2) - (21134 \times 20{,}417/2)\right)/17{,}75 = +\ 20017 \text{ lbs.}$$

Miembro bc.---Tomando momentos alrededor de O_2:

$$\left[(108{,}70 \times 7 \times 20{,}417/2) - \left(21134 \times 20{,}417(2+1)/2\right)\right]/17{,}75 = +\ 20080 \text{ lbs.}$$

Miembro cd.---Tomando momentos alrededor de O_3:

$$\left[(108{,}70 \times 7 \times 20{,}417/2) - \left(21134 \times 20{,}417(3+2+1)/2\right)\right]/17{,}75 = +40805 \text{ lbs.}$$

Miembro de.---Tomando momentos alrededor de O_4:

$$\left[(108{,}70 \times 7 \times 20{,}417/2) - \left(21134 \times 20{,}417(4+3+2+1)/2\right)\right]/17{,}75 = +61807 \text{ lbs.}$$

Miembro ef.---Tomando momentos alrededor de O_5:

$$\left[(108{,}70 \times 11 \times 20{,}417/2) - \left(21134 \times 20{,}417(5+4+3+2+1)/2\right)\right]/17{,}75 = +97\,1800 \text{ lbs.}$$

Los esfuerzos en los miembros no expuestos directamente a la acción del viento tienen el mismo valor pero de signo contrario.

b) Efecto de Volteo.---La fuerza lateral de 200 lbs./pie está aplicada a 7' arriba del lecho del río. Puesto que las laterales inferiores que están colocadas alrededor de $17'10\frac{1}{2}"$ bajo el punto de aplicación de esa fuerza son las que van a resistir dicho esfuerzo, resulta una tendencia a producir rotación de las armaduras alrededor de su eje horizontal.

P = 200x20,417x10,375/17,75 = 11500 lbs., representa la acción del esfuerzo de volteo, y será la carga que por razonamiento se aplica a la armaduras principales para obtener los esfuerzos en las cuerdas debido al efecto de volteo, que serán proporcionales a los obtenidos debido a la Carga Muerta, tenemos:

Esf. de Volteo = Esf. de Carga Muerta x 11500/84000 = 0,21 C.M.

Los esfuerzos en los miembros directamente expuestos al viento a

Miembro za = Miembro ab = 0,21x30094 = + 6320 lbs.

" bc = " = 0,21x31229 = + 6558 " .

Miembro cd = 0.21x30775 = + 70553 lbs.

" de = 0.11x23172 = + 2610 " ,

" ef = 0.21x23172 = + 5110 " ,

los esfuerzos en los miembros no expuestos directamente a la acción del viento tienen el mismo valor pero de signo contrario.

c)Efecto del Portal.---Se debe al esfuerzo colocado directamente sobre el Poste extremo por las cargas del Sistema Lateral Superior, siendo Compresión en la cuerda inferior de la armadura directamente expuesta a la acción del viento y Tensión en la otra, dependiendo su valor de la forma de contraviento del Portal.

40.720' fué la longitud calculada en la pág. 27 para los Postes extremos, y el tipo de Portal usado está mostrado en la Lámina General de Proyecto.

Para cálculos preliminares será suficiente suponer que la distancia de la articulación superior del Poste extremo a la intersección del mismo con el contraviento del Portal es 1/4 de la longitud del Poste extremo, o sea: 40.72/4 = 10.18'

Estando los Postes fijos en la base, el punto de inflexión de los esfuerzos en el Poste está localizado a la mitad de la distancia entre el punto de intersección anterior y la base del Poste, siendo entonces el efecto del Portal igual a:

$P\left[\left(\frac{1}{2}10.18\right)+\left[\left(40.72-10.18\right)/2\right]\right]\operatorname{sen}\theta$ en que:

θ es el ángulo que el poste extremo forma con la vertical y

P es la carga llevada al Portal por el contraviento superior.

P = 5x5504 = 27520 lbs, y $\operatorname{sen}\theta = 0.4280$, de donde:

Efecto del Portal = 2x550x0.4280x25.46/17.75 =+2437 lbs.

Para mayor claridad en el proyecto de los miembros que han de formar este contraviento, ordenaremos los resultados en la siguiente:

Tabla 3.

Tabla de Esfuerzos Laterales obtenidos de las Cuerdas de la Armadura, directamente expuestos a la acción del viento.

Miembro.	Esfuerzo total de Armadura.	Esfuerzo de Viento.	Esfuerzo de Peso.	Esfuerzo. todos en Total, milares de lbs.
za	+ 76.5	+ 46.3	+ 24.2	+ 151.0
ab	+ 220.2	+ 40.3	+ 24.2	+ 284.1
bc	+ 330.3	+ 61.6	+ 24.2	+ 421.6
cd	+ 403.0	+ 73.0	+ 24.2	+ 500.1
de	+ 434.1	+ 60.2	+ 24.2	+ 518.5
ef	+ 471.5	+ 82.2	+ 24.2	+ 578.8

Los esfuerzos en los miembros no expuestos directamente a la acción del viento varían lo mismo pero en algún contrario.

En el proyecto de los miembros utilizaremos los valores de trabajo consignados en el Manual del Kahnium y en la edición de 1927 del Johnson, Bryan and Turneaure.

Forma de los Miembros.---Utilizaremos barras de Ojo para los Diagonales en Tensión, excepto la del recuadro central; también serán barras de Ojo los Montadores y los miembros de la Cuerda Inferior excepto los 2 recuadros extremos za y ab, los cuales a causa de los esfuerzos grandes que llevan, se formarán por 2 placas y 4 ángulos, dependiendo el ancho de las placas del diámetro de las cabezas de las barras de Ojo que entran en las juntas. También 4 ángulos y 1 placa formarán el miembro ai. Los miembros de la Cuerda Superior, llevando esfuerzos muy grandes, se forman en forma de U por canales y placas, de ancho suficiente para empacar dentro a los Pernos Verticales y de profundidad suficiente para que las barras de Ojo no se interfieran a la subida superior, procurando alejar el eje del perno cerca del eje neutro de la sección y procurando evitar que se produzcan fuertes esfuerzos secundarios debidos a la profundidad de la sección. La misma forma de miembro va en el Poste extremo, y la parte inferior abierta aquí como en la Cuerda Superior, va en celosía. En el proyecto de la sección

se debe procurar balancear el efecto de la Cubreplaca, procurando que tienda a coincidir el Centro de Gravedad de la Sección con la Línea Central de las Placas de Alma.

Tabla 6.
Proyecto de los miembros de Tensión.
Esfuerzos en millares de lbs.

Miembros.	Esfuerzos 16000 lbs/$^{pulg^2}$ Caso A.	Esfuerzos 20000 lbs/$^{pulg^2}$ Caso B.	Areas necesarias en $^{pulg^2}$ Caso A.	Caso B.	Secciones Adoptadas.	Areas Proporcionadas en pulg.cuadradas. netas.
Aa	- 779	- 1079.5	48.7	67.5	4"x4"x7/16"	50.62
Ab	- 779	- 1072.1	48.7	67.0	8"Ix.20"x7/8"	
Bc	- 1057	- 1478.5	66.0	92.0	4"x.16"x1"7/8	75.00
Cd	- 1193	- 1702.1	74.6	85.1	2"x.16"x1"5/16=32.0 2"x.12"x1"13/16=43.5	85.50
De	- 1265	- 1822.9	79.0	91.1	4"x.12"x1"15/16	83.00
Ef	- 1279	- 1857.0	80.0	92.9	4"x.12"x1"15/16	83.00
Ab	- 500	.....	31.3	....	2"x. 6"x1" 5/4	31.50
Bc	- 805	.....	50.3	....	2"x. 7"x1" 5/8	25.75
Cd	- 301	.....	18.8	....	2"x. 7"x1" 5/8	19.25
De	- 280	.....	14.2	....	2"x. 6"x1" 5/8	14.50
Ef	- 227	.....	14.1..	....	4"x.6"x5/8"x7/16"	14.12
Ad	- 175	.....	11.0	....	2"x. 7"x1" 5/8	11.25
De	- 98	.....	6.2	....	2"x. 6"x1" 1/8	6.75
As	- 280	.....	15.6	....	4"x.4"x4"x7/16" 1"x1.16"x7/16"	16.71

Las áreas para los miembros de Tensión de la Cuerda Inferior se han determinado para 2 condiciones de carga, regulando el proyecto de los miembros el área mayor que se necesite. Tenemos:

Caso A.--Considerando los esfuerzos de Carga Muerta, Viva e Impacto trabajando el material a 16000 lbs/pulg. cuadrados y

Caso B.--Considerando los esfuerzos anteriores junto con el Lateral Total, ver tabla 3,pág.78, en que el material trabaja a - 20000 lbs/pulgada cuadrada.

En esta armadura se nota que el Caso B regula el proyecto de

los miembros de tensión en la Cuerda Inferior escepto en ab y a'b'.

Miembros aa y ab.---Se harán como un Miembro continuo aab con cana-les construidas. El ancho de las Placas de Alma será suficiente para dar lugar a 22" que es el ancho de la cabeza para una Barra de Ojo de 9"x1"=7/8". El área neta necesaria es de 80.1" cuad.y se provee con:

38.8"cuad. de 2 Pls. de 22"x7/8" con 8 agujeros de remaches y

20.18"cuad. de 4Ls.4"x4"x13/16" con 4 agujeros de remaches,dando 58.98"cuad.

Miembro Aa.----Se hace de 4Ls.7"x4"x7/16"y 1Pla.10"x7/16" que dan una área neta de trabajo de 36.71"cuad. deducidos previamente 8 agujeros de remaches en cada una de los ángulos y en la placa. Al trazar la junta A veremos que el ancho de la placa de 10" para este miembro es suficiente y no se interpone en la junta a ---ningún otro miembro. El exceso de área provisto por este miembro sirve para evitar la producción de esfuerzos secundarios.

Proyecto de los Miembros de Compresión.----

Postes Verticales.----Se formarán de canales centrifugas teniendo como máximo l/r el valor de 100.

Poste Bb.----Este miembro tiene un esfuerzo máximo de + 307000 lbs. y una longitud de 40.4'=484.8".

Suponiendo el Miembro formado por una canal construída con 2 Pls. de 10"x1/2" y 4 Ls. 3"1/2 x 3"1/2 x 1/2", teniendo un radio de giración de 4.2", tendremos l/r = 93.50 y:

15000-(70x93.5/8.2) = 10200 lbs/"cuad. como valor del es-fuerzo de trabajo permisible.

20"cuad. es el área de la sección, de manera que:

20x10200 = 204000 lbs. es la capacidad de esfuerzo en este ---miembro, que es ligeramente mayor que el que necesitamos.

Poste Cc.----Este Miembro tiene un esfuerzo máximo de + 282000 lbs.

y otro de - 82000 lbs. y una longitud de 47.505' = 571.01".

Se proyectará para 222000+82000/2 = + 263000 lbs.

Suponiendo la misma sección anterior resulta:1/r= 571.01/r.nc= = 95.00, y 16000-70x95.00 = 9350 lbs/"cuad. como valor del esfuerzo de trabajo permisible.

20x2804 = 560500 lbs. es la capacidad de esfuerzo en este miembro, y lo adoptamos por razones de construcción.

Poste Dd.---Este miembro tiene un esfuerzo máximo de + 177000 lbs. y otro de - 105000 lbs. y una longitud de 58.533' = 698"

Se proyectará para 177000+105000/2 =+238000 lbs.

Suponiendo el miembro formado por una canal constituida por 2 Pls. de 1"x1/2" y 4 Ls. 3"1/2x3"1/2x1/2", teniendo un radio de giración de 4.40, tendremos que 1/r = 698/4.40 = 94.75 y 16000-70x94.75 = 9365 lbs/"cuad. es el valor del esfuerzo de trabajo permisible en el miembro.

27.38"cuad.es el área de esta sección de manera que: 27.38x9365 = 257600 lbs. es la capacidad de su esfuerzo, y que aún cuando es mayor que el necesario, lo aceptamos.

Poste Ee.---Este miembro tiene un esfuerzo máximo de + 142000 lbs. y otro de - 87000 lbs. y una longitud de 54.705' = 656".8

Se proyectará para 142000+87000/2 =+206500 lbs.

Suponiendo el miembro formado por una canal constituida por 2 Pls. de 12"x1/2" y 4 Ls. 3"1/2x3"1/2x1/2", teniendo un radio de giración de 4.0', tendremos que 1/r = 656.8/4.0 = 99.47 y 16000-70x9947 = 9037 lbs/"cuad. es el valor del esfuerzo de trabajo permisible en el miembro.

31"cuad. es el área de esta sección de manera que: 31x9037 = 280147 lbs. es la capacidad de su esfuerzo, y que aunque sobrepasa demasiado al necesario, sin embargo lo aceptamos a causa de la relación forzada que tenemos de 1/r que no debe -

ser mayor de 100.

Cuerda Superior.---

Usamos la sección mostrada en la Lámina General de Proyecto, en la que están consignados los datos que a continuación se encuentran y en la que hay cabida suficiente para cualquier Cabeza de -- Barra de Ojo de las empiondas.

Tabla 5.

Propiedades de la sección en la Cuerda Superior.

Secciones.	Area en "cuadrados		B. de P.	1er. Momento	2º Momento
Placa de Cubierta	1 Pl.50"x11/16"	38.02	12.69	+ 380.61	3808.43
Angulos Superiores	2Ls.4"x4"x1/2"	7.50	11.07	+ 83.02	919.09
Placas de Alma	2Pls.24"x11/16"	33.00	.....	.....	11.12 & 1394.00
Placas de Alma	2Pls.18"x 5/8"	20.00	.....	.....	426.66
Angulos Inferiores	2Ls.4"x4"x1/2"	7.50	11.07	- 83.02	919.09
Placas Inferiores	2Pls.4"1/2x11/16"	4.10	12.69	- 77.07	11.12 & 991.19
Totales		64.01		+ 103.53	8130.67

& es el Momento de Inercia de los ángulos alrededor de su Eje de Gravedad. De la tabla vemos que:

e = 103.53/64.01 = 1.615" = Excentricidad de la sección ó sea - la distancia que arriba del centro de las placas de Alma para el Centro de Gravedad de la Sección.

I = 8130.67-64.01x1.615 = 7772.78" = Momento de Inercia alrededor del Eje De Gravedad.

r = 7772.78/64.01 = 9.03" = radio de giración de la sección.

p = 16000-70(l/r) = Esfuerzo permisible de trabajo en cada -- uno de los miembros de la Cuerda Superior.

El Momento de Inercia alrededor del eje Y-Y es mayor que el acabado de calcular, por consiguiente, su radio de giración también es mayor y no es de interés conocerlo.

Vemos que la sección adoptada es suficiente para los distintos

miembros de la cuerda superior, ya que el área proporcionada por la sección adoptada, es suficiente para la requerida por los miembros dichos, como se ve adelante.

Miembro AO.---Longitud = 32.00' = 384.72".

16000-(70x384.72/2.05) = 13305 lbs.= Esf. permisible en el miemb.

1285000/13305 = 94.00 " cuadradas = Area necesaria.

Miembro BO.---Longitud = 27.317' = 328.08".

16000-(70x328.08/2.05) = 15401 lbs.= Esfuerzo permisible.

1230000/15401 = 81.82 " cuadradas = Area necesaria.

Miembro CD.---Longitud = 26.833' = 322.00".

16000-(70x322.00/2.05) = 13509 lbs.= Esfuerzo permisible.

1282000/13509 = 95.00 " cuadradas = Area necesaria.

Miembro DE.---Longitud = 27.523' = 330.28".

16000-(70x330.28/2.05) = 13532 lbs.= Esfuerzo permisible.

1284000/13532 = 94.84 " cuadradas = Area necesaria.

Miembro EI.---Longitud = 28.417' = 341.00".

16000-(70x341.00/2.05) = 13248 lbs.= Esfuerzo permisible.

1270000/13248 = 94.40 " cuadradas = Area necesaria.

Punto entorno 2A.---Como se ve esta sección no es suficiente para este miembro, pues se tiene: Longitud = 40.72' = 488.75".

16000-(70x488.75/2.05) = 12320 lbs.= Esfuerzo permisible.

1205000/12320 = 98.81"cuadradas = Area necesaria, la cual es bastante más grande que la que nos proporciona la sección --- propuesta, por lo tanto reforzaremos dicha sección como se --- indica en la Tabla 6, en que se tiene:

16000-(70x488.75/2.05) = 12311 lbs. = Esfuerzo permisible.

1205000/12311 = 98.88 "cuadradas = Area necesaria, la cual está proporcionada por la nueva sección, prácticamente, en que

e = 181.78/98.53 = 1.84"= Excentricidad en la sección y

r = $\sqrt{(8 \times 368.84 - (98.53 \times 1.84^2))/98.53}$ = 2.05 = menor radio de gi-

rección de esta nueva sección.

Tabla 6.

Propiedades de la sección en el Poste extremo.

Secciones.	Area en pulgadas cuad	h.de P.	1er. Momento.	2o. Momento.
Plac de cubierta.	1 Pl. 30"x11/16"	20,62	14.30	+ 290.01	4000.03
Angulos Superiores.	2 Le.4"x4"x5/16"	8.36	11.04	+ 92.29	1018.68
					12.34
Placas de Alma.	2 Pls.24"x11/16"	33.00	.....	.....	1594.00
Placas de Alma.	2 Pls.16"x11/16"	22.00	.....	.....	660.55
Angulos Inferiores.	2 Le.4"x4"x5/16"	8.36	11.04	- 92.29	1018.68
					12.34
Placas Inferiores.	2 Pls.4"3/8x11/16"	6.19	12.50	- 77.35	951.16
Totales		98.53		+ 191.66	9305.24

Esfuerzos Flexionantes en la Cuerda Superior y Poste extremo.---

Estos esfuerzos secundarios se deben a:

1o.-Peso de los miembros,

2o.-Efecto de la excentricidad del perno y

3o.-Efecto de la deflexión de la armadura como un todo, causando un poco de deflexión y Momentos Flexionantes en la Cuerda.

Yá 1o. y el 2o. empequeñecen en esta armadura y no se toman en cuenta, y el 3o. aunque es grande, tampoco la tomamos en cuenta pues la disminuimos mucho haciendo pasar el eje de las placas de alma 1" más abajo del eje de centro de la armadura, - no quedando, por consiguiente, tan descalafado el Centro de --- gravedad, pues reducimos su excentricidad á 0.5".

Proyecto de los Larguero.---Longitud = 24,617'. Para detalles -- véase la Lámina General de Proyecto del puente.

Para la Carga Muerta de los larguero aplicamos la Fórmula :

$W = 1.1(12 - \frac{1}{2}L + 100)$, en que L es la longitud del larguero, y le añadimos el peso del Piso previamente calculado, así queda:

Carga Muerta = 1.1(12.5x24.617+100)+822.3 = 1000 lbs/pie lineal, de cinco á 1000/2 = 500 lbs/pie lineal de larguero.

$500x25.417^2 x12/2 = 973500$"lbs. es su Momento Flexionante Máximo debido a la Carga Muerta.

El Momento Flexionante Máximo de Carga Viva se efectúa cuando las ruedas 2, 3, 4 y 5 se encuentran colocadas sobre el larguero, y de acuerdo con el principio de que "el punto de Momento Flexionante Máximo Absoluto y el Centro de Gravedad de todas las ruedas están de uno y otro lado equidistantes del centro de la viga", la posición de este Momento será la mostrada en la Fig. 6B lám. 9, en la que tomando momentos alrededor de 2, tenemos:

$R_a = (500+1000x4.2500)1000/25.417 = 14333$ lbs. para la reacción en a, y tomando momentos alrededor de la rueda 4 para obtener el Momento Flexionante máximo, resulta:

M máx. = (14333x11.2500-1000(3.

I = 1.65x[illegible]/(25.417+150) = 58[illegible]7"lbs.

Añadiendo los 3 momentos, resulta:

M = 5625000+[illegible]+[illegible]7 = 12120647"lbs.prdct. 12120000"lbs.

Para el esfuerzo cortante de Carga Muerta en el estribo tenemos:

500x25.417/2 = 6354 lbs. y colocando las ruedas según Fig. 7C, lám. 9, y tomando momentos alrededor del apoyo 2, resulta:

$R_2 = (1000+1000.833.417)1000/25.417 = 37715$ lbs. para el esfuerzo cortante exterior debido a la Carga Viva Cooper E-60, y:

I = 1.65x37715/(25.417+150) = 6302 lbs. para el Impacto.

Con estos datos procedemos al proyecto de los largueros.--Su profundidad en este clase de armaduras es tomada generalmente alrededor de 1/8 de la longitud del recuadro, estando el cordón superior del alma a nivel con los patines superiores de las alas de los ángulos superiores y disminuido en 1/4" con los patines inferiores.

30"1/4 será la profundidad del miembro, dorso a dorso de los ángulos superiores e inferiores.

6800+97716+82038 = 176554 lbs. es el Esfuerzo Cortante Total.

176554/10000 = 17^{6}.6"cuad. es el área necesaria de trabajo para el alma, para lo cual utilizamos una placa de 50"x1/2"=25."c, Angulos de Flexión.-Suponemos 2 Ls. 6" x 6" x 11/16".

Area neta(1 hilera de remaches en c/u)= 2(7.78-0.69)= 14.16"c.

1/3 del área del Alma.....=(1/3)18.75 = 6.24"c.

Area total proporcionada por los 2 ángulos..... = 20.52"c.

Profundidad efectiva del miembro = 30.00-2x1.75 = 46.75",

Area de trabajo necesaria = 1215700/45.75x10000 = 18.88"c.

Paso de los remaches.---Los esfuerzos cortantes en los puntos cuartos y en el centro del larguero fueron determinados con bastante aproximación tomando los 5/8 y los 3/7 respectivamente del esfuerzo cortante de Carga Viva en el extremo y el esfuerzo cortante de Carga Muerta en el centro en cada.

Puntos	Carga Muerta.	Carga Viva.	Carga Impacto.	Esfuerzo Cortante Total.
Extremos.	6800	97717	82038	176554
Cuartos.	5100	54820	51170	109790
Centro.	0	23040	23445	46485

Para encontrar el paso de los remaches usamos la fórmula:

$p = r/V(t.A'_f/h(A'_f + Aw/8)^2 + n^2$ en que; en nuestro caso:

r es el valor del remache de 7/8" en apoyo a 24000 lbs/"c. actuando una placa de 7/16", y dado en miles de libras ó sea 7.360

V es el esfuerzo cortante en miles de lbs. ó sea 176.55

h es la profundidad efectiva en pulgadas, ó sea 46.75

A'_f es el área de los ángulos, neta, en "c., ó sea, 14.16

$A'_f + Aw/8$ es el área neta de los ángulos más 1/8 del área del Alma, ó sea 16.52 y

n es la carga vertical en miles de lbs/pulgada, debidas al peso de una rueda motriz distribuida sobre 3 durmientes y a la carga en pulgada debida al peso del piso y vía, ó sea:

$v = (40/8x16)+(0.5235/8x16) = 1.272$, de donde:

$p = 7.88/\sqrt{(17^2.5x14.19/40.75x16.50)^2+1.272^2} = 2.80"$, para el paso de los remaches en el extremo.

$p = 7.88/\sqrt{(10^2.4x16.19/40.75x16.50)^2+1.272^2} = 3.51"$, para el paso de los remaches en los puntos cuartos y

$p = 7.88/\sqrt{(14^2.8x16.19/40.75x16.50)^2+1.272^2} = 5.00"$, para el paso de los remaches en el centro.

Construímos la curva de espaciamientos de remaches, mostrada en la fig. 87, lám. 9, en que las abcisas son las distancias en el larguero y las ordenadas son los pasos calculados para los remaches.

Atiesadores.---$50.25-2x1 = 38.25"$ es la longitud no apoyada del alma $40x3/8 = 02.5"$ es la longitud anterior permisible según las Esp., por consiguiente necesitamos Atiesadores, repartidos como sigue:

$(3/8x40)(12000-17^2.5x50/40x3/8) = 24"$ = Espaciamiento en el extremo

$(3/8x40)(12000-10^2.4x50/40x3/8) = 30"$= " " en los p. cuartos.

$(3/8x40)(12000-14^2.8x50/40x3/8) = 40"$= " " " el centro.

Modificamos este espaciamiento sobre los Atiesadores debido a que las especificaciones dan como espaciamiento máximo permisible un valor de 160 veces el espesor del alma, en este caso siendo: $(3/8)160 = 60"$. La colocación que adoptamos como final está mostrada en la fig. 87, lám. 9, así como el paso adoptado para los remaches.

$(50.25/30)+2 = 3.68"$ es el ancho mínimo que deben tener los alas voladas de los ángulos de los Atiezadores Intermedios de manera que éstos estarán formados por 2 La. de 4" x 3"1/2 = 7/8" con las alas de 3"1/2 empalmando a las placas de empaque con la Placa de Alma. Estas empaques serán de P.M. de 3½" x 11/16".

Angulos de Conexión.---Estos ángulos que unen los largueros a las Vigas de Apoyo, estarán formados por 2 La. de 4" x 3"1/2 x 1/2"

con ala de 3"1/2 empalmadas a las Pls. de empaque que se encuentren entre ellas y la Pl. de Alma, que son de 7"x11/16" para dar espacio suficiente a la colocación de los remaches necesarios.

El número total de remaches necesarios en esta conexión, en que trabajan en apoyo a través de la placa de alma es de: 17'850/7800 = 23 remaches, de los cuales:

17'850/14440 = 13 remaches deben trabajar a doble esfuerzo cortante con 24000 lbs/pulg. cuad., como se ve en el dibujo.

En los Atiesadores el remachado es interiormente con el objeto de flejarlos firmemente al Alma, no habiendo procedimiento definido para calcularlos, bastando 6" de separación c. a c. de remaches. En el dibujo en la Lámina General de Proyecto damos el paso adoptado.

Contraventeo Lateral de los Largueros.---Se formarán por simples ángulos remtrados en la lámina General de Proyecto.

Se proyectan para 100 lbs/pie lineal de las 900 que llevan las armaduras y además para: 6.1x8000 = 400 lbs/pie lineal de puente, siendo, por consiguiente la carga Total de: 100+600 = 700 lbs en pie lineal, que consideradas en la dirección de la flecha en la Fig. 45, lám. 9, dan el máximo esfuerzo de Compresión el miembro ab.

10.5x700 = 7400 lbs. es la carga máxima por remache y:

$14000-\left(7400(3.36+13.44)/21.45\right)$ = 9852 lbs. es el esfuerzo cortante en la sección "xy".

$\sqrt{7\frac{1}{2}^2+8^2}$ = 9.70' será la longitud del miembro, de donde:

9852x9.70/7 = 11100 lbs. será el valor para el esfuerzo de Compresión del miembro "ab", que suponemos apoyado en cada extremo por las alas del ángulo y placas laterales, reduciéndose en cero de 9" de cada lado la longitud no apoyada, cuyo valor será

0.70x10-6xE = 07". Según el dibujo de la lámina general, la verdadera longitud no apoyada del miembro es de 75". De donde: 75/120 = 0.625" será el menor radio de giración que debe emplearse en el ángulo escogido, para lo cual usaremos L 4"1/2x3"1/2x3/8" que tiene 0.78" como menor radio de giración y 2.48"c.de área. 10000-70x7"/0.78 = 9400 lbs.= Esfuerzo permisible de trabajo. 11100/9400 = 1.22"c.= Area necesaria de trabajo, la cual está proporcionada en exceso por el ángulo supuesto, pero que adoptamos por ser el más pequeño permitido por las Especificaciones Puesto que todas las laterales son de la misma sección y están capacitadas para desarrollar un esfuerzo mayor que el necesario, el número de remaches que ha de llevar en la junta se debe calcular de acuerdo con su máximo esfuerzo posible.

1.07" es el radio de giración del ángulo alrededor de su eje horizontal, y su longitud está dada de las 90", de donde: 10000-70x90/1.07 = 9800 lbs/"c. será el esfuerzo permisible y 2.48x9800 = 23800 lbs. será la capacidad de esfuerzo de compresión que podrá desarrollar cada ángulo , resultando: 23800/7000 =4 remaches en cada unión extrema en el lateral.

El número de remaches que conectan las placas laterales a los largueros está regulado por la conexión a lo largo del larguero de acuerdo con el esfuerzo de la lateral, siendo por tanto: (24000/7000)(1.27x12/85) = 3 remaches de campo para cada lateral.

Los remaches serán de 7/8" como son todos los del Proyecto excepto los anotados en el Plano de la Lámina General y los piezas de unión de los laterales al larguero serán de 7/16".

Tabla 7.

Peso de los Largueros y Contravientos.

No.Piezas.		Dimensiones.	Peso Total.
1	Alma	80" x 5/8" x 2@4"1/2	1092 lbs.
4	Angulos de Flexión	6" x6" x 11/16" x 2@4"1/2	9800 " .
4	--- -- Conexión	6" x 3"1/2 x 1/2" x 4"0"7/8	194 " .

10	Atiezadores Int.	4" x 3"1/2 x 3/8" x 4'0"7/8	371 lbs.
4	Placas de empaque	7" x 11/16" x 2'9"1/4	208 "
10	---- -- ---	5"1/2 x 11/16" x 3'2"1/4	261 "
5	Laterales	5"1/2 x 5"1/2 x 3/8" x 3'0"5/4	345 "
4	Placas de Unión	11"1/4 x 7/16" x 1'0"1/4	110 "
2	---- -- ---	90°cuad.x7/16"	22 "
28	Ren. Ang. Conex.	Agsero 4"x3/4	26 "
30	" Atiezadores	---- 3"1/2	42 "
252	" Ang. de Alma.		
	y empaque.	---- 1"x7/8	194 "
30	" Pla. Unión Int.	---- 15/16"	23 "
20	" " " Ext.	---- 1"1/8	15 "
10	" " " Int y Ext.	---- 1"1/8	8 "

Peso Total..... 6512 lbs.

ó sea: 6512/58.417 = 111.5 lbs/pie lineal, de Peso Calculado.

(1000-125.5)/8 = 218.5 lbs/pie lineal, fué el peso supuesto de -- Carga Muerta, de manera que no hay lugar a un recálculo.

Proyecto de las Vigas de Apoyo Intermedias.---En el proyecto de -- las Armaduras Principales hemos supuesto una separación de 17'0" c. a c. y el canto máximo resultante en el poste extremo es 30", de manera que la distancia libre entre las aristas interiores de los postes extremos es de 17'0"-30"/12 = 15'7", distancia libre-mente mayor que la requerida por el Diagrama de Claridad de la Fig. 21, Lám. 4, adoptando finalmente como correcta la separación de 17-0" c. a c. de Armaduras.

Su Carga Muerta consiste de la concentración de los Largueros separados 7'0" c. a c. ver Fig. 66, Lám. 9 en los recuadros adyacentes y de su peso propio.

Al calcular esta extructura tomaremos los 17'0" como longitud de la Viga y le supondremos 6800 lbs. como peso propio de la Viga. 6800x17.7%x19/8 = 17300 lbs, es el momento Flexionante Máximo central debido a esta carga muerta.

La Carga Muerta y Viva en los recuadros adyacentes forma las - Concentraciones en la Viga de Apoyo. Suponiendo 800 lbs/pie lineal para la Carga Muerta se tiene: 800x58.417 = 13300 lbs, para la Concentración de Carga Muerta, y la parte que de Carga --

Viva corresponde a la concentración debido de la reacción de la Viga de Apoyo más el Impacto. La concentración máxima en $\underline{b}$ es también el esfuerzo en el miembro $\underline{ab}$, de donde podemos deducir su Impacto.

Para su determinación se consideran solo los 2 resaudres $\underline{aa}$ y $\underline{ab}$ y la concentración máxima se efectúa cuando el grupo más pesado de ruedas está cerca de la Viga de Apoyo y una rueda sobre ella en $\underline{a}$ y cuando la carga en ambos resaudres sean iguales entre sí ó lo más cerca posible, de manera que cuando la rueda 13 está colocada en $\underline{a}$, ver Fig. 79, lám. 7, nos acercamos más a satisfacer dichas condiciones, de manera que tomando momentos alrededor de $\underline{a}$ para encontrar la concentración en $\underline{a}$ causada por las ruedas 9,10,11 y 12, tenemos:

$R_1 = (1500+24,500+2,412)1000/30,417 = 48000$ lbs. y tomando momentos alrededor de $\underline{b}$ para encontrar la concentración en $\underline{a}$ debida a las ruedas 14,15,16 y 17, tenemos:

$R_2 = (951,500+19,500+1,417)1000/30,417 = 64000$ lbs. y añadiendo a estas cantidades el peso de la rueda 13, resulta:

$P = 48000+40000+32000 = 110000$ lbs. para la concentración máxima de Carga Viva en $\underline{a}$, y para el Impacto, resulta:

$I = 150x110000/(30,334+150) = 90000$ lbs. Entonces, la concentración total en el larguero valdrá:

$1500+110000+90000 = 201500$ lbs.

$201500x24,5 = 4936750$ lbs. es el Momento en el Centro, y

$1500x6000+110000 = 1469000$ lbs, pero 1469000 lbs. es el Momento Flexionante Total.

$201500/2 = 100750$ lbs. es el esfuerzo cortante en la armadura

Entre la armadura y el larguero el esfuerzo cortante es prácticamente uniforme, variando únicamente por el peso de la Viga entre dichos puntos.

Dimensiones del Alma y ángulos de flexión.---La profundidad de la Viga de Apoyo depende del tamaño de sus ángulos de flexión, de la altura de los Rompientes y del Peralte de los Larguero.

Para la colocación mostrada en la Lámina General de Proyecto, la profundidad es de 63"1/4 dorso a dorso de los ángulos de flexión.

230877/15000 = 23.04"c. en el área de Alma necesaria de trabajo.

Usaremos una PL.63"x1/2" = 32.5"c., que aún cuando tiene área en exceso, conviene usarla de ese espesor para disminuir el número necesario de remaches en los detalles. Los ángulos de flexión serán de alas desiguales, la más larga expalmada a la placa de Alma, evitando así bastante los esfuerzos secundarios que provengan del alargamiento de la cuerda permaneciendo indeformables los largueros. Para detalles, véase lám. Gral. de Proyecto.

Suponiendo ángulos de flexión de 6"x6"x11/16", la prof. útil. es: 63.5"-2x1.06 = 61.43", y el esfuerzo de los ángulos es:

1en5000/61.43 = 208480 lbs., de donde:

208480/14000 = 14.89"c. es el área necesaria de trabajo.

Descontando 1/4 del área del Alma como parte de los ángulos de flexión, el área neta de trabajo necesaria es:

15.19-7.5/4 = 11.00"c. que es menor a las 11.44"c. proporcionadas por los ángulos escogidos.

Remachado en los ángulos de flexión.---El número necesario para la conexión de los ángulos a la placa de Alma colocados entre el extremo de la Viga y la conexión con los largueros, se determina para absorber el Momento Flexionante de ahí. El esfuerzo total en los ángulos de flexión del larguero se supone igual al central de la Viga de Apoyo; parte de él se supone que lo absorbe el Alma, de manera que, el restante que llevan los ángulos, proporcionado en relación a su área con el área total -

que toma momentos, vale:

P424000x11.44/11.44-35.50/C = 178000 lbs, necesitándose:

178000/10000 = 18 remaches en apoyo sobre plan de 1/2".

La Viga de Apoyo muestra 19 remaches colocados en posición.

En los ángulos de flexión inferiores solamente 16 remaches pueden colocarse, pero usando una subrogación sobre los ángulos los filetes 6 remaches aumentan su valor a 22500 lbs., de manera que la resistencia que proporcionan vale:

16000x7 = 175000 lbs. que suman a la proporcionada por los 6 restantes que vale: 10000x6 = 60000lbs. da un total de 235000 lbs., lo cual es más que suficiente.

6" puede ser el espaciamiento máximo de los remaches colocados en los ángulos de flexión entre las conexiones con los largueros, pues así no hay esfuerzos. El proyecto muestra 7"1/2.

Detalle de las conexiones extremas.----El número necesario de remaches de grupo para conectar la Viga de Apoyo a la Armadura, trabajando a simple esfuerzo cortante (16000 lbs/"c.) es de: 220477/9010 = 24 remaches. El dibujo muestra 40 en posición. Los ángulos de conexión se harán de 6"x6"x3/8". En conexión con el Alma se efectúa en doble esfuerzo cortante, necesitándose: 220477/16000 = 14 remaches. El dibujo muestra 18 por razones de construcción, sin contar los 6 pertenecientes a los ángulos de flexión. El detalle extremo en Viga requiere cuidadosa consideración; sus ángulos inferiores serán colocados a nivel con los inferiores del miembro sup, a 12"1/2 bajo la línea central de los paños, necesitándose cortar la esquina inferior de la Viga para dar cabida a los miembros de la cuerda, debilitándose así la Viga al cortarse en profundidad, razón por la cual se alarga la placa de Alma en el extremo hasta dar lugar a los remaches de conexión con la armadura. Este alargamiento se efectúa

cortando la placa de alma principal y empalmándola otra recortada según se ve en la fig. de proyecto, que se prolonga hasta el extremo superior de los ángulos de conexión con la armadura, y embridadas las 2 placas de alma con una placa de 11/16" que sirve a la vez de empaque en esa esquina para los ángulos de cabezón exterior y para las subsiguientes adicionales que se remachan a las alas de los ángulos inferiores, dando vuelta a la esquina y tomando los esfuerzos de dichos ángulos y transmitiéndolos al extremo de la viga. Los ángulos curvos le dan entrada a la viga pero no proporcionan resistencia adicional. La figura de proyecto muestra las dimensiones del corte.

Para que la unión de la Viga de Apoyo sea efectiva a las 2 columnas que forman los Pórtico, usaremos Diafragmas formados de 4 cantoneras y 1 placa, de las dimensiones dadas en la lámina General de Proyecto.

Las pequeñas variaciones en longitud que tendrán las Vigas de Apoyo en los distintos recuadros se cubrirán a la placa de alma, permaneciendo idéntico en todos los demás detalles de proyecto.

Brida del Ala.---La momento y esfuerzo cortante empleados, y dobados proyectarlo perfectamente para hacer un efectivamente el ala llevo parte del esfuerzo de flexión de los ángulos de flexión, como previamente supusimos.

0'1" es la distancia del centro de la Armadura al ángulo curvo, y suponiendo que se necesitan 4 remaches para tomar el esfuerzo del ala inferior entre la brida y el extremo de la viga . La distancia de la armadura al norte de las placas de alma será de 30" = 8'3".

M = 4200x30x174/2x812 = 10800"lbs. es el momento flexionante en la Brida debida al peso de la Viga de Apoyo, y

V =(6300/2)-(4200x30/812) = 2000 lbs. es el Esfuerzo Cortante.

M = 207127x20 = 4000000"lbs. es su Momento debido a la Excentricidad del Larguero, y su Esfuerzo Cortante es: V = 207127 lbs.;

L = 1000000+4000000 = 5001000"lbs. es su Momento Total, y

V = 20000+207127 = 227127 lbs. es su Esfuerzo Cortante Total.

5001000/21.17 = 140000 lbs. es el esfuerzo resultante de los ángulos en la brida, de los cuales, los ángulos de Flexión llevan:

140000x11.44/17.70 = 100800 lbs., necesitándose:

100800/10000 = 11 remaches en las alas de los ángulos superiores y

100800/20000 = 4 remaches en las alas de los inferiores, para la transmisión de dicho esfuerzo. El dibujo los muestra en posición.

$p = s/\sqrt{(r:)^2+(V/h)^2}$ es la fórmula para encontrar el paso de los remaches en la brida, en que:

t es el espesor del alma,

V es el esfuerzo cortante total,

h es la altura de la plancha de alma y

f es el esfuerzo dinerio en el área total de los ángulos y que es igual al esfuerzo total en los ángulos partido por su área total más 1/4 del área del alma, ó sea:

f = 140000/(12.85+0.42) = 8077 lbs/"c., de donde:

$p = 10800/\sqrt{(8077/5)^2+(227127/16)^2}$ = 1.05", para una simple hilera de remaches, pudiéndose aumentar hasta 6" para doble hilera.

Puesto que el esfuerzo del ala en la brida es pequeño, no será necesario cubrir aquella parte de la plancha de alma bajo las alas de los ángulos. El dibujo muestra los detalles de la brida.

Conexión de los Largueros.---

1o.-Proyecto de acuerdo con el esfuerzo cortante entrado en un larguero, trabajando a simple esfuerzo cortante los remaches:

176500/1010 = 30 remaches necesarios.

2o.-Proyecto de acuerdo con la reacción de la Viga de Apoyo, -- trabajando en apoyo sobre placa de 1/2" los remaches:

227127/8750 = 26 remaches. Tomamos el número mayor, ver dibujo.
Tabla 5.

Peso calculado de la Viga de Apoyo.---

No.	Piezas.	Dimensiones.	Peso Total.
1	Placa de Alma	111" x 1/2" x 11'8"5/8	1940 lbs.
2	---- -- -- refuer.	240"c. x 1/2"	704 "
2	Angulos de Flexión	6" x 6" x 11/16" x 16'5"3/16	717 "
2	---- ---- ----	6" x 6" x 11/16" x 15'7"	680 "
4	---- -- Conexión	4" x 4" x 1/2" x 2'7"5/8	284 "
2	---- Curvos	3"1/2 x 3"1/2 x 5/8" x 3'7"	192 "
4	Pls. de Brida	134"c. x 11/16"	1200 "
4	---- -- Cubierta	81"c. x 1/2"	482 "
2	---- -- Empaque	8" x 11/16" x 3'6"5/8	78 "
184	Rem. Ing. de Pl.s		
	y Bridas.	Agarre 1"7/8	184 "
192	---- Ang. Conex.,		
	y Pl. de Cub.	---- 2"7/8	192 "
12	---- Ang. Curvos.	---- 3"5/8	87 "
60	---- Conex. Larguero	---- 2"	82 "

Peso Total.....9909 lbs.

Para el cálculo suponemos un peso de 8500 lbs. siendo esta Viga de Apoyo calculada la más cargada, bien podemos suponer un peso de 9000 lbs. por cada una en promedio, y entonces las 500 lbs. de diferencia con nuestra primera suposición no influyen gran cosa en el proyecto; pues el Esfuerzo Cortante y el Momento Flexionante debidos a dicho peso forman una muy pequeña parte de los totales para proyecto, de manera que no se hace necesario un recálculo de dichas Vigas.

Proyecto de las Vigas extremas de Apoyo.---Usaremos del tipo en que descansan directamente sobre la Silleta, consistiendo en Carga Muerta de su peso propio y de la concentración de los Largueros. 9000 lbs. es su peso propio supuesto, y las cargas concentradas llevadas por los Largueros consisten en las reacciones de Carga Muerta y Viva para los Largueros en el reciudre extremo.

9000 lbs. vale la primera, según se tiene calculado y la porción de Carga Viva de la carga concentrada se determina de las condiciones mostradas en la Fig. 71, lám. 9, en que el último durmiento descansa sobre una ménsula remachada al frente de la Viga,

considerándose, por ello, las cargas que obran a 1' más allá del centro de la Viga, de manera que para esas condiciones, la reacción de Carga Viva se encuentra tomando momentos alrededor de R_1:

$R_2 = (1000+150.5x6.417)/21.417 = 97000$ lbs. y para Impacto queda:

$I = 1/6 \times 97000/(20.417+150) = 80800$ lbs. $\therefore$

6000+97000+80800 = 183800 lbs. es la concentración total.

La longitud efectiva de la Viga de Apoyo es alrededor de 4' menor que la distancia c. a c. de las armaduras.

Con el fin de permitir descansar esta Viga en la placa de los Sillotes, las barras más profunda en 15"1/8 que las Intermedias.

Las condiciones de carga mostradas en la Fig. 72, Lám. 9, dan:

3000x180/8 = 81000"lbs. para el Momento Central de C. Muerta y

1500 lbs. para el esfuerzo cortante.

183800x40.5 = 7715250"lbs. para el Momento Máximo debido a la concentración del larguero y

19'300 lbs. para el Esfuerzo Cortante. $\therefore$

81000+7715250 = 7815150"lbs. es el Momento Total y

1500+183800 = 185300 lbs. es el Esfuerzo Cortante total.

77"1/8 será su profundidad dorso a dorso de los ángulos.

185300/10000 = 18.5"c. es el área de alma necesaria para el Esfuerzo Cortante, absorbido en derecho por el uso de un Pl. de: 77"1/8 x 3/8" = 28.97 "c.

Suponiendo ángulos de flexión de 6" x 4" x 7/8" con las alas de 4" empalmadas a la placa de alma, la profundidad efectiva valdrá: 77.5-2x1.04 = 75.42"$\therefore$ el esfuerzo en los ángulos de flexión vale: 7815150/75.42 = 103640 lbs. necesitándose una área de: 103640/10000 = 10.37"c. de las cuales el alma ayuda con 1/3 de su área, reduciéndose el área necesaria en los ángulos a: 10.37-28.97/3 = 2.38"c. Los ángulos proporcionan un área de: 2(5.61-0.78) = 9.66"c. descontando un agujero de remache en cada

uno, lo cual es más que suficiente. El esfuerzo que propiamente transmiten los 105440 lbs. vale:

105440{0.40/(1.10-0.07/2)} = 74000 lbs., necesitando:

74000/7000 = 9 remaches en apoyo sobre el alma de 3/8". La figura en la lámina general de Proyecto muestra 10 en posición.

Conexiones extremas.---El área de apoyo necesaria es de:

180000/14000 = 12.85"c., proporcionados por el uso de 2 ángulos de 6" x 4" x 1/2" y una placa de apoyo de 1/2" de espesor: la conexión entre los ángulos y la viga necesita ocho remaches:

180000/9010 = 20 remaches. El dibujo muestra el remachado adoptado

Conexión de los largueros.---

1o.-Se hemos encontrado que se necesitan 20 remaches en lo referente al esfuerzo cortante extremo.

2o.-Proyecto de acuerdo con la concentración total en la viga trabajando los remaches de cada en apoyo sobre placa de 3/8":

180000/9010 = 20 remaches se necesitan. Adoptamos la misma disposición de unión que en las vigas de apoyo intermedias.

Ménsula extrema.---Es una reacción continuada del larguero trabajando en Cantilever cuyo momento se debe a la carga de una rueda motriz con 100% de impacto a 1' de distancia del centro de la Viga de apoyo, siendo de:

8x50000x18 = 720000"lbs. Suponiendo su paralelo efectivo igual al del larguero, el esfuerzo en los ángulos de flexión es:

720000/45.72 = 15800 lbs, siendo también en los superiores, que para aliviarlo, entrando en el remachado, colocamos una placa de tensión de 14" x 5/8" que pasará a través de una ranura practicada en la placa de alma de la Viga, uniendo los 2 ángulos por 4 remaches en cada extremo. El dibujo da los detalles aceptados de proyecto.

Las uniones con la placa de la Billeta se efectúan según dibujo.

Proyecto de los Contraventeos Laterales.----

Laterales Inferiores.----En la pág. 70 están calculados los esfuerzos que llevan las diagonales en el sistema. Los esfuerzos de Compresión regulan el proyecto. Las diagonales no llegan a las vigas de apoyo, a los miembros de la cuerda inferior y entre sí donde no cruzan. La esquema de las conexiones de las diagonales y longitudes no apoyadas está dado en la fig. 73, lám. 9, en que se consideran las diagonales apoyadas hasta los 3' de sus intersecciones con la cuerda excepto en los extremos que es hasta 4', y en sus arranques a 5' de cada lado, de donde la longitud no apoyada mayor en ellas es de 15'.5" usando como menor radio de giración permisible el de:

19.5x12/120 = 1.95", y así tenemos:

Miembro $a_0 = a_p$ = 2Le.6"x4"x11/16" con 1.70" de radio de giración.:

16000-70x16.6/1.70 = 8000 lbs.= Esfuerzo permisible de trabajo.:

84735/8000 = 11.1"c. = Area necesaria. Los 2 ángulos dan:

2(4.81-0.75) = 11.44"c. de área neta. Para su conexión necesitamos:

84735/6010 = 16 remaches.

Miembro $ab_1 = b_p$ = 2Le.6"x4"x1/2x3/8"con 1.30" de radio de giración.:

16000-70x15/1.30 = 7920 lbs.= Esfuerzo permisible de trabajo.:

77509/7920 = 9.87"c. = Area necesaria. Los 2 ángulos dan:

2(5.75-0.75) = 9.94"c. de área neta. Para su conexión necesitamos:

77509/6010 = 13 remaches.

Miembro $bc_1 = b_p$ = 2Le.6"x3"x1/2x1/8" con 1.20" de radio de giración.:

16000-70x13/1.20 = 7866 lbs.= Esfuerzo permisible de trabajo.:

82807/7866 = 7.87"c.= Area necesaria. Los 2 ángulos dan:

2(4.50-0.50) = 8.00"c. de área neta. Para su conexión necesitamos:

82807/6010 = 11 remaches.

Miembro $cd_1 = c_d$ = 2Le.5"x3"x1/2x7/16" con 1.27" de radio de giración.:

16000-70x15/1.27 = 7752 lbs.= Esfuerzo permisible de trabajo.:

45820/7732 = 6.26"o.= área necesaria. Los 2 ángulos dan:
2(2.27-0.44) = 7.66"c. de área neta. Para su conexión necesitamos:
45820/6010 = 8 remaches. Para los:

Miembro d_1 = d_0 y Miembro of_1 = of' adoptamos Ls.3"x3"x1/2x3/8" con 8 remaches en sus conexiones. La lámina General de Proyecto muestra todos los detalles adoptados.

Laterales Superiores.---En la pág. 50 se calcularon los esfuerzos que llevan los miembros en este sistema, y en la suposición de que las diagonales solo tensan también; las formamos con 2 ángulos en celosía separados la profundidad de la cuerda superior. = 30.00 lbs. en el esfuerzo en la diagonal extrema, ∴
29500/30000 = 1.47"o. = área necesaria. Ls. 3"x3"x1/2x3/8"con:
2(2.48-0.38) = 4.20"c. de área neta con un agujero de remache en cada ángulo. En su conexión y para su esfuerzo se necesitan:
29500/6010 = 7 remaches, pero de acuerdo con las especificaciones, art. 37, se necesitan:
18000$\frac{6.2}{6010}$ = 12 remaches, pero debido al exceso de área usada únicamente usaremos 10 remaches, ó sea 5 en cada ángulo.

Todas las otras diagonales las adoptamos similares a ésta.

El Separador Ni_1 tiene un esfuerzo de + 18.00 lbs. y su longitud no apoyada es de:
216-30 = 186", de donde el menor radio de giración permitible es:
186/120 = 1.55". 4Ls.3"x3"x1/2x3/8" separadas3/8" en sus alas verticales, tienen un radio de giración de 1.67", ∴
18000-70x186/1.67 = 8200 lbs.= Esfuerzo permisible de trabajo,∴
18000/8200 = 2.20"o.= área necesaria. Los ángulos remachados proporcionan un área mucho mayor pero son los menores permitidos por las Especificaciones. Usamos 6 remaches en cada ángulo en sus conexiones extremas.

Todos los otros separadores los adoptamos similares a éste.

VIGAS DE APOYO LATERALES INFERIORES

TESIS

PUSLINES DE LARGA

MIGUEL ESPINOSA ZAPIEN

LAMINA 9

El contraventeo transversal que va en el plano de los Postes Verticales forma las terminales del sistema lateral superior y sirve para mantener las armaduras a su separación. No debe interponerse al paso del convoy, lo cual se determina del diagrama de claridad de la Fig. 21, lám. 7. Sus longitudes dependen de las distancias entre el centro de la cuerda superior y el diagrama de claridad; para dichas longitudes formamos un diagrama mostrado en la Lámina General de Proyecto, el cual nos da las intersecciones de las líneas de remaches y las inclinaciones para los miembros en los diferentes secundros.

Usamos en todos los casos Ls. 3"1/2 x 3"1/2 x 5/8" remachadas a placas de 5/8", según se ve en el dibujo, donde se encuentran todos los detalles de estas secciones.

Portal.---Siendo los esfuerzos relativamente bajos, el proyecto de los distintos miembros que lo forman es más bien con el objeto de obtener rigidez, teniendo en cuenta que los extremos inferiores de los Postes extremos están absolutamente fijos, lo que hace que el punto de inflexión debido a los esfuerzos en los Postes se encuentre a la mitad de la distancia de dichos extremos y la intersección del Portal con los Postes extremos.

En el proyecto hay que tener en cuenta el diagrama de claridad propuesto, y en este caso bastan secciones de Ls. 4" x 4" x 5/8" para los miembros principales, y de Ls. 3"1/2 x 3"1/2 x 5/8" para los secundarios, en celosía, en que se colocan el remachado mostrado en el dibujo, trabajando dichos remaches a simple esfuerzo cortante. Se debe cuidar que el ángulo más bajo de los secundarios no se interponga al diagrama de claridad.

Longitudes de las diagonales del Sistema Lateral Superior.---Entre de las líneas de remaches de las Placas de Cubierta de las Cuerdas Superiores a 13"1/2 de su línea central de miembro, la dis-

tancia efectiva entre ellas es de:

17.0x12-2x13.5 = 165°1/2, para las interiores, de donde: = 15.5417'

tg α = 15.5417/30.000 = 0.5139

tg β = 15.5417/27.500 = 0.5651

tg γ = 15.5417/25.000 = 0.6217

tg δ = 15.5417/23.333 = 0.6660

tg η = 15.5417/20.617 = 0.7538, de donde:

Longitud AB_1 = A_1 = 15.5417x0.89485 = 33.091' = 33°1'1/8

---"--- BC_1 = B_1 = 15.5417x0.85455 = 31.605' = 31°4"5/8

---"--- CD_1 = C_1 = 15.5417x1.00091 = 31.005' = 31°0"5/8

---"--- DE_1 = D_1 = 15.5417x1.07411 = 30.705' = 30°5"7/8

---"--- EF_1 = E_1 = 15.5417x1.07333 = 30.055' = 30°3"5/8, en que 0.8945, 0.85455, etc., son los cosenos de los ángulos que anotamos arriba. En la Lámina General de Proyecto se encuentra un Diagrama de estas longitudes.

Proyecto de los Pernos y Placas de los Pernos.---Generalidades.--- En una estructura articulada la conexión entre los miembros en los nodos se efectúa con pernos; las barras de Ojo tienen en su cabeza forjada el agujero taladrado, y los miembros de tensión y compresión construídos tienen su agujero taladrado en su alma y placas laterales. En estos miembros, el alma transmite al perno el esfuerzo que llevan todas las partes constitutivas del miembro, de manera que para evitar aplastamiento añadimos placas cortas de alma para aumentar el área de apoyo en los pernos.

Los pernos se proyectan con relación a su esfuerzo cortante, presión de apoyo y momento flexionante, regulando este último casi siempre el proyecto, para lo cual se hace necesario el cálculo de este momento máximo en los pernos.

Al calcular dicho momento se supone primero un diámetro de perno para determinar las áreas de apoyo necesarias en los miembros

remachados, calculando luego los momentos y determinando el diámetro del perno, efectuando un recálculo si es necesario.

Es preferible que no haya muchas variaciones en los diámetros de perno adoptados en las distintas juntas.

Al determinar el espaque de los miembros en los pernos se deben dejar amplitudes convenientes para efectuar una buena remachado- siendo de 1/16" entre barras de ojo adyacentes y 1/4" entre barras de ojo y miembro remachados ó entre estos entre sí, obligando a los remaches a ser embutidos y recortados.

Perno A en la Junta A.----Suponemos un perno de 6". Los miembros AA y AB apoyan directamente sobre el perno.

Placas en los miembros AA y AB.----De la Tabla 1, pág. 67,

+1123000 es el esfuerzo en AB, necesitando un área de apoyo de:

1123000/24000 = 46.79"c...el espesor de apoyo en cada mitad será:

46.79/2x6 = 3.90", la forman con 1 placa de 1/2", una de 11/16" y una de 5/8" que junto a las 2 placas de alma de la sección dan:

3.125", ver Fig. 74, lám. 10, lo cual es más que suficiente.

+1208000 es el esfuerzo en AA, necesitando un área de apoyo de:

1208000/24000 = 50.30"c...el espesor de apoyo en cada mitad será:

50.30/6x2 = 4.19". la forman con 1 placa de 3/4" y 2 de 1/2" que juntas a las 2 placas de alma de la sección dan:

3.125", ver Fig. 74, lám. 10, lo cual es suficiente.

Todos los detalles de separación están mostrados en la Fig. 74.

Placas en el miembro AA.----De la Tabla 1, pág. 67,

= 250000 es el esfuerzo en AA, necesitando una longitud de apoyo para cada mitad del miembro de:

250000/2x24000lb = 5.05". De la Tabla 4, pág. 74,

16.71"c. es el área neta del cuerpo del miembro, necesitando:

16.71x1.25 = 20.88"c.de área neta a través del agujero del perno.

La colocación de las placas está mostrada en la Fig. 74, lám. 10,

y los 4 ángulos y la placa que forman el miembro están cortados a 12" bajo el eje del perno, remachándose placas de 1/2" en las alas libres de los ángulos y colocándose un empaque entre ellas del mismo espesor que los ángulos ó sea de 7/16", dando un espesor de 1"7/16 = 1.4375" de apoyo en el perno en cada mitad. 20.88/2 = 10.44"c. de el área de apoyo en cada mitad, de donde la longitud necesaria de las placas afinando el diámetro del perno será de:

(10.44/1.4375)+1 = 15.26". Usamos 16" en este caso.

Sobre la línea r-s el área neta del miembro debe ser de:

14.70/2 = 7.35"c, lo que requiere una longitud de:

7.35/1.4375 = 5.10", que añadidas a una mitad del diámetro del perno obtenemos la longitud necesaria medida del centro del perno, y hacia arriba y vale:

(7/8)+5.50 = 6.38". Usamos una longitud de 10".

Véanse los Detalles en la Lámina General de Proyecto.

Momento en el Perno.---Puesto que el esfuerzo máximo en los miembros de la junta no se efectúa simultáneamente se necesita acortar la posición de Carga Viva que dé al perno su Momento - Flexionante Máximo, lo cual se puede hacer por pruebas en diferentes posiciones de la Carga Viva en el Puente.

Para esta junta dicho momento se efectúa cuando la rueda 6 se coloca en a_1, con lo que obtenemos una reacción en z de:

R_z = 42518 lbs. y una concentración en "z de:

x_z = 27255 lbs., ver Poste extreme zA, pág. 85.

Posteriormente tomando momentos alrededor de h y z, tenemos:

951.5 = momento de las ruedas 5, 6 y 7 con relación a 5,
378.0 = 14x27 = momento de la rueda 4 - - - - - - - - 5, y
146.4 = 105.3x1.417 = momento de las cargas con respecto a h ;

1455.1#x1000/26.417 = 55009 lbs., en la concentración en z debido a las cargas en el vagón zh, y:

650.0 = momento de las ruedas 3 y 2 con relación a 1,
670.0 = 15x45 = momento de la rueda 4 con relación a 1, y
757.5 = 50x2.447 = momento de las cargas con respecto a Z, ∴

1657.5x1000/2.447 = 67745 lbs., es la concentración en Z debido a las cargas sobre rodadero RR, de donde:

50000+67745 = 117734 lbs. es la concentración total en Z debido a la Carga Viva.

Tomando conocido por la junta Z y dibujando el diagrama de esfuerzos mostrados en la fig. 85, lám. II, obtenemos los esfuerzos de los miembros en la junta A, que multiplicados por:

1.5/(202.147+150) = 0.871 nos dan el impacto. Dichos esfuerzos sumados a los de Carga Muerta nos dan los totales en los miembros de la junta para esa posición de carga, y así obtenemos:

778000+612000+235000 =+1625000 lbs. para el esfuerzo en zA,
827000+580000+715000 =+1117000 " " " " " Ab,
1240000+807000+ 70000 = -621000 " " " " " Ab,
830000+807000+139000 = -776000 " " " " " Zb.

Las componentes de estos esfuerzos son:

	Componentes Verticales.	Componentes Horizontales.
zA	1625000x0.643 = 778000 lbs.	1625000x0.761 = 917000 lbs.
Ab	621000x0.643 = 372000 "	621000x0.761 = 380000 "
Ab	1117000x0.941 =1051000 "	1117000x0.339 = 377500 "

En la fig. 74 mostramos las componentes para la mitad de cada miembro y mitad del perno, con sus respectivos brazos de palanca. Al miembro zA le faltan un impacto de 61500 lbs. equivalente al 52% del esfuerzo de Carga Viva, y así obtenemos un esfuerzo de: zA= 1180000+540000+61500 =+1781500 lbs.

Tomando momentos de las fuerzas verticales alrededor de 4 queda:

M_V = -139750(0.457+3063+2.315)+465500(3.0004+2.315)-1000000x2.315 =

M_V = 0826726 lbs.

Tomando momentos de las fuerzas horizontales alrededor de 4 queda:

M_h = 780000(0.007+0.062)=300000x0.069 = 779061"lbs., de donde:
$\sqrt{929000^2+779061^2}$ = 1213000"lbs. en la resultante de ambos momentos siendo suficiente el perno de 6" supuesto para resistir ese ---- flexionamiento.

Perno en la Junta **B**.---La cuerda superior tiene una junta a tope en este nodo transmitiendo los esfuerzos de un miembro a otro sin pasar por el perno, de manera que las bridas están con el objeto de mantener los miembros alineados, necesitando únicamente suficiente área de apoyo para transmitir la componente a la largo de BD del esfuerzo en la diagonal Be., la cual gráficamente vale 205000 lbs., necesitando una longitud de apoyo de:
205000/8x24000x$\sqrt{2}$ = 0.72" en cada mitad del miembro, cuando se supone un perno de 6" de diámetro, longitud proporcionada en demasía por las alas del miembro.

El apoyo del perno sobre el poste debe ser suficiente para ---- transmitir el esfuerzo máximo de éste, que vale + 207000 lbs., necesitando un espesor de apoyo en cada mitad del miembro de:
207000/8x24000x$\sqrt{2}$ = 1.07", proporcionado perfectamente por la adición de una placa de 1/8" y otra de 7/8" a la de alma, ver fig. 78, lám. 10.

El Momento flexionante máximo del perno se efectúa cuando la diagonal Be tiene su esfuerzo máximo, ó sea, cuando la rueda 3 está colocada en g_3, entonces el poste Bb muy cerca de su esfuerzo máximo, obteniéndose una reacción en E de:
R_2 = 108214 lbs. y una concentración en E de:
r_b = 13010 lbs., ver pág. 38.

Dibujando el gráfico de la fig. 80, lám. 11, obtenemos los esfuerzos de los miembros que concurren a la junta B, que multiplicados por:
100/(124.333+150) = 0.441, nos dan el impacto. Dichos esfuerzos

sumados a los de carga muerta nos dan los totales en los miembros de la junta para esa posición de carga, y así obtenemos:

277000+440000+257700 =+ 974700 lbs. para el esfuerzo en BA.

440000+1540000+ 70200 =+2050200 " " " " " BB.

78000+1200000+ 57700 =+1364700 " " " " " BC.

277000+550000+248400 =+1165400 " " " " " BD.

Las componentes de estos esfuerzos son:

	Componentes Verticales.		Componentes Horizontales.
AB	771000 lbs.		975000 lbs.
BB	278400 "	considerando la carga en B.	"
BC	306000 "		200000 "
BD	303600 "		1198000 "

gráficamente, ver Fig. 8C a, lám. 11.

En la Fig. 7F, lám. 10, mostramos las componentes para la mitad de este miembro y mitad del perno, con sus respectivos brazos de palanca, así como el sentido en que obran los esfuerzos.

Tomando momentos alrededor de los fuerzas verticales, nos da:

$M_v = 165000(0.775+2.281+3.281)-111300(2.875+0.594)-1198000x0.594 =$

$M_v = 218800$ "lbs."

Tomando momentos de las fuerzas horizontales alrededor de 4 queda:

$M_h = 462000(0.875+0.281)-975000x0.281 = - 54662$ "lbs.", de donde:

$\sqrt{218800^2+54662^2} = 225000$ "lbs." es la resultante de esos momentos, tratando con un perno de 6"$\frac{1}{4}$, pero el límite práctico en que el diámetro del perno con los 9/10 del ancho de la barra de ojo más pequeña conectada en la junta, ó sea de 7x9/10 = 6.3", por eso es que adoptamos la junta con el perno de 6" supuesto.

Para detalles de esta operación ver Fig. 7F, y Lámina General de Proyecto.

Perno en la Junta O.---La cuerda superior tiene una junta a tope en este nodo, cortándose los miembros BC y CD según la bisectriz del

ángulo formado por sus ejes como en la junta anterior, de manera que las bridas solo sirven para mantener alineados los miembros. Se necesita suficiente área de apoyo para transmitir la componente a lo largo de CD del esfuerzo en la Diagonal Cd, que gráficamente vale menos que en el miembro anterior, proporcionando, por consiguiente, un buen apoyo las alas de la cuarda cuando se supone un perno de 7/8" de diámetro.

El apoyo del perno sobre el poste debe ser suficiente para transmitir el esfuerzo máximo de compresión de éste y más la mitad del de tensión, necesitando un espesor de apoyo en cada mitad del miembro de:

$(32000+22000/2)/2x24000x' = 0.91"$, proporcionado perfectamente por la adición de una placa de 7/16" a la de alma de 1/2", ver fig. 7ª, lám. 10.

El momento flexionante máximo se efectúa cuando la Diagonal Cd tiene su esfuerzo máximo, ó sea cuando la rueda 7 está colocada en d, estando el punto de muy cerca de su esfuerzo máximo, obteniéndose en E una reacción de:

$R_z = 84040$ lbs. y una concentración en C_z de:

$x_c = 4545$ lbs., ver pág. 80.

Dibujando el gráfico de la fig 8ª, lám. 11, obtenemos los esfuerzos de los miembros que concurren a la junta C, que multiplicados por:

$105/(100.91+100) = 0.481$, nos dan el Impacto. Dichos esfuerzos sumados a los de Carga Muerta nos dan los totales en los miembros de la junta para esa posición de carga, y así obtenemos:

373000+128500+288500 =+1000000 lbs. para el esfuerzo en CB.

29000+1300000+ 63000 =+ 392000 " , " " " " " Ce.

-68000+1730000+ 83000 = - 301000 " , " " " " " Cd.

328000+3000000+240800 =+1128800 " , " " " " " Cf.

Las componentes de estos esfuerzos son:

	Componente Vertical.	Componente Horizontal.
BD	850000 lbs.	850000 lbs.
Be	204000 " ,considerando la carga en C.	" " "
Ca	243000 " "	146000 " "
Cb	200000 " "	1111000 " "

según perfil anterior, ver fig. 67 a, lám. 12.

En la fig. 78, lám. 10, notamos las componentes para la mitad de cada miembro y mitad del perno, con sus respectivos brazos de palanca, así como el sentido en que obran los esfuerzos.

Tomando momentos de las fuerzas verticales alrededor de 4 queda:

$M_V = 102000(0,775+2,564+1,313) - 100000(2,364+1,313) - 131500x1,313 =$

$M_V = -97815$ "lbs.

El momento de las fuerzas horizontales es también muy pequeño, de donde la resultante de los momentos será muy pequeña, siendo por consiguiente, más que suficiente el perno de 1" de diámetro supuesto. Para detalles de esperación ver fig. 78, y lámina General de Proyecto.

Perno en la junta b.---En lo que se refiere a la cuerda en corte en los casos anteriores, aún suponiendo un perno de 1" de diámetro. El apoyo del perno sobre el poste debe ser suficiente para transmitir el esfuerzo máximo de compresión de éste y más la mitad del de tensión, necesitando un espesor de apoyo en cada mitad de: $(177000+100000/2)/6x24000x1 = 0,96$", proporcionando perfectamente por la adición de 2 placas de 3/8" a la placa de alma de 1/2", - ver fig. 77, lám. 10.

El momento flexionante máximo en el perno es muy pequeño debido a la disposición de los diferentes miembros que concurren a la junta de manera que el uso de un perno de 1" de diámetro es más que suficiente en el nodo. Para detalles de esperación ver fig. 77

y Lámina General de Proyecto.

Perno en la junta 1.----En lo referente a la cuerda y al diámetro del perno es lo mismo que en la junta anterior.

El apoyo del perno sobre el poste debe ser suficiente para transmitir el esfuerzo máximo de compresión de éste y más la mitad del de tensión, necesitando un espesor de apoyo en cada mitad de: (141000+38000/2)/1.5x24000x.5 = 0.67", proporcionado perfectamente por la adición de una placa de 1/8" a la placa de alma de 1/2". Para detalles de esta unión ver fig. 78, Lám. 10 y Lámina General de Proyecto.

Perno en la junta 2.----En esta junta la Viga de Apoyo extrema descansa directamente sobre la silleta, de manera que el momento del perno depende de los esfuerzos en el poste extremo, en la cuerda inferior y en la silleta. Suponemos un perno de 8"1/8 de diámetro, y acusaremos los miembros en esta junta según se ve en la fig. 78, Lám. 10.

El esfuerzo máximo en el poste extremo si vale 1205000 lbs, lo cual requiere un espesor de apoyo en cada mitad del miembro de: 1205000/[illegible] = 2.95" proporcionado perfectamente por la adición de 2 placas de 11/16" y una de 1/2" a las de alma del miembro. La componente vertical de dicho esfuerzo es de: [illegible] = 917000 lbs., la cual requiere un ancho de apoyo en cada mitad de la zapata de: 917000/[illegible] = 3.81", proporcionado en demasía por la adición entre sí de 3 placas de 3/4" y una de 1/8", para aumentar la rigidez lateral de la zapata puesto que es bastante esbelta. Las placas de perno sobre el miembro de tensión Zib construído se determinan de la necesidad de área neta del miembro en el agujero del perno, la cual debe ser de: 58.62x1.25/2 = 36.64"□. para cada mitad del miembro, en que 58.62

lo tenemos de la pág. 74. La sección adoptada tiene un área neta a través del centro del perno de:

No.	Pieza.	Dimensiones.	Area neta. pulgadas cuadradas.
1	Placa de alma	26" x 7/8"	13.56
2	Angulos	4" x 4" x 13/16"	10.06
1	Placa de perno	10" x 13/16"	7.72
1	--- " "	8½" x 7/16"	5.90
		Total =	37.24 pulg.

para cada mitad del miembro y suponiendo 2 agujeros de resbale en la sección.

El momento flexionante máximo en el perno se efectúa cuando el esfuerzo en el Poste extremo es máximo y que vale 170000 lbs., que resuelto en sus componentes resulta para la Vertical un esfuerzo de 127000 lbs. y para la horizontal uno de 78000 lbs. Estando el perno en equilibrio los esfuerzos llevados por cada mitad del miembro están mostrados en la fig. 79, lám. 10, en que tomando momentos de las fuerzas verticales alrededor de 3 queda: M_v = 450000 x 1 = 450000 "lbs. y tomando momentos de las fuerzas horizontales alrededor de 3 queda:

M_h = 330000 x 1.375 = 1215000 "lbs., de donde:

$\sqrt{1519^2 + 58.5^2}$ = 1520000 "lbs. es la resultante de dichos momentos, siendo suficiente para la resistencia el uso del perno de 8"1/2 supuesto. Para detalles de separación ver fig. 79, lám. 10, y lámina General de Proyecto.

Perno en la junta a.---El objeto de la conexión en la junta a es transmitir al miembro A parte del peso del miembro B, pudiéndose efectuar remachada ó por medio de perno.

En este caso será suficiente con adoptar un perno de 7" de diámetro. Para las placas de perno en el miembro A se necesita acero en la junta A un área de acero de 26.38"c, a través del agujero del perno. La colocación adoptada para placas y ángulos está mostrada en la fig. 80, lám. 10, ...

los 4 ángulos y la placa de alma están cortadas a 10" arriba del eje del perno. En las alas voladas de los ángulos se emplazan 2 placas de 5/8" para cada mitad del miembro, empalmadas a una placa de empuje del mismo espesor que él de las alas de los ángulos ó sea de 7/16". Las placas de 5/8" interiores están acanaladas para pasar sobre la placa de alma y alas de los ángulos cortados. El espesor de apoyo proporcionado en cada mitad del miembro es de 1"5/16 = 1.187". El área neta en la sección p-q debe ser de: 20.88/2 = 10.44"c., de donde, el ancho de las placas utilizado en la junta, deberá ser de;

(10.44/1.187)+5 = 13.8". Usamos una placa de 14" de ancho.

Sobre la línea r-s se necesita un área neta de:

18.70/2 = 9.35"c. para cada mitad del miembro, de donde la longitud hacia abajo del centro del perno debe ser de:

(9.35/1.187)+(5/8) = 8.44". Usamos 10" de longitud. Para detalles de conexión ver Fig. 60, lám. 10 y Lámina General de Proyecto.

Perno en la junta b.---Suponemos un perno de 5".

El apoyo del perno sobre el poste se proyecta para transmitir la componente vertical del esfuerzo máximo en la diagonal ab, que gráficamente vale 324000 lbs., necesitando un espesor de apoyo de: 324000/(2x12000)x3 = 1" para cada mitad del miembro, apoyo proporcionado por la adición de una placa de 1/2" a la de alma de 1/2".

El momento flexionante máximo en el perno se efectúa cuando el esfuerzo en la diagonal ab es máximo, ó sea cuando la rueda 3 está colocada en b, obteniendo en a una reacción de:

R_a = 288000 lbs., y una concentración en a de:

r_a = 12000 lbs., ver pág. 57.

Dibujando el gráfico de la Fig. 60, lám. 11, obtenemos los esfuerzos de los miembros que concurren a la junta b, que multiplicados por:

1+6/(250.7+150) = 0.411 nos dan el Impacto. Dichos esfuerzos sumados a los de Carga Muerta nos dan los totales en los miembros de la junta para esa posición de carga, y así obtenemos:

220000+220000+170000 = -710000 lbs. para el esfuerzo en ab.

130000+215000+105000 = -450000 " " " " " bh.

-70000+100000+ 80000 = +110000 " " " " " Bb.

317000+160000+200000 = -1057000 " " " " " bc.

Las componentes de estos esfuerzos son:

	Componentes Verticales.	Componentes Horizontales.
ab	.....	710000 lbs.
Ab	385000 lbs.	385000 "
Bb	110000 " ,considerando la carga en b.	.....
bc	.....	1050000 "

sacados gráficamente, ver Fig. 56 a, lám.11.

En la Fig. 61, lám. 10, mostramos las componentes para la mitad de cada miembro y mitad del perno, con sus respectivos brazos de palancas, así como el sentido en que obran los esfuerzos.

Tomando momentos de las fuerzas verticales alrededor de R queda:

M_V = 107500 x 5 = 538000"lbs. y el de las fuerzas horizontales es:

M_h = 385000x10.171-385000x4.040 = 2377290"lbs., de donde:

$\sqrt{538000^2+2377290^2}$ = 2431000"lbs. es la resultante de dichos momentos, bastando con el perno de 5" supuesto. Para detalles de separación ver Fig. 61, lám. 10, y Tambien General de Proyecto.

Perno en la junta o.---Suponemos un perno de 5".

El apoyo del perno sobre el puente se proyecta para trasmitir la componente vertical del esfuerzo máximo en la diagonal Ba, que gráficamente vale 700000 lbs., necesitando un espesor de apoyo de: 700000/5x14000x2 = 0.50" para cada mitad del miembro, apoyo proporcionado por la suma de una placa de 3/8" a la de alma de 1/2".

El Momento Flexionante Máximo en el perno se efectúa cuando el esfuerzo en la diagonal be es máximo, ó sea cuando la rueda 3 está colocada en g, obteniendo una reacción en g de:

R_z= 22221.6 lbs., y una concentración en b de:

R_b = 12640 lbs., ver pág. 28.

Dibujando el gráfico de la Fig.69, lám. 11, obtenemos los esfuerzos de los miembros que concurren a la junta C, que multiplicados por:

100/(854.4+100) = 0.441 nos dan el Impacto.Dichos esfuerzos sumados a los de Carga Muerta nos dan los totales en los miembros de la junta para esa posición de carga, y así obtenemos:

317000+42000+16000 = - 375000 lbs. para el esfuerzo en bc.

78000+120000+ 80000 = - 278000 " , " " " " " Be.

29000+167000+ 74000 = + 270000 " , " " " " " Ce.

800000+ 80000+254000 =-1134000 " , " " " " " cd.

Las componentes de estos esfuerzos son:

	Componentes Verticales.	Componentes Horizontales.
bc	.....	375000 lbs.
Be	30000 lbs.	278000 " .
Ce	30000 " ,considerando la carga en c.	.....
cd	.....	1134000 " .

ascendan gráficamente, ver fig. 69 a, lám. 11.

En la fig. 69, lám. 12, mostramos las componentes para la mitad de cada miembro y mitad del perno, con sus respectivos brazos de palanca, así como el sentido en que obran los esfuerzos.

Tomando momentos de las fuerzas verticales alrededor de 3 queda:

M_v = 150000 x 1.6 = 240000"lbs. y el de las fuerzas horizontales es:

M_h = 375000x10.160-278000x10.200 =516800"lbs., de donde:

$\sqrt{517000^2+240000^2}$ = 569000"lbs.es la resultante de dichos momentos, siendo más que suficiente con el perno de 3" de diámetro que se-

pueinos, y que sin embargo escpteros para guardar regularidad en los pernos de la cuerda inferior. Para detalles de separación -- ver fig. 22, lám. 10, y lámina General de Proyecto.

Perno en la junta d.----Suponemos un perno de 8".

El apoyo del perno sobre el poste se proyecta para transmitir la componente vertical del esfuerzo máximo en la diagonal Gd, que - gráficamente vale 24000 lbs., necesitando un espesor de apoyo de: 24000/4x24000xR = 0,8" para cada mitad del elemento, apoyo proporcionado por la suma de una placa de 3/8" a la de alma de 1/2". El Momento flexionante máximo en el perno es menor que él del - caso anterior, bastando para la junta el perno de 8" supuesto. Para detalles de separación ver fig. 22, lám. 10, y lámina General de Proyecto.

Perno en la junta e.----Suponemos un perno de 8".

El apoyo del perno sobre el poste se proyecta para transmitir la componente vertical del esfuerzo máximo en la diagonal Ge, que gráficamente vale 24000 lbs., y la componente vertical del esfuerzo máximo en la diagonal eE, que gráficamente vale 20000 lbs. necesitando un espesor de apoyo de:

(24000+20000)/4x24000xR = 1.12", proporcionado perfectamente por la adición de una placa de 3/8" a la de alma de 1/2".

El Momento flexionante máximo en el perno es menor que él del - caso anterior, bastando para la junta el perno de 8" supuesto. Para detalles de separación ver fig. 24, lám. 10, y lamina General de Proyecto.

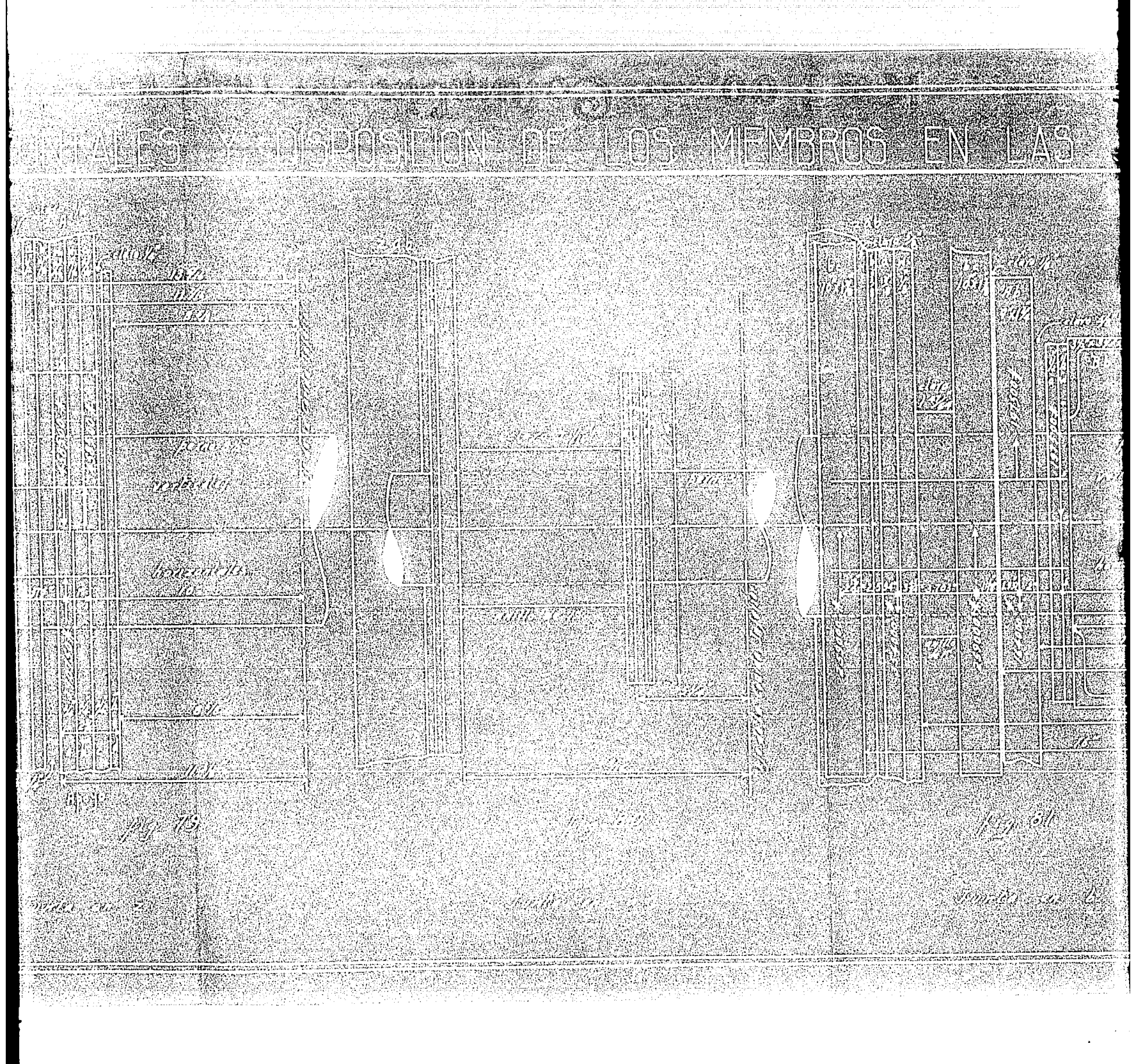
Colocación de las placas de perno.----Cada placa deberá tomar un esfuerzo proporcional a su espesor comparado con el espesor total de apoyo, esfuerzo determinado de la fórmula:

$f = P.e/E$, en que:

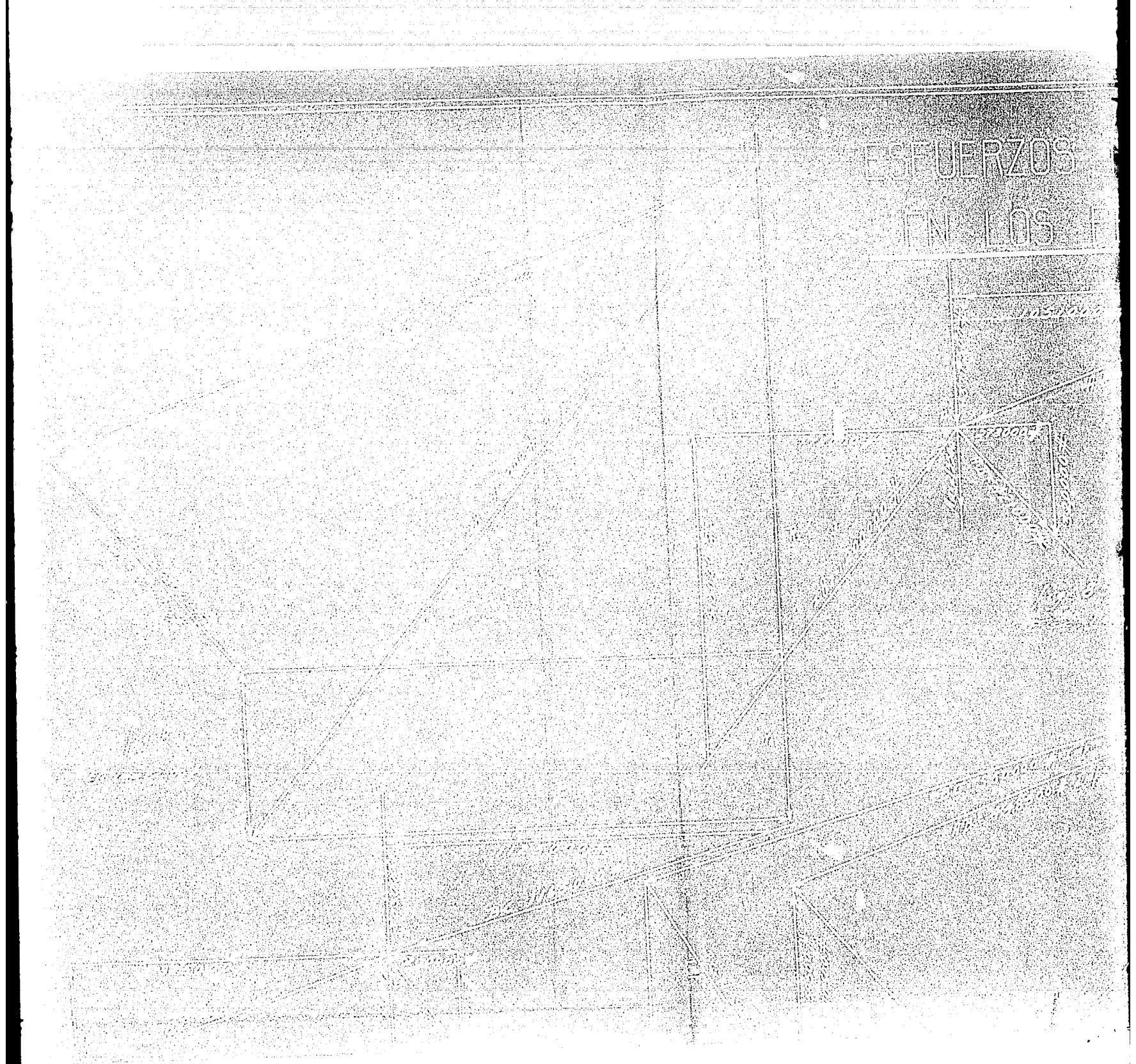
f es el esfuerzo que lleva la placa,

SECTIONES HORIZONTALES Y

ANALISIS Y DISPOSICION DE LOS MEMBROS EN LAS

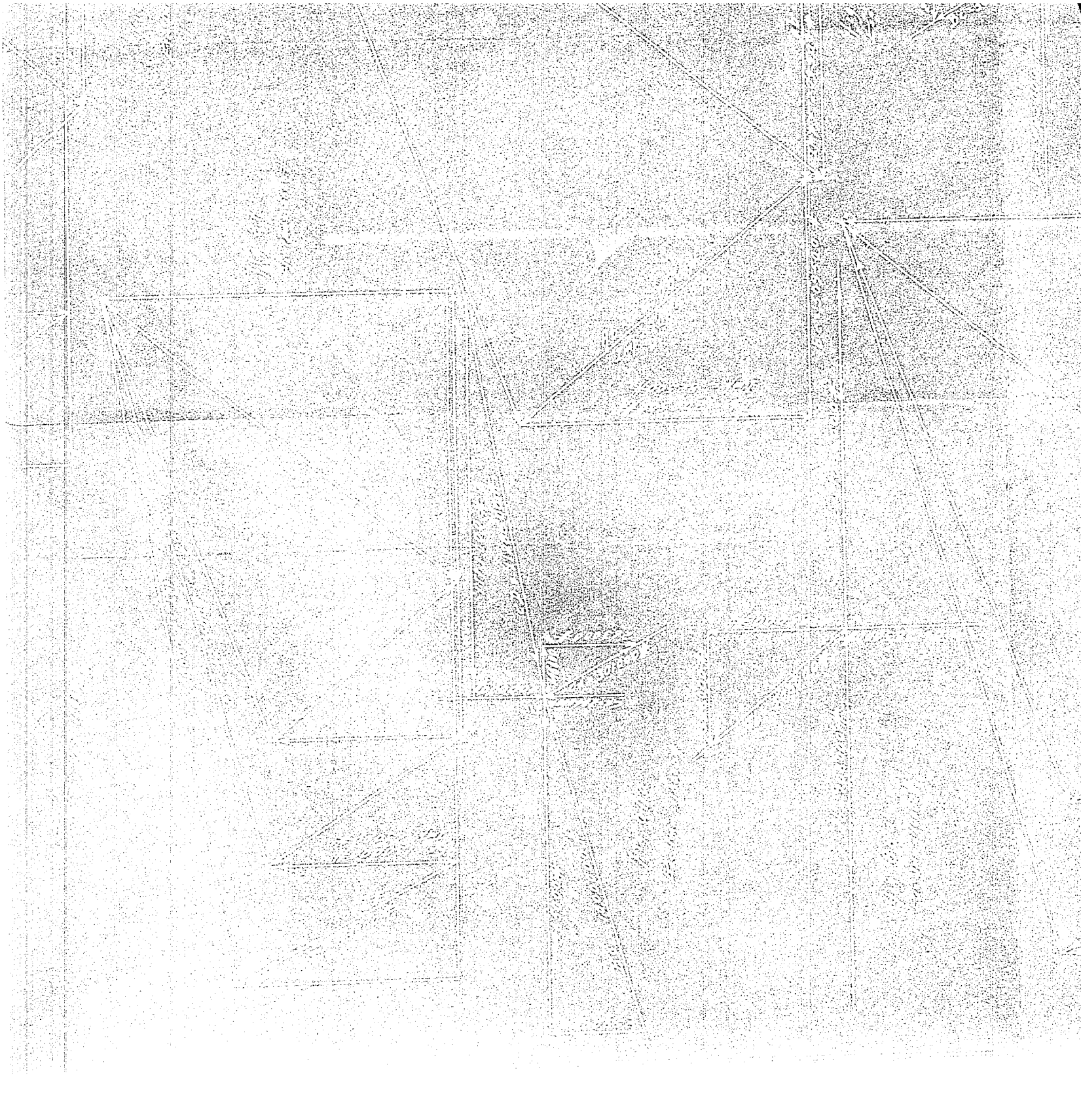


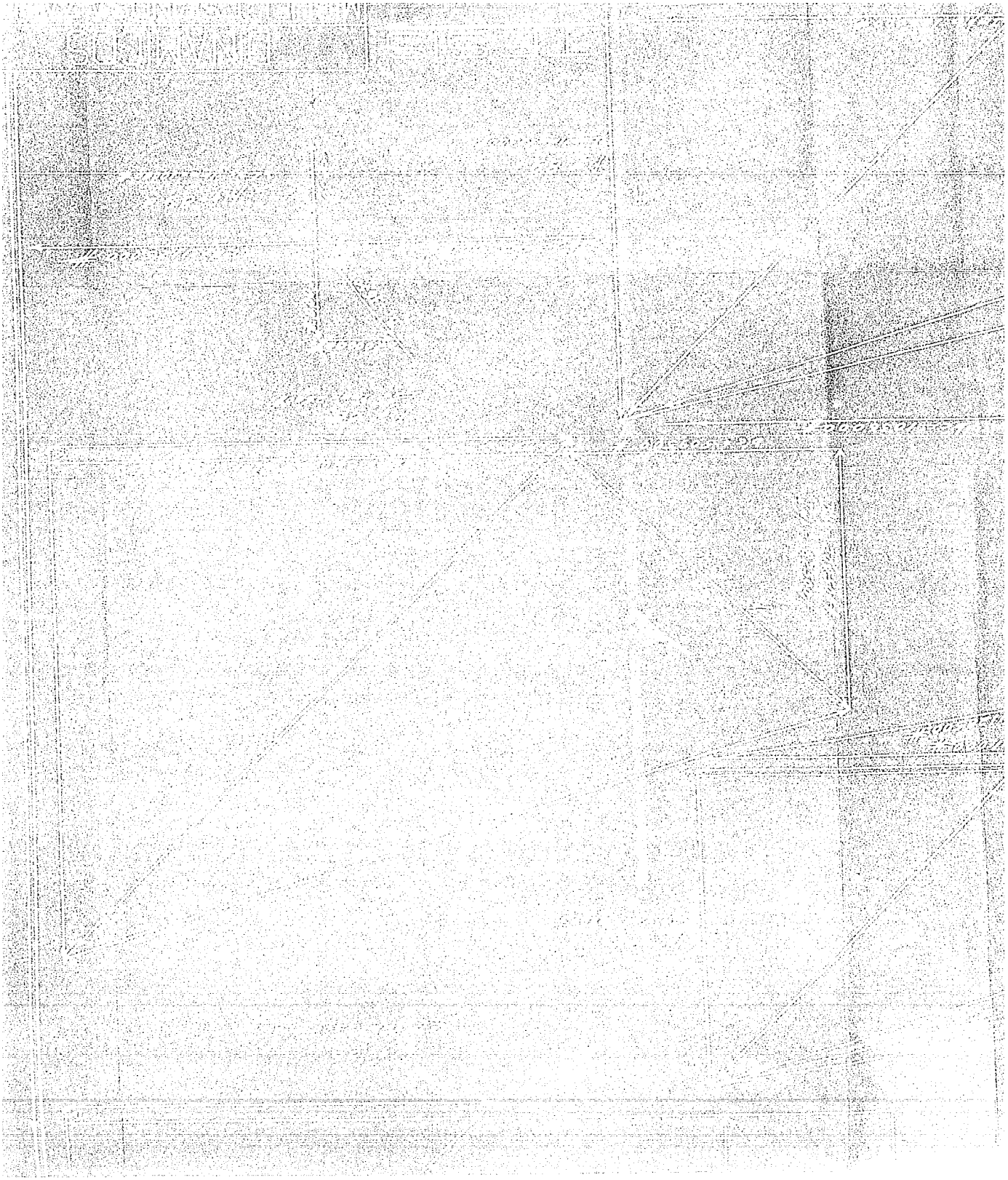
TESIS
JUNTAS
MIGUEL ESPINOSA ZAPIEN
LAMINA 10


ESFUERZOS
EN LOS

ESFUERZOS MAXIMOS

EN LOS PERNOS





P es el esfuerzo total en la junta,

e es el espesor de la placa considerada, y

E es el espesor total de apoyo en la junta.

Trataremos sólo con mitades de cada miembro.

Placas en la junta A.----

Miembro ZA.----Esfuerzo máximo transmitido por el miembro igual a: 1205000 lbs.Proporción transmitida por cada mitad del perno = 602500 lbs. repartidos en las placas como sigue:

Placa.	Espesor.	f = P.e/E	Esfuerzo en lbs.
a	8/16"	602500x 8/80	60250.
b	10/16"	---- "10/80	164500.
c	8/16"	---- " 8/80	60200.
w_1	11/16"	---- "11/80	150000..
w_2	11/16"	---- "11/80	150000.
Totales	50/16"		602500.

Proporción de esfuerzos que lleva el miembro en la sección p-q:

Pieza.	Area en "c.	f = P.e/E	Esfuerzo en lbs.
1/2 Pl. de Cubierta.	10.31	602500x10.31/49.27	180000.
Ángulo superior.	4.18	---- " 4.18/49.27	71100.
Pl. de Alma w_1 .	11.00	---- "11.00/49.27	134400.
-- -- -- w_2.	16.50	---- "16.50/49.27	202000.
Ángulo inferior.	4.18	---- " 4.18/49.27	71100.
Pl. inferior.	3.10	---- " 3.10/49.27	37900.
Totales.	49.27		602500.

180000+ 1100 = 177100 lbs. es el esfuerzo por transmitir de las placas de perno al ala vertical del ángulo superior, necesitándose 177100/11010 = 16 remaches en apoyo sobre ángulo de 8/16", y: 71100+37900 = 109000 lbs. es el esfuerzo por transmitir de las placas de perno al ala vertical del ángulo inferior, necesitándose 109000/11010 = 9 remaches en iguales condiciones de apoyo.

El número de remaches en las placas individuales será:

177100 lbs. que lleva el ángulo superior se reparte como sigue:

Pl. a	8/16"	177100x 8/32	80000 lbs.
-- b	10/16"	---- "10/32	78900 " .
-- c	8/16"	---- " 8/32	80600 " .
Total	32/16"		177100 " .

80000 lbs. que lleva el ángulo inferior se reparte como sigue:

Pl. a	5/16"	90000x 5/32	35400 lbs.
" b	12/16"	" "12/32	30800 " .
" c	5/16"	" " 5/32	35400 " .
Total	32/16		90000 " .

30800 lbs. y 35400 lbs. son los esfuerzos en la placa a, necesitando en el ángulo superior y en el inferior respectivamente:

30800/7250 = 5 remaches, y

35400/7250 = 4 remaches, a simple esfuerzo cortante.

12?500 lbs. y 65?00 lbs. son los esfuerzos en las placas c y b, necesitando en el ángulo superior y en el inferior respectivamente:

12?500/7250 = 2 remaches, y

65?00/7250 = 9 remaches, a simple esfuerzo cortante.

Ya calculamos los remaches para las placas dando esto un todo.

(90?000+126400)-(12?500x2) = 71400 lbs. es la diferencia de los esfuerzos dados por el perno a las placas de alma y los esfuerzos que éstas llevan en la sección p-q, que se reparte según:

Pl. a	5/16"	71400x 5/32	35400 lbs.
" b	12/16"	" "12/32	30600 " .
" c	5/16"	" " 5/32	35400 " .
Total	32/16		71400 " . necesitando:

35400/7250 = 5 remaches la placa a a simple esf. cortante, y

71000/7250 = 9 remaches las pls. c y b en las mismas condiciones, colocados en la línea central de remaches, no necesitándose más remachado para la placa "a que el que así tiene.

Miembro al.----La resistencia para transmitir un esfuerzo de:

18000x1.33x1.71/2 = 127100 lbs. en cada mitad del miembro, siendo

0.437x127100/1.6275 = 31000 lbs. y

0.5000x1.7100/1.6275 = 58100 lbs. lo que corresponde respectivamente a la placa de relleno de 7/16" y a cada una de las dos placas laterales de perno de 1/2".

No se necesitan remaches arriba de la sección p-q, y abajo se necesitan para la transmisión del esfuerzo de la placa de empalme a las laterales, y a simple esfuerzo cortante:

41000/9190 = 5 remaches.

La conexión entre las placas laterales y las alas de los ángulos del miembro principal se efectúa por medio de:

107100/9190 = 20 remaches, en apoyo sobre placa de 7/16".

Miembro AB.---Esfuerzo máximo transmitido por el miembro igual a: 1127000 lbs.Proporción transmitida por cada mitad del perno = 881500 lbs. repartida en las placas como sigue:

Placa.	Espesor.	$f = F.e/\Sigma$	Esfuerzo en lbs.
a	9/16"	881500x 9/50	99000 lbs.
b	11/16"	----- "11/50	121000 "
c	10/16"	----- "10/50	110000 "
w_1	10/16"	----- "10/50	110000 "
w_2	11/16"	----- "11/50	121000 "
Total	50/16"		881500 "

Proporción de esfuerzos que lleva el miembro en la sección p-q:

Placa.	Area en "c.	$f = F.e/\Sigma$	Esfuerzo en lbs.
1/2 Pl. de Cubierta.	10.31	881500x10.31/47.41	192100.
Angulo superior.	7.75	----- " 7.75/47.41	44400.
Pl. de Alma w_1.	10.00	----- "10.00/47.41	186400.
-- -- -- w_2.	10.00	----- "10.00/47.41	186400.
Angulo inferior.	7.75	----- " 7.75/47.41	44400.
Pl. inferior.	2.19	----- " 2.19/47.41	38700.
Totales.	47.41		881500.

192100+44400 = 186500 lbs.es el esfuerzo por transmitir de las placas de perno al ala vertical del ángulo superior, necesitándose 186500/10000 = 19 remaches en apoyo sobre ángulo de 1/2", y:

44400+38700 = 91100 lbs.es el esfuerzo por transmitir de las placas de perno al ala vertical del ángulo inferior,necesitándose: 91100/18700 = 5 remaches en las mismas condiciones de apoyo.

El número de remaches en las placas individuales será:

186500 lbs. y 91100 lbs. que llevan los ángulos se reparten según:

Pl. a	9/16"	186500x 9/29	= 45900 lbs.	91100x 9/29	=	28400 lbs
-- b	11/16"	----- "11/29	= 69200 "	----- "11/29	=	34700 "
-- c	10/16"	----- "10/29	= 62400 "	----- "10/29	=	28000 "
Total	29/16"		186500 "			91100 "

45900 lbs. y 28400 lbs. son los esfuerzos en la placa a, respectando en el ángulo superior y en ól inferior respectivamente:

43900/7220 = 7 remaches, y

22400/7220 = 4 remaches, a simple esfuerzo cortante.

107300 lbs. y 30400 lbs. son los esfuerzos en las placas a y a, necesitando en el ángulo superior y en el inferior respectivamente:

(107300-7x13150)/7220 = 5 remaches, y

(30400-4x13150)/7220 = 2 remaches, a simple esfuerzo cortante, para lo cual hemos tenido en cuenta los remaches anteriores ya colocados y trabajando en apoyo sobre los alas de los ángulos.

Ya calculamos los remaches para las placas dando cada una de todo.

(165600+119400)-(115200+123800) = 77700 lbs. es la diferencia de los esfuerzos dados por el perno a las placas de alma y los esfuerzos que éstas llevan en la sección p-q, que se reparte según:

Pl.	a	7/16"	77700x 9/20	31400 lbs.
"	b	11/16"	" 11/20	29300 "
"	c	10/16"	" 10/20	26600 "
Total		28/16"		77700 "

necesitando:

31400/7220 = 5 remaches la placa a a simple esf. cortante, y

(43200-5x13150)/7220 = 2 remaches, a simple esfuerzo cortante, para lo cual hemos tenido en cuenta los remaches anteriores ya colocados y trabajando en apoyo sobre una placa de alma de 7/8". Dichos remaches se colocan en la línea central de remaches en las placas de alma y teóricamente no se necesitan más remaches en la placa b que los que ésta lleva de las placas a y a ambos de calcular.

Para la disposición adoptada en el remachado véase el detalle en la Lámina General de Proyecto, en que el exceso de remachado es debido a la Especificación 43 y detalles de construcción.

Placas en la junta B.---

Miembro AB.---Miembro BC.---Puesto que los miembros AB y BC de la cuerda superior se juntan a tope en el nodo B, y los empalmes de las alas hacen para efectuar la transmisión de los esfuerzos

de un miembro al otro, estando las placas de brida con el objeto de mantener alineados los miembros, el remachado en la junta es suficiente para mantener fuertemente unidas entre sí las placas de alma. En una longitud de 40" el remachado irá espaciado a ca- da 3"1/2 de acuerdo con la especificación 43.

En lo referente a la cuarta sección, se seguirá esta misma for- ma de unión en los nodos L, L' y L".

Miembro Bb.---Se proyecta para transmitir un esfuerzo de:

207000/2 = 103500 lbs. en cada mitad del miembro, repartidos en:

Pl. a	4/8"	165500x 4/11	=	84000 lbs.
" b	3/8"	----- " 3/11	=	40500 "
" w	4/8"	----- " 4/11	=	84000 "
Total	11/8"	165500		165500 "

Los esfuerzos que debe tomar el miembro en la sección p-q serán:

Pl. de alma a.	área =	8.00"c.	165500x8.00/14.50 =	91000 lbs.
Angulo superior,	" =	3.25"c.	----- "3.25/14.50 =	37000 "
Angulo inferior,	" =	3.25"c.	----- "3.25/14.50 =	37000 "
Totales.	" =	14.50"c.		165500 "

40000/2x7500 = 3 remaches a simple esfuerzo cortante necesita la placa b en cada ángulo, y

84000/10800 = 7 remaches en apoyo sobre placa de 1/2" necesita la placa a para transmitir su esfuerzo a la de alma, y

(84000-40000)/7x600 = 9 remaches a simple esfuerzo cortante necesita la placa de alma en cada uno de los ángulos para efec- tuar la transmisión indirecta de esfuerzo que les hace falta.

Para la disposición adoptada en el remachado véase el detalle en la Lamina General de Proyecto, en que el acero se debe a la cosa señalada en la junta anterior. Lo mismo se en cada una de las siguientes juntas.

Placas en la junta C.---

Miembro Cc.---Se proyecta para transmitir un esfuerzo de:

(207000+207000/2)/2 = 155000 lbs. en cada mitad del miembro, re- partido en:

121500x7/12 = 71400 lbs. para la placa a de 7/16" de espesor y

121500x5/12 = 70100 " . -- -- --- M de alma de 1/2".

71400/7020 = 9 remaches a simple esfuerzo cortante necesita la la placa a para transmitir su esfuerzo a la placa de alma M.

Los esfuerzos en la sección p-q valen:

Angulo superior.	Area =	5.25"c.	121500x5.25/14.50 =	44000 lbs.
Placa de Alma.	-- =	5.00"c.	---- "5.00/14.50 =	70700 " .
Angulo inferior.	-- =	4.25"c.	---- "4.25/14.50 =	36800 " .
Totales.		14.50"c.		121500 " .

36800/7020 = 5 remaches cuando menos debe tener la placa para cada uno de los ángulos anteriores para efectuar la transmisión del esfuerzo necesario de una manera conveniente.

Placas en la junta D.---

Miembro Dd.---Se proyecta para transmitir un esfuerzo de:

(177000+120500/2)/2 = 114750 lbs/2 = 114750 lbs. en cada mitad del miembro, repartido en:

114750x4/10 = 45870 lbs. para la placa M de alma de 1/2", y

114750x3/10 = 34400 lbs. para cada una de las placas a y b de 5/8" de espesor.

Los esfuerzos que debe tomar el miembro en la sección p-q serán:

Placa de Alma.	Area =	5.00"c.	114750x5.00/13.00 =	74000 lbs.
Angulo superior.	-- =	3.48"c.	---- "3.48/13.00 =	30775 " .
Angulo Inferior.	-- =	3.48"c.	---- "3.48/13.00 =	30775 " .
Totales,		13.00"c.		114750 " .

34400/8x2800 = 3 remaches a simple esfuerzo cortante necesita la placa b en cada ángulo, y

34400/10500 = 4 remaches en apoyo sobre placa de 1/2" necesita la placa a para transmitir su esfuerzo a la de alma, y:

(2x30775-34400)/8x7200 = 1 remache a simple esfuerzo cortante necesita la placa de alma para efectuar la transmisión indirecta del esfuerzo que hace falta a cada uno de los ángulos.

Placas en la junta E.---Se proyecta para trasmitir un esfuerzo de:

(142000+99000/2)/2 = 80500 lbs. en cada mitad del miembro, repar-

tido en: 80500/2 = 40250 lbs. en cada una de las placas de alma y de perno de 1/8" cada una. A la. vista de la unión se nota que el remachado que tiene es más que suficiente.

Miembro H.---Se proyecta para transmitir un esfuerzo de: 227000/2 = 113500 lbs. necesitando:

113500/4010 = 28 remaches de campo, a simple esfuerzo cortante.

Idéntica es la unión del Miembro G' en la junta g.

Placas en la junta z.---

Miembro zA.---Esfuerzo máximo transmitido por el miembro igual a: 1200000 lbs. Proporción transmitida por cada mitad del perno = 600000 lbs. repartidas en las placas como sigue:

Placa.	Espesor.	f = P.e/I	Esfuerzo en lbs.
a	8/16"	600000x8/32	92700 lbs.
b	11/16"	---- "11/32	127400 " . Lo mismo g,H y H

La proporción que de esfuerzos lleva el miembro en la sección p-q está dada en la pág. 111, en que también vemos que se necesitan 15 y 8 remaches en apoyo sobre ángulo de 5/16" para transmitir el esfuerzo de las placas obrando como un todo sobre las alas verticales de los ángulos superior é inferior respectivamente.

El número de remaches en las placas individuales será:

177100 lbs. y 92700 lbs. que llevan los ángulos se reparten según:

Pl. a	8/16"	177100x 8/32 =	47200 lbs.	92700x 8/32 =	23740 lbs.
" b	11/16"	---- "11/32 =	64850 " .	---- "11/32 =	35630 "
" c	11/16"	---- "11/32 =	64850 " .	---- "11/32 =	33330 "
Total	32/16"		177100 " .		92700 " .

47200 lbs. y 23740 lbs. son los esfuerzos en la placa b, necesitando en los ángulos superior é inferior respectivamente:

47200/7820. = 7 remaches, y

23740/7820 = 4 remaches, a simple esfuerzo cortante.

112150 lbs. y 56770 lbs. son los esfuerzos en las placas a y c, necesitando en los ángulos superior é inferior respectivamente:

(112150-7x11610)/7820 = 8 remaches, y

(56370-4x11810)/7280 = 2 remaches, a simple esfuerzo cortante, habiendo sido ya descontados los 7 y 4 anteriores trabajando en apoyo sobre alas de ángulo de 9/16" de espesor.

Ya calculamos los remaches para las placas obrando como un todo. (30.000+134400)-(3x12740) = 93100 lbs. es la diferencia de los esfuerzos dados por el perno a las placas de alma y los esfuerzos que éstas llevan en la sección p-q, que se reparte según:

Pl. a	8/16"	93800x 8/30	31740 lbs.
bb. b	11/16"	---- "11/30	42980 " .
-- c	11/16"	---- "11/30	42980 " .
Totales	30/16"		93800 " ., necesitando:

21740/7280 = 3 remaches la placa a a doble esf. cortante, y (31280-3x14440)/7280 = 2 remaches las placas b y c, en las mismas condiciones, descontando ya los remaches anteriores que trabajan a doble esfuerzo cortante, no necesitándose más remachado para la placa b que él que así tiene. Este remachado va en la línea central del miembro, llevando exceso de remaches debido a causas que antes mencionamos.

Miembro sup.---Esfuerzo máximo transmitido por el miembro igual a 770000 lbs., y área neta del miembro según Tabla 4 igual a: 58.1"c. se proyecta para un esfuerzo de:

1.2x58.1x13000x1/2 = 896000 lbs. para cada mitad del miembro, repartidos en las placas como sigue:

Placa.	Espesor.	f = P.e/I	Esfuerzo en lbs.
a	16/16"	770000x13/34	294100 lbs.
b	7/16"	---- " 7/34	129000 " .
w	12/16"	---- "14/34	281300 " .
Totales.	34/16"		896000 " .

Las cargas deben distribuirse conforme a sus áreas netas en la sección n-n del perno, como sigue:

Plaza.	Area neta.	f = P.e/I	Esfuerzo en lbs.
Angulo superior.	5.05	896000x 5.05/37.25 =	79100.
Placa de perno a	7.72	---- " 7.72/37.25 =	121500 " .
--- --- --- b	5.91	---- " 5.91/37.25 =	93000.

Placa de Alma E 13.50 ——— 565000:13.50/37.25 = 81500.
Angulo inferior. 5.50 ——— " 5.05/37.25 = 70100.
Totales. 37.25 565000.

Los esfuerzos que debe tomar el miembro en la sección p-q serán:

Angulo superior. área = 7.05"c. 565000x 7.05/50.44 = 107700 Lbs.
Alma. 4 ac. rem. " = 16.39"c. ----- " 16.39/50.44 = 272000 "
Angulo inferior. " = 5.05"c. ----- " 5.05/50.44 = 185300 "
Totales. 50.44"c. 565000 ".

Las placas a, b y E han tenido en el apoyo esfuerzos mayores que los que son precisos de transmitir en la sección m-n, de manera que el exceso deben transmitirlo a los ángulos por medio de: 70100/1440 = 6 remaches cuando menos en cada uno de ellos, trabajando a doble esfuerzo cortante, para que no comiencen de pasarlo a través de la sección m-n. Las placas b y E efectúan la transmisión de manera directa, en tanto que la a transmite su exceso indirectamente, primero a las placas b y E y luego a los ángulos superior é inferior, para lo cual necesita:

(272100-181300)/1440 = 8 remaches a doble esfuerzo cortante.

Ahora los esfuerzos en m-n deben trasmitirse a p-q, necesitando: (107700-70100)/7020 = 6 remaches para cada ángulo para efectuar la transmisión de una parte del esfuerzo que lleva la placa b, y para el resto que transmitirá a la placa de alma E necesitará:

(81500-8x1440)/7020 = 7 remaches, ambos a simple esf. cortante.

Considerado ese resto junto con el esfuerzo de la placa a transmitido directamente a la placa de alma E, se necesitarán:

(81500-8x1440+181300)/7020 = 32 remaches a simple esf. cortante.

La longitud neta de los pinches de perno en la sección p-q será de: 20.1/2x7.15 = 10.7" siendo 2.10" el espesor de apoyo en cada mitad del miembro. Previniendo agujeros para 2 remaches y pero una mitad del perno de 6"1/2 la longitud medida del centro debe ser: 10.7+4.25+2.---= 19.00". La fig. muestra 20"1/4.

Placas en la junta a.----

Miembro zab.---El perno reporta el peso de la cuerda inferior y la placa de tope sirve para reemplazar el área del alma cortada por el perno que vale:

$0x7/8 = 4.375$"c. de apoyo, para lo cual es más que suficiente con la placa de 18" x 3/8" colocada en la junta. Usaremos cuando menos 10 remaches de cada lado del agujero para tener una buena unión.

Miembro ai.---El remachado es igual que en la junta A con ligeras modificaciones debido a construcción.

Placas en la junta b.---Esfuerzo máximo

Miembro zab.---Como en la junta E se proyecta para transmitir:

257000 lbs. de esfuerzo repartidas en:

Pl. a	15/16"	40.000x15/33	=	182000 lbs.
" b	7/16"	" 6/33	=	109200 "
" x	14/16"	"14/33	=	240800 "
Total.	33/16"			532000 "

Las cargas distribuidas según sus áreas netas en la sección m-n son:

Pieza.	Area neta.	$f = P.e/I$	Esfuerzo en lbs.
Angulo superior.	8.05	257000x8.05/37.44	= 55300.
Placa de perno a.	8.12	" 8.12/37.44	= 107200.
Placa " " b.	5.25	" 5.25/37.44	= 69100.
" " alma x.	14.00	"14.00/37.44	= 184100.
Angulo inferior.	2.05	" 8.05/37.44	= 55300.
Totales.	37.44		257000.

Los esfuerzos que debe tomar el miembro en la sección p-q son iguales a los calculados para el mismo en la junta E, pág. 118.

Como en E se necesitan a la derecha del agujero del perno:

55300/14440 = 4 remaches en cada uno de los ángulos para transmitir el exceso de esfuerzo de las placas a ,b y x y

(257000-107200)/14440 = 5 remaches para la transmisión indirecta del exceso de esfuerzo tomado por la placa a.

Ahora los esfuerzos en a-a deben transmitirse a p-q,necesitando:

(107200-55300)/7220 = 4 remaches a simple esfuerzo cortante para cada ángulo, efectuando así la transmisión de una parte del es-

fuerza que lleva la placa b, y para el resto necesita:
(82700-2x35000)/7220 = 5 remaches en b a simple esfuerzo cortante, para la transmisión a la placa de alma a.
Considerando ese resto junto con el esfuerzo que lleva la placa a, transmitido directamente a la placa de alma a, se necesitarán:
(82700-2x31000+107500)/7220 = 8 remaches a simple esf. cortante.
La longitud neta en a-a se proctlocmente la misma que en la junta g, diferiendo ligeramente en la variación de los diámetros de perno usados en dichas juntas.

Las placas de las laterales inferiores se remachan a los ángulos inferiores del miembro ab en cada uno de sus nodos.

Miembro bB.---Se proyecta para transmitir un esfuerzo de: 148500 lbs. en cada mitad del miembro, tocándole: 148500/2 = 74250 lbs. a la placa de perno y otro tanto a la de alma, ambas de 1/2" de espesor, necesitándose para la transmisión 74250/7220 = 11 remaches a simple esfuerzo cortante cuando menos.

Placas en la junta c.---

Miembro cC.---Se proyecta para transmitir un esfuerzo de: 141500 lbs. en cada mitad del miembro, tocándole:
141500x4/7 = 80800 lbs. a la placa de perno de 3/4" y:
141500x3/7 = 60700 lbs. a la placa de alma de 1/2" de espesor, necesitando la placa a para su transmisión cuando menos:
56500/7220 = 8 remaches a simple esfuerzo cortante.
Los ángulos de unión de este miembro y las placas laterales tendrán remachado capaz de transmitir la suma de las componentes horizontales de los esfuerzos en las diagonales bg y gd a lo largo de la cuerda inferior para lo cual se necesitan cuando menos 16 remaches de campo. En esta unión y en la de los postes siguientes colocaron exceso de remachado para asegurar una buena

unión con cada placa.

Placas en la junta d.---

Miembro d'.---Las uniones son semejantes a las del caso anterior.

Placas en la junta e.---

Miembro e'.---Las uniones son semejantes a las del caso anterior, las diferencias provienen que ellas deben a construcción.

Miembro e''.---Unas uniones semejantes al miembro 12.

Las uniones de las Vigas de Apoyo a las Laterales inferiores por medio de las Placas Laterales se efectúa con 12 pernos de empalme en todos los casos, siendo suficiente para transmitir la componente horizontal a lo largo de ella de las diagonales vecinas.

Las barras de hierro de 15" de ancho en las juntas c, d y e que tienen un diámetro en la cabeza de 2"1/2, se recortarán en su parte inferior en 1/2" para que no se interpongan al paso de las Placas Laterales, sin que por ésto se reduzca en lo más mínimo las barras pues aún les queda un exceso de material de trabajo en la cabeza:

$(2"1/2-0-12)/12 = 67.5\ \%$.

Proyecto de los Apoyos extremos.---

Se proyectan de manera que la reacción extrema máxima se transmita a las mamposterías sin exceder la presión permisible de trabajo sobre el material que componen los estribos y pilas.

Las dimensiones de las placas de base y calzas dependen del área de apoyo necesaria sobre las mamposterías y del número y longitud de los rodillos de expansión necesitados.

En los apoyos les cargas del Punto extremo y de la Viga Extrema de Apoyo ó Atravesaño extremo se transmiten en trayectorias distintas. Uno de los Apoyos es FIJO y el otro LIBRE.

En el LIBRE los rodillos proporcionados bajo la calza y bajo el atravesaño extremo deben ser capaces de transmitir la carga máxima que llevan dichos miembros y al mismo tiempo la longitud -

total de los rodillos debe ser capaz de transmitir la suma de las cargas anteriores cuando su efecto combinado es máximo.
917000 lbs. vale la componente vertical máxima del Poste extremo,
198000 lbs. vale la reacción extrema máxima del atravesaño extremo, valores ambos calculados anteriormente.
Para obtener la suma máxima de las cargas del Poste y Atravesaño extremos, se necesita conocer la componente vertical del esfuerzo simultáneo en el Poste extremo cuando la reacción del Atravesaño extremo es máxima, para cuya posición de carga y tomando momentos alrededor de "n" tenemos:
$R_z = \left[39011+411(200.384-101)+(270.384-101)^2 s/g\right] 1000/200.384 =$ 1555246 lbs.
para la reacción en z y tomando momentos de las fuerzas a la izquierda alrededor de "a" tenemos:
$F_z = (1000+150.+38.+41')1000/20.417 =$ 97710 lbs. para la concentración en z, de donde el esfuerzo en el Poste extremo será vale:
$(R_z - F_z)\cos\theta = (1555246-97710)1.1137 =$ 584400 lbs. y el Impacto vale:
$1584400/(200.384+150) =$ 810000 lbs. Sumando los esfuerzos de carga muerta con Carga Viva e Impacto resulta un esfuerzo de:
338000+584400+810600 = 1130400 lbs. para z.
1130400/1.1137 = 2031900 lbs. vale su componente vertical.
2031900+198000 = 1068000 lbs. es la suma máxima de las cargas del Poste y Atravesaño extremos que trataremos de obtener.
En el Apoyo usemos rodillos de 8" de diámetro cada:
8 x 600 = 4800 lbs. es su esfuerzo máximo permisible de apoyo/"lin.
917000/4800 = 192" lineales de rodillo habrá bajo la carga.
198000/4800 = 39" lineales de rodillo habrá bajo el Atravesaño y
1068800/4800 = 222" lineales de rodillo habrá bajo el Atravesaño extremo y Calzo juntos.
1068800/300 = 1783"o, tendrá de área la placa de base sobre la mampostería. En la lámina General de Proyecto están los Detalles

relativos a los Apoyos.

Los rodillos descansan sobre una placa fundida cuya superficie superior está formada por una serie de superficies horizontales planas paralelas al eje del puente, separadas por gargantas de 1" para permitir su drenaje. También hay gargantas en las superficies superior é inferior de los rodillos en los cuales sobresalen lengüetas de 2" de las placas para evitar movimiento lateral de los rodillos. El apoyo sobre los rodillos bajo la celda sin contar las lengüetas es de 22.25", necesitándose entonces:

18"/22.25 = 7 rodillos para el apoyo bajo la Celda, y

10/10 = 1 rodillos para el apoyo bajo el diafragma extremo.

(2x7)/22.25 = 8 rodillos se necesitarán bajo cada uno.

El ancho de la base fundida es 10" mayor que la longitud de los rodillos para dar cabida a los pernos anclados que fijan la placa a la superficie.

Para reducir la longitud de la celda suponemos los rodillos.

200.0x4/10x7 = 7.428" será el acortamiento en el extremo del claro a razón de 1/8" por 10'0" de longitud de armadura, debido a los cambios de temperatura, de manera que si tomamos 7" como valor del ancho de la porción plana de cada rodillo no hay peligro de volcamiento, quedando a cada 8"1/2 C. a C, el espaciamiento de los rodillos, permitiendo para ellos una longitud de celda de 8'4"1/2. Utilizaremos barras de 2"1/2 por 3/4" para la conexión de los rodillos. Utilizaremos, además, 2 dentellones de 2"1/2 por 3/4" que penetran en las placas superior e inferior de los rodillos.

2400"a, es el área de la placa de base calculada, área más que suficiente.

4 Le. 6"x6"x5/8" unen las placas de alma del apoyo entre sí y a la celda para formar una conexión rígida.

Debido a la profundidad de la placa de alma bajo el perno, las unimos entre sí por medio de un diafragma formado por una placa de 3/8" de espesor por Lo. 5"1/2 x 5"1/2 x 3/8", y para aumentar rigidez unimos una placa de refuerzo de 3/8" exteriormente unida por 3 Le. de 3"1/2 x 3"1/2 x 3/8".

La unión de la placa de Base al Atirantado exterior la efectuamos con un L. 6" x 4" x 3/4" y la del miembro xxx por medio de una L. 6" x 6" x 1/2".

En el apoyo #130 utilizamos una placa de acero fundido de 15"3/4 de profundidad y con las dimensiones dadas en la Lámina General de Proyecto.

Detalles menores.----Consisten de las placas de refuerzo y barras de Celosía en los miembros, así como la Flecha de la Armadura, detalles que en su mayor parte dependen de remaches prácticos obtenidos, y para lo cual dan las limitaciones las especificaciones. De acuerdo con ellas están en el Plano General de Detalles los espesores de las placas de refuerzo y los espesores en las barras de Celosía y sus inclinaciones ó pesos.

Flecha.----Se aumentan las longitudes de la Cuerda Superior Poligonal tomando como cateto horizontal de su cálculo en cada uno de los miembros que la forman la longitud de un recuadro aumentada en 1/8" por cada 10'0", y se aumentan las longitudes de las diagonales tomando como cateto horizontal de su cálculo el promedio de la suma de la longitud de un recuadro y de la misma aumentada en la proporción anterior.

Las longitudes definitivas de dichos miembros, obtenidas como se especifica arriba, están consignadas en la Lamina General de Proyecto, en cada miembro, siendo longitudes c. á c. de los pernos.

PUENTE CENTRAL.

Es posible que para el proyecto de 130 mts. de claro, el problema

se resuelve con 5 claros como el proyectado, pero en caso de ser un poco más la distancia c. a c, de los pernos extremos de los 5 claros juntos, se utilizará un claro central como el proyectado y uno en cada extremo de 150'0" como dijimos en un principio. En el proyecto en esta forma se obtiene una longitud c. a c. de los pernos extremos ligeramente mayor que los 150 mts. especificados. En caso de que los 150 mts. deban ser exactamente figurados, se utilizará un claro como el proyectado, central, y uno en cada extremo, de 14m'7"1/2 formado por 6 rezagues de 24'6"1/4 cada uno, dándonos este proyecto una longitud centro a centro de los pernos exteriores en el punto, de:

(14m'7"1/2+1'6"1/4+0'6"+1'6"1/4)2+24m'7" = 49m'7" = 150 mts., siendo 1'2"1/4+0'6"+1'6"1/4 = 3'6"1/2 la distancia entre los centros de los pernos en los apoyos sobre las pilas.

El proyecto para cada uno de estos claros se trata en la misma forma que el proyecto para el claro central desarrollado, solo que con la variante de que en éstas armaduras, también de Paso a través, los cordones superior é inferior serán paralelos.

Las armaduras podrán ser remachadas o articuladas, pues ambas son económicas para una longitud de claro de ésta naturaleza.

En la pág. 641 del Structural Engineers Handbook de Ketchum está el proyecto de una articulada y en la pág. 396 del Structural Engineering de J. C. Kirkham está el de una remachada, ambas para un tipo de Carga Cooper E-50 y una distancia centro a centro de armaduras menor que la adoptada de 17'6" para el caso central de nuestro proyecto.

Siendo las armaduras de nuestro proyecto de longitudes de rezagues ligeramente menores que las de las mencionadas arriba, pero con carga mayor, Cooper E-60, habrá ligeras variaciones en las secciones de los miembros de trabajo, quizá muy poco notables

debido a que en claros de estas longitudes, las secciones mencionadas por lo regular se proporcionan mayores que las necesarias para rigidez de las armaduras.

Las variantes principales estarán en el remachado de los distintos miembros.

El sistema de pino y Vigas de Apoyo extremas y Atravesaños Intermedios serán de la misma naturaleza y proyecto que el del Claro Central.

Las etapas del proyecto son absolutamente las mismas que para la Armadura Central, por lo cual no creo pertinente repetirlas y dejo de tratar el proyecto de las armaduras de los apoyos extremos, hechas las consideraciones arriba mencionadas, pasando desde luego a tratar el problema de la Cimentación para los Estribos y Pilas, suponiéndolo a los claros extremos placas de asiento sobre las superficies de la forma y dimensiones del proyecto del Kirkham y longitudes del centro del perno extremo de la cuerda inferior a la superficie de 3'0" en los apoyos sobre las pilas, para que éstas tengan en superficie total de asiento de las 4 placas de base a nivel, y de 2'5" en los Estribos para concordar más con el proyecto del Kirkham aludido.

Para el peso de Carga Muerta por recuadro tendremos:

$\left\{1.125(7\times 146.74+660)+523\right\}24.4 = 80000$ lbs.

Con estos datos ya podremos entrar a tratar el problema de la cimentación.

MIMOSEAE
MIMOSA ESPINOSA ZABIEN

FAUNA

COVERAMENTO

POSTE Dd LAMINA

Dd LAMINA GENERAL DE PROYECTO

ESCALAS DE LINEAS 1:0 7.5 m
DE DETALLES 1:0 1/2

POSTE Cc

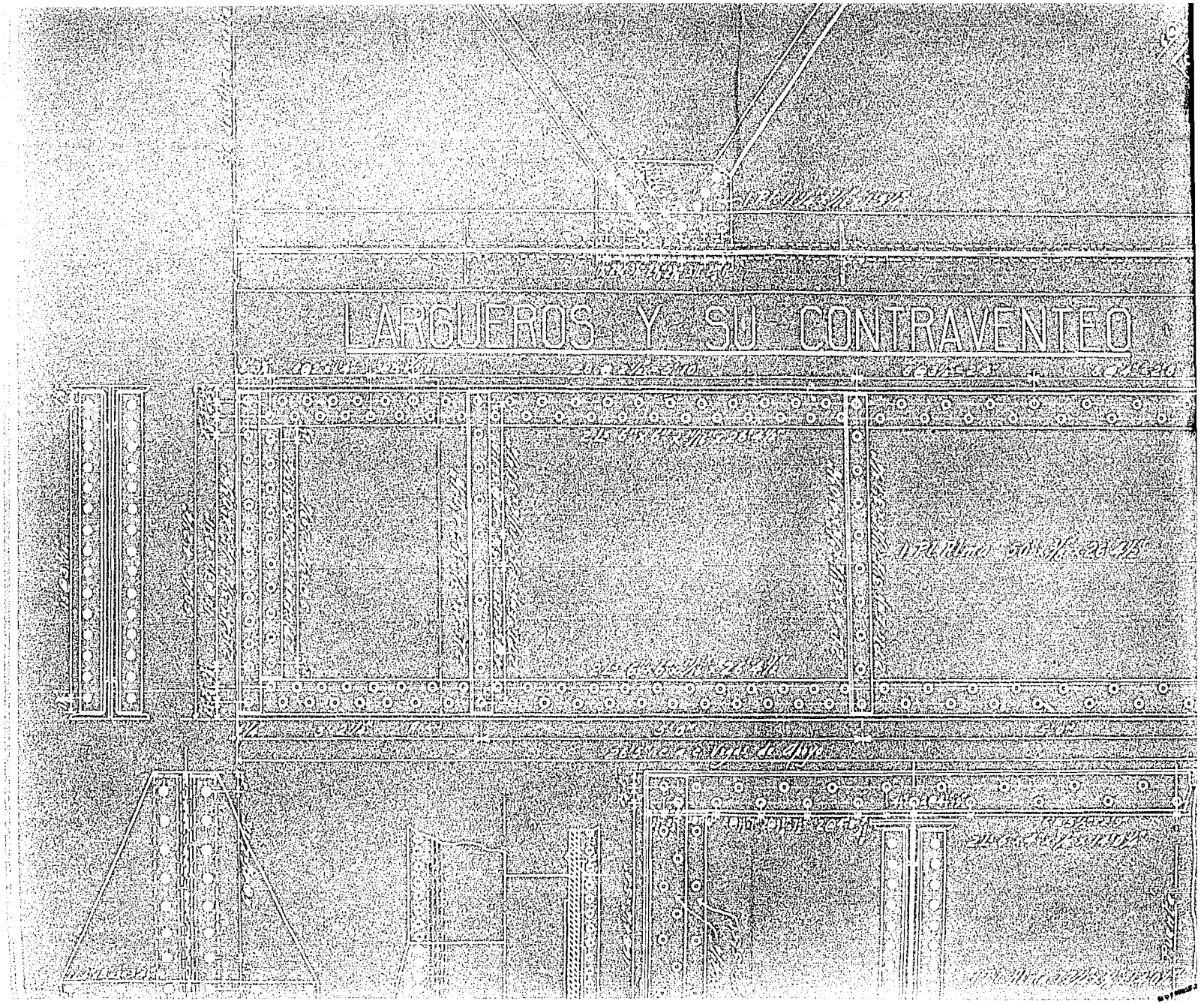
POSTE Bb

GENERAL DE PROYECTO

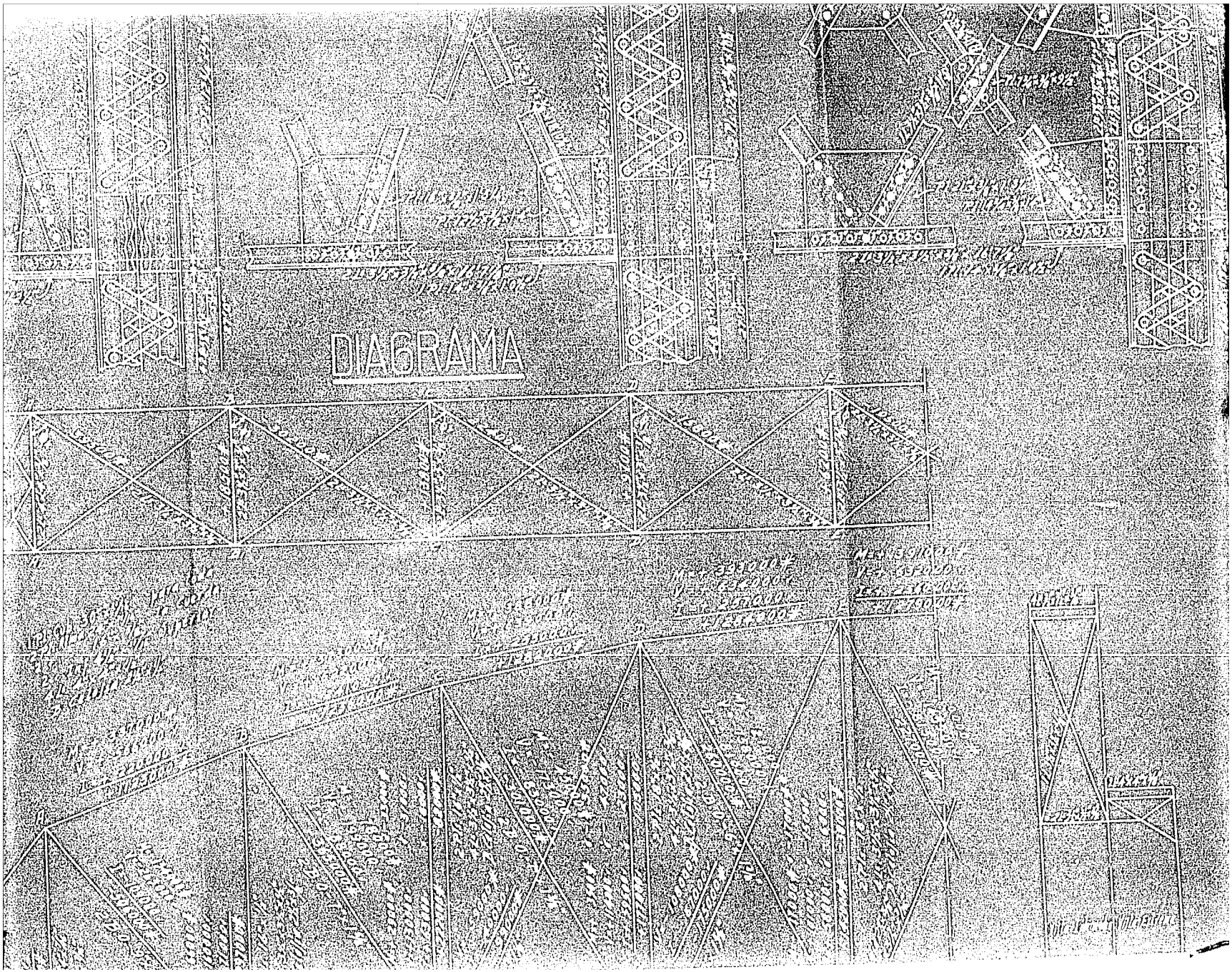
ESCALAS DE LINEAS 1:0 - 7,5 m/m
DE DETALLES 1:0 - 1/4"

POSTE Cc

POSTE Bb


LARGUEROS Y SU CONTRAVENTEO

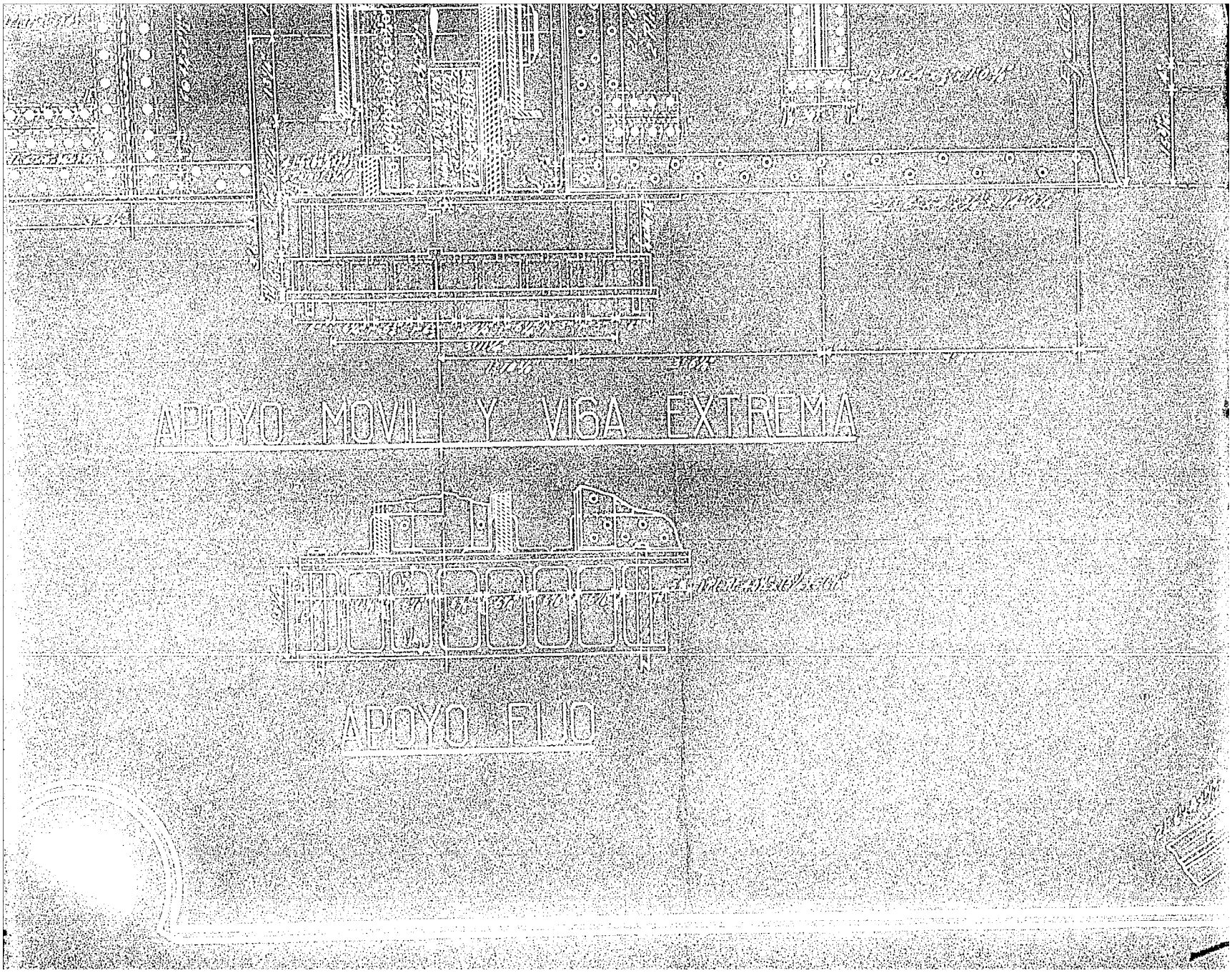
ENTEO

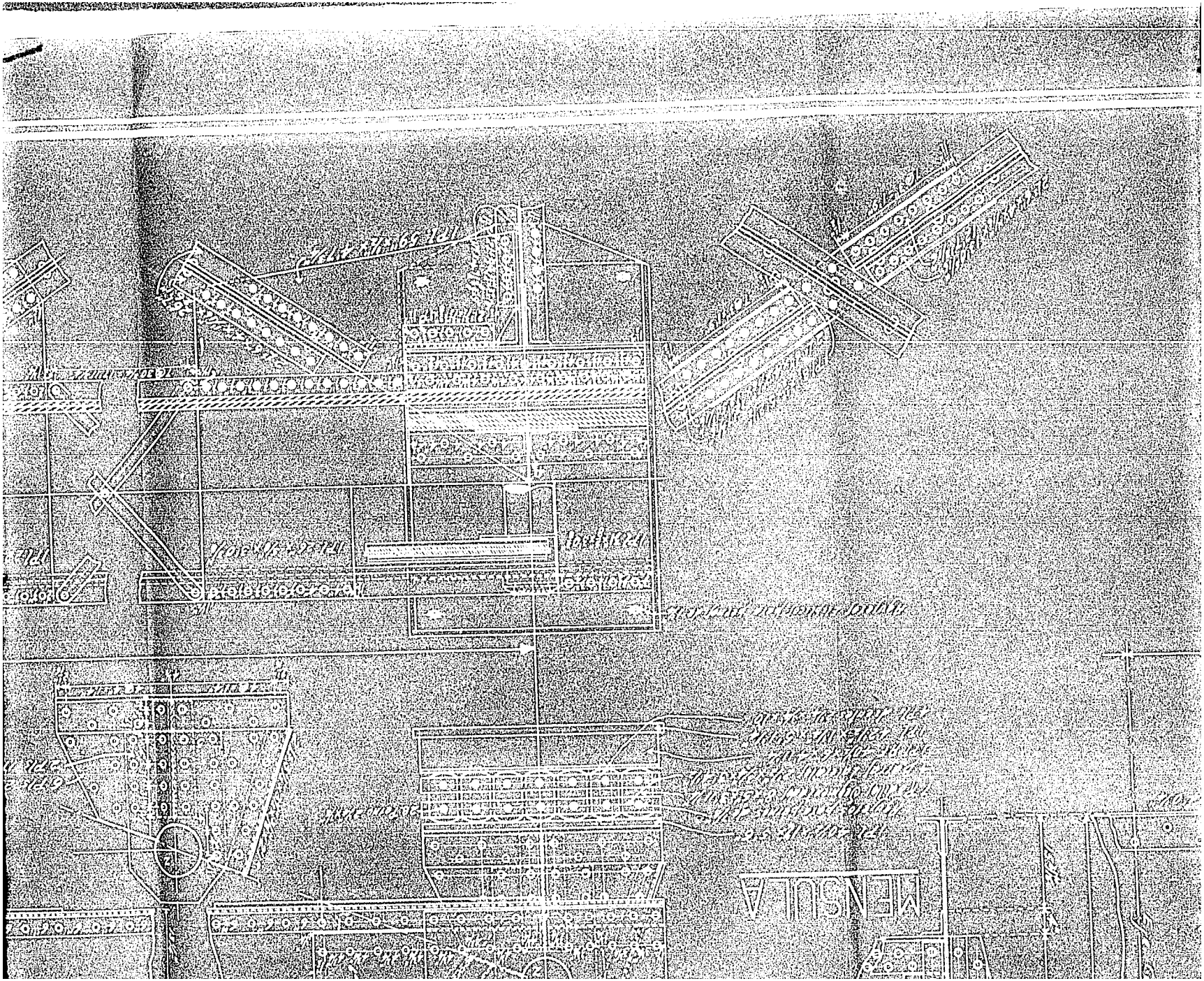

DIAGRAMA

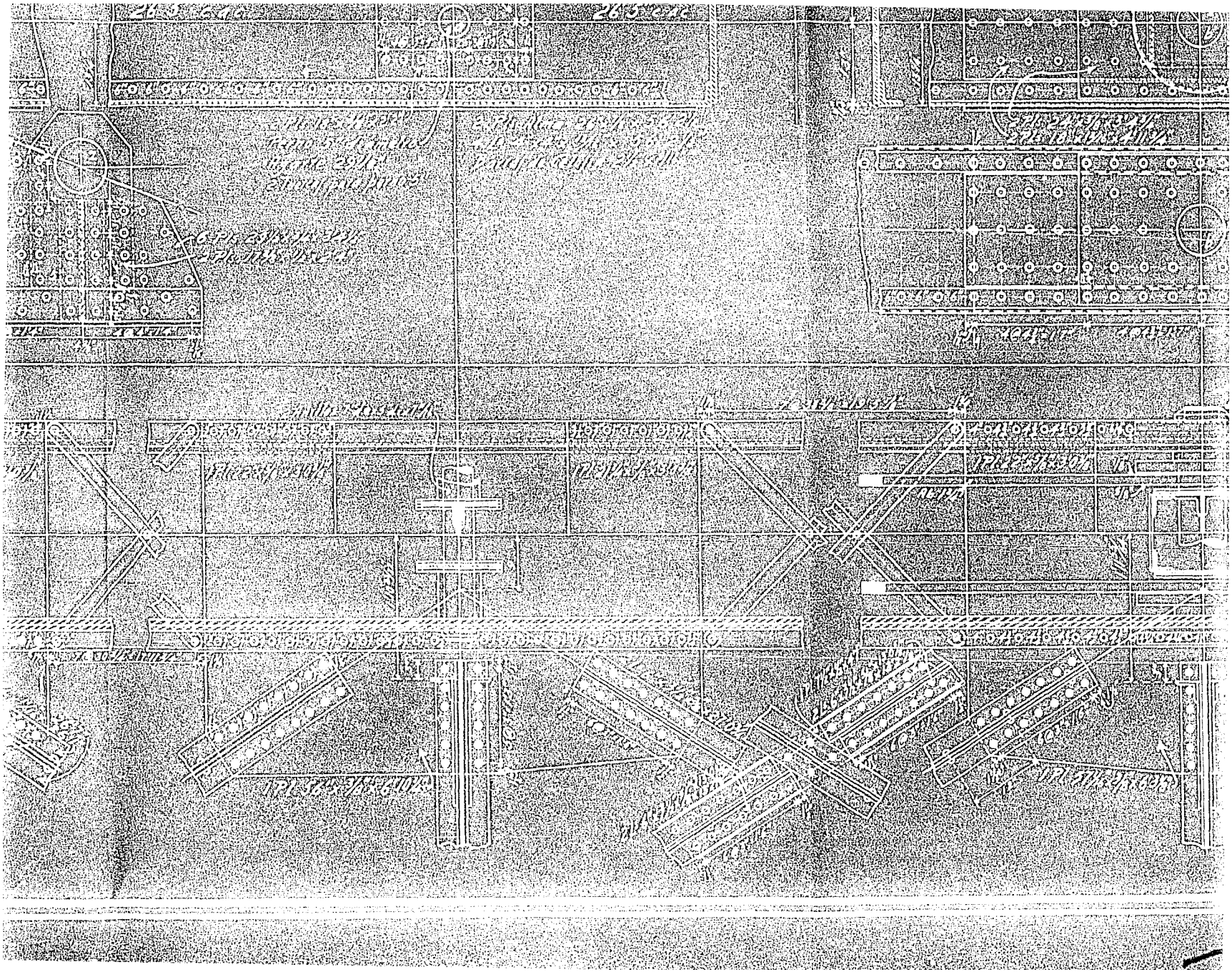
GRAMA

APOYO MOVIL Y VIGA EXTREMA

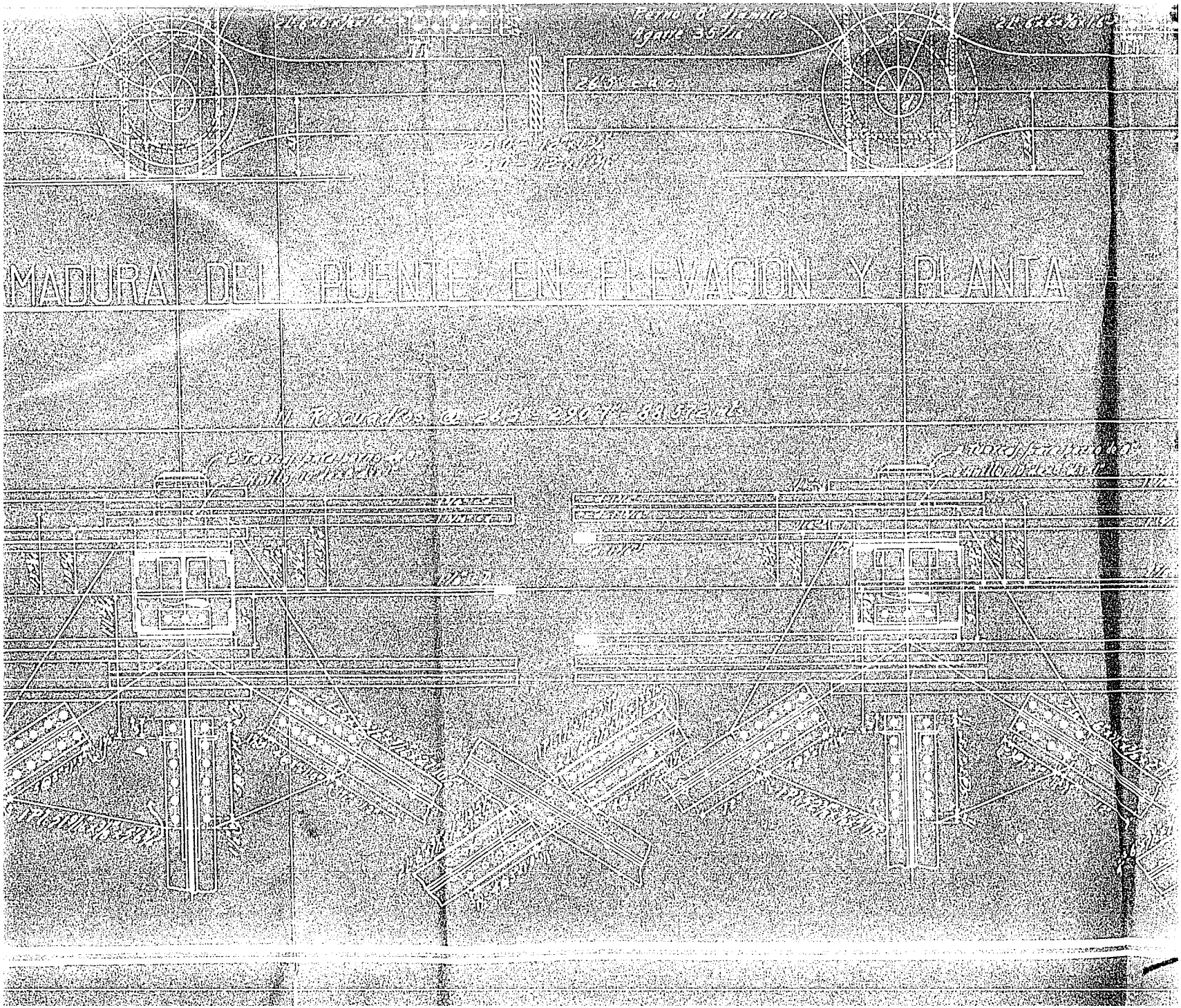
APOYO FIJO

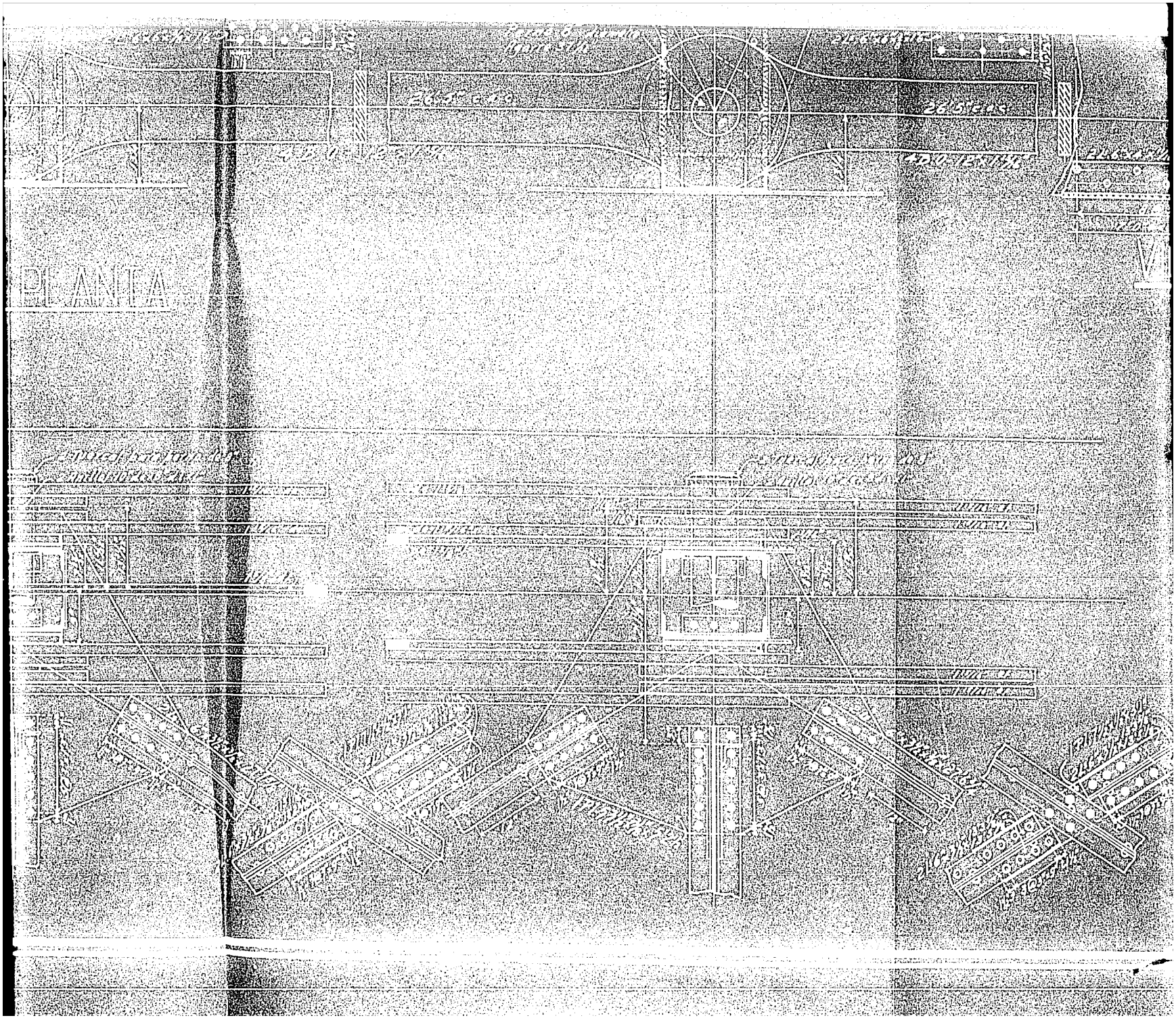

APOYO MOVIL Y VIGA EXTREMA
APOYO FIJO

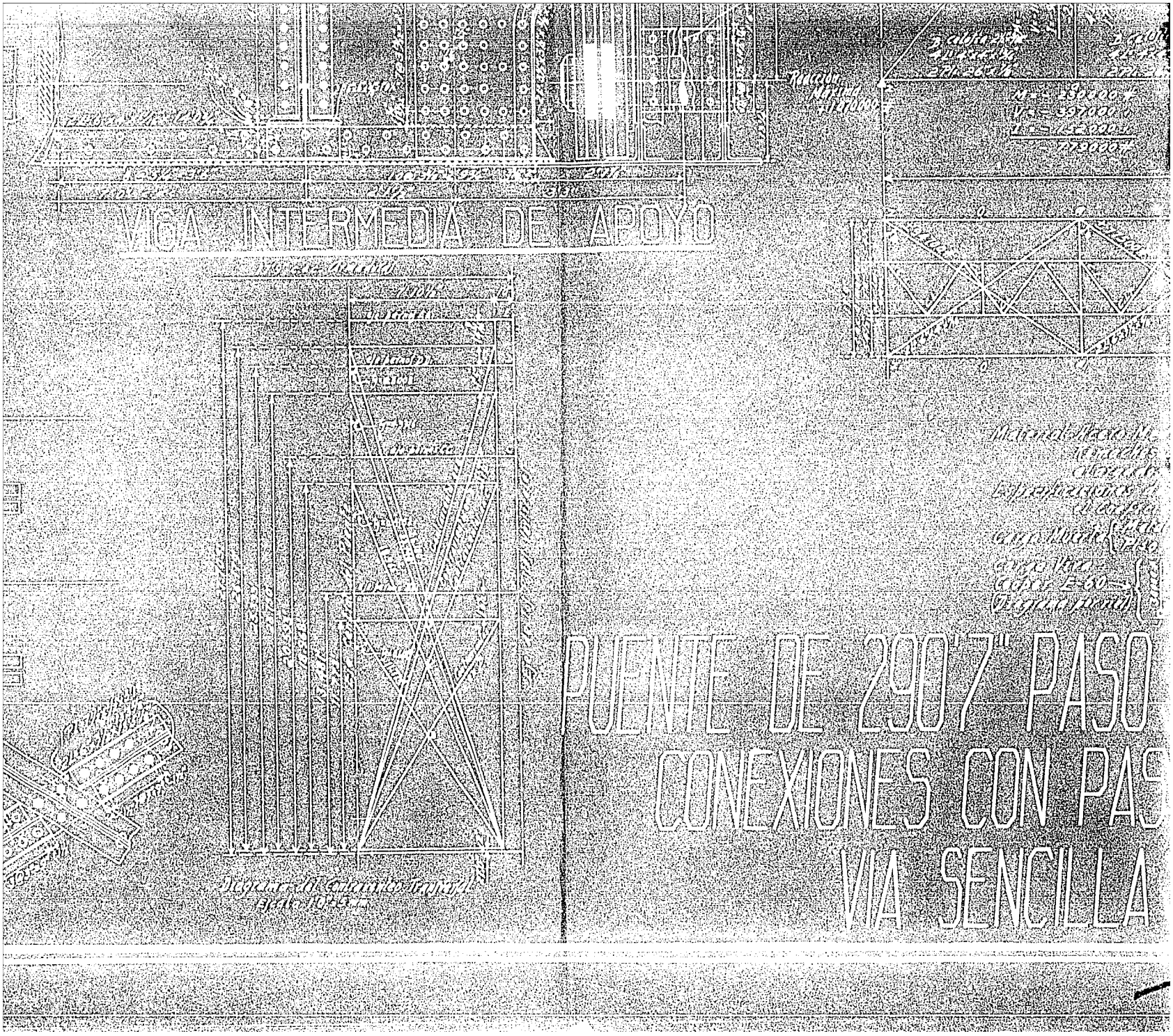


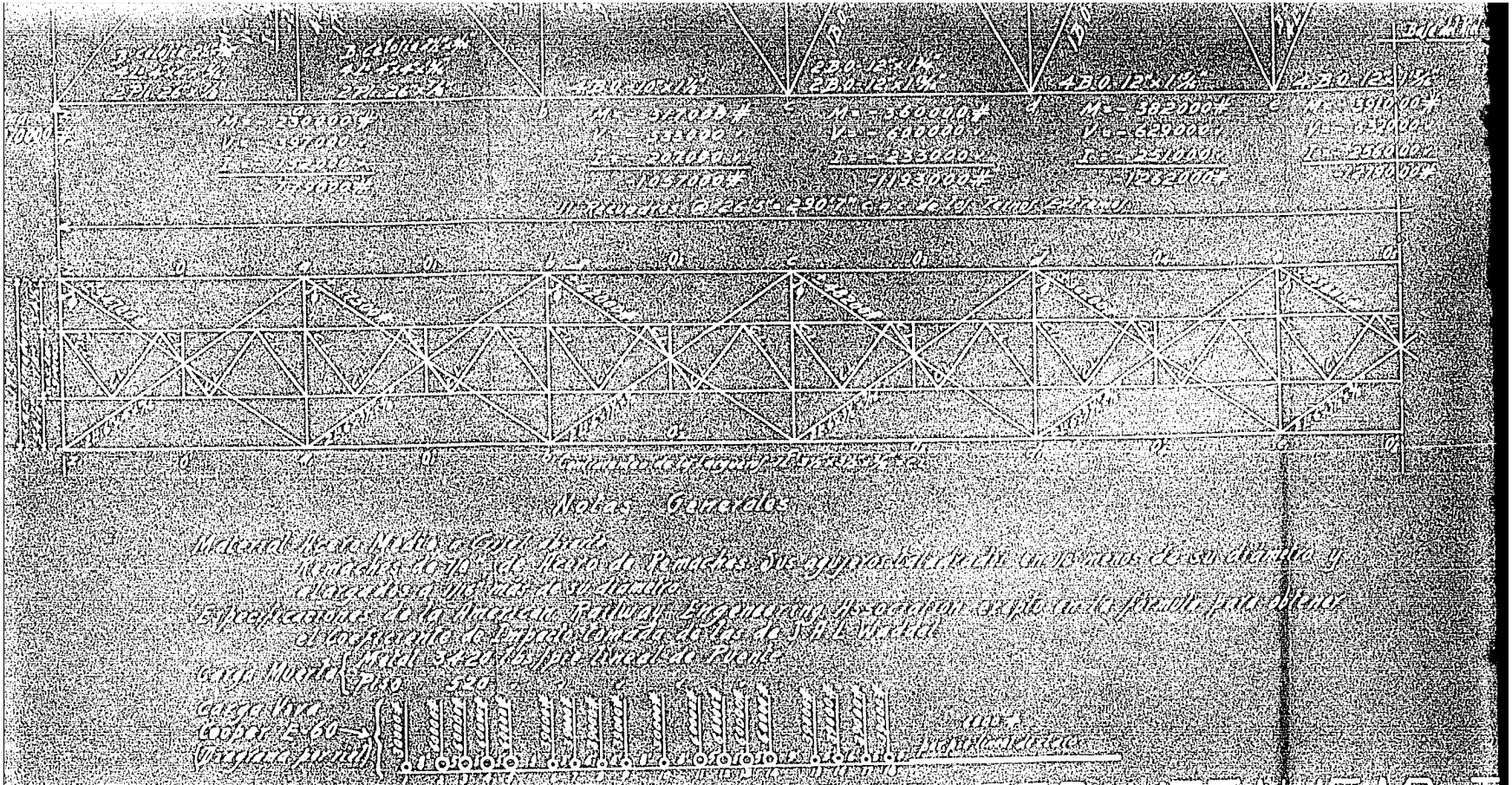


MEDIA ARMADURA DEL

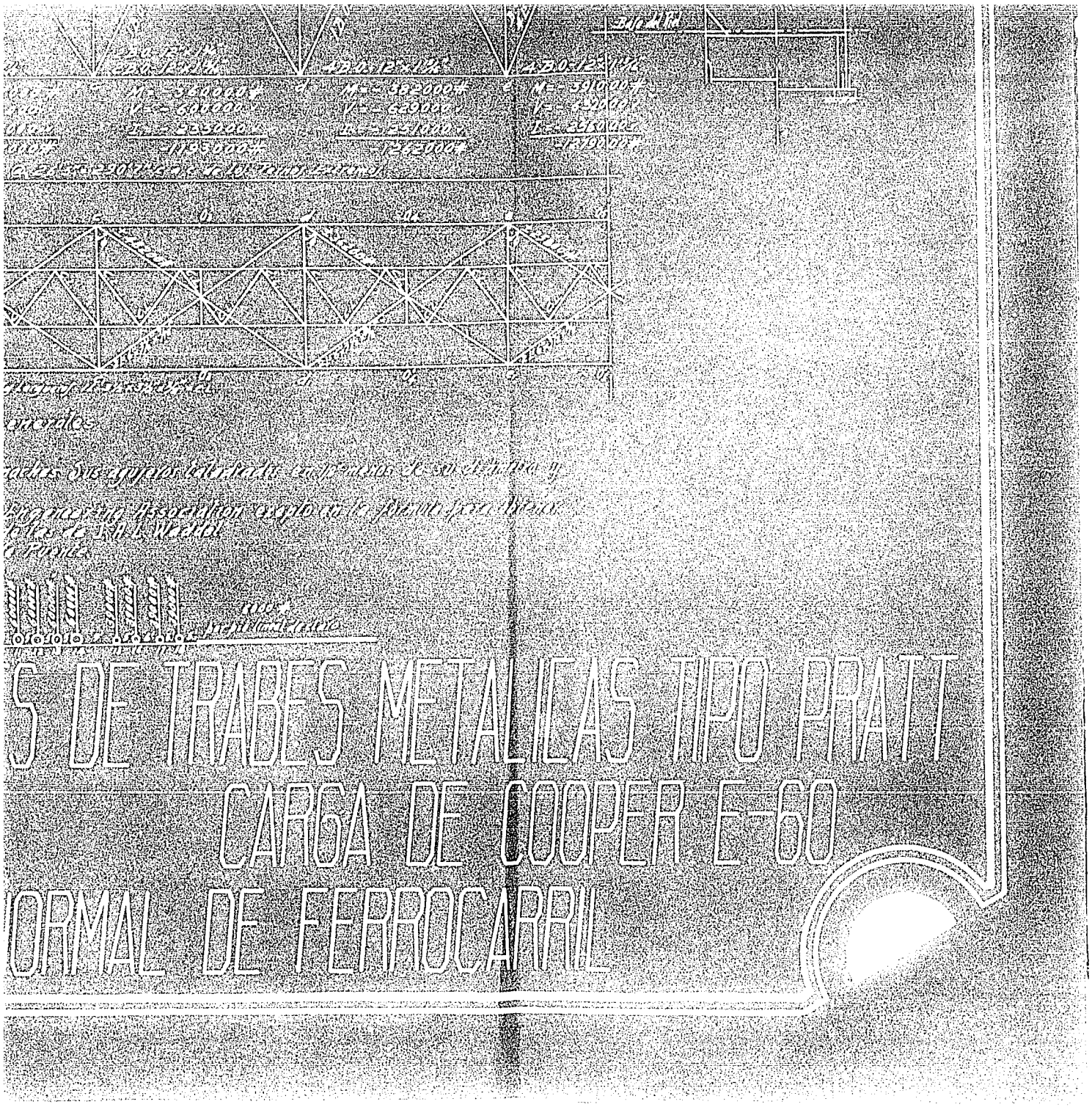

MADURA DEL PUENTE EN ELEVACION Y PLANTA




VIGA INTERMEDIA DE APOYO
PUENTE DE 29.07" PASO
CONEXIONES CON PAS
VIA SENCILLA



290'7" PASO A TRAVES DE TRABES METALICAS
NES CON PASADORES CARGA DE COOPER
VIA SENCILLA ANCHA NORMAL DE FERROCARRIL


S DE TRABES METALICAS TIPO PRATT
CARGA DE COOPER E-60
ORMAL DE FERROCARRIL

Estribos y Pilas.

Los Estribos y Pilas sirven para mantener elevadas a cierta altura conveniente de las aguas máximas de la corriente, las armaduras que soportarán el sistema de piso sobre el cual pasará el ferrocarril, profundizándose lo suficiente en el terreno en que descansan de manera de transmitirle a éste, directa é indirectamente las presiones resultantes de la carga muerta de las armaduras y del estribo é pila mismo, adicionado de los efectos que en cualquier momento producen el viento al chocar sobre la armadura, el estribo ó pila y sobre el convoy en movimiento, además del efecto causado por la carga viva móvil del convoy sobre el puente, y presiones de frenación producidas cuando se arranca.

Los Estribos y Pilas pueden fallar en su trabajo por giración cizallico y compresión excesiva del material de que están formados.

Las bases deben proyectarse lo suficientemente amplias de acuerdo con la resistencia que puede ofrecer el terreno en que se apoyan, para evitar hundimientos ó penetraciones sobre el mencionado terreno, cuando se trata de transmisión directa de las presiones; cuando es indirecta, como la circulación por fricción, debe haber el número suficiente de pilotes empotrados en el cimiento y en el terreno, que proporcionen una área total de fricción cuando menos igual a la calculada como necesaria, teniendo en cuenta previamente cierto factor de seguridad.

Pila.—

Análisis de las presiones máxima y mínima que obran en el lecho inferior de su base de cimentación en contacto con el terreno. Las vistas de la Pila en proyecto se encuentran en la lámina 13 adjunta, en la que se hace llegar su base hasta el terreno de

Arcillas Compactas, el cual suponemos que tiene una resistencia de 5.5 toneladas de 2000 libras en cada pié cuadrado, corrección de seguridad.

Para encontrar la compresión máxima y mínima en dicha base usaremos la fórmula recomendada por Jacoby and Davies en su "Foundations of Bridges and Buildings" de 1925, que dice:

$f = (P/A)+(Mc/I)+(M'c'/I')$ en que:

f es la compresión máxima ó mínima según el caso,

P es la carga total vertical,

A es el área de la sección tratada,

M y M' son los momentos de fuerzas que obran en ángulo recto ó que obran paralelamente al eje longitudinal de la pila,

c y c' son las mitades del ancho y largo, respectivamente, de la sección tratada, ó

I y I' son los momentos de inercia de la sección de pila tratada alrededor de los ejes largo y corto, respectivamente.

Desde luego que no podremos tolerar ningún esfuerzo de tensión en la sección estudiada, pues ello es un plano de separación absoluto, sin liga de ninguna especie, entre la pila y el terreno.

Volúmen de la Pila.

Corona.- $0.5(35.00-4.75)2.5 =$ 719.44 ^{3}.

Viaducto.- $\frac{(7.5(32.00-7.75)+(37.00-6.25)12.5)31.5625}{2} =$ 9400.57 ^{3}.

Base Inferior.- $48.00x37.00x24.00 =$ 10440.00 ^{3}.

Base Intermedia.-$45.00x20.00x5.00 =$ 4500.00 ^{3}.

Base superior descomprimida como sigue:

1 Prisma triangular.+$\frac{1}{2}(19.5+14.5)24.5/2 =$ 998.88 ^{3}.

más 2 Prismas Triangulares.+$3(19.5-12.25)14.5 =$ 515.77 ^{3}.

más 2 Pirámides Irregulares.+$\frac{2}{3}\left[\frac{(12.5+14.5)}{2}\sqrt{37^2+(19.5-12.25)^2}\sqrt{37^2+24.49^2}\right] =$ 105.37 ^{3}.

menos 4 Pirámides Triangulares.-$(4(19.5-19.25)3)/3 =$ 29.00 ^{3}.

Suma ---------- 3531b' .

Peso a razón de 155 libras por pié cúbico = 3531x155 = 547205' lbs

prácticamente = 547000 lbs

Carga Muerta.-Armaduras pravedizas:2x1,2x4000 = 8040000 lbs.
Armaduras chicas.:8x1,0x20000 = 160000 "
Suma---------- 7740000 "

Carga Viva.-Claro central:150x6000 = 900000 lbs.
Claro extremo: 75x4800 = 450000 "
Suma---------- 1350000 "

Carga TOTAL de Gravedad---------- 9090000 "

Esfuerzo de Trace'ón usando un Coeficiente de 0.20 para el es-
fuerzo de Carga Viva = 0.20x1350000 = 270000 lbs.

Suponiendo que obra en el eje de la cuerda inferior, el momento
alrededor del plano estudiado valdrá: 270000x80.5625 = 15937000' lbs

Momento de las fuerzas transversales al puente:

Del Viento sobre las Armaduras Centrales y suponiendo que obra a
43'0" medidos del eje de la cuerda inferior:

300x150x103.5625 = 3106875' lbs. = prác. 3107000' lbs.

Del Viento sobre las Armaduras Extremas y suponiendo que obra a
78'0" medidos arriba del eje de la cuerda inferior:

300x 75x 80.5625= 1358437' lbs. = prác. 1358000' lbs.

Del Viento sobre las Armaduras Centrales obrando sobre las Cuer-
das Inferiores:

300x150x 80.5625 = 1816875' lbs. = prác. 1817000' lbs.

Del Viento sobre las Armaduras Extremas obrando sobre las Cuer-
das Inferiores:

300x 75x 80.5625 = 906437' lbs. = prác. 906500' lbs.

Suma de estas 4 últimas cantidades: 7190500' lbs.

Del Viento sobre el Tren entre el Claro Central y obrando a 7'0"
arriba de la Base del Riel:

300x150x 75 = 3240000' lbs.

Del Viento sobre el Area entre el Claro Entrante y abarca a 7'6" arriba de la Base del Pilote:

200x 70x 72 = 1'200000'lbs. De donde, viento Total sobre el Presente de las 5 últimas cantidades = 4800000'lbs.

Para obtener el esfuerzo ejercido por el viento sobre la pila en agua baja y en un plano normal a su eje longitudinal, tenemos la proyección de pila expuesta sobre un plano normal al mencionado eje, al cual le superpondremos anteriormente un esfuerzo de 50 libras en pié cuadrado. Así tendremos que el área proyectada vale: (6.5x6.5)+(7.5+13.5)11.5/2 = 156.37'cuadrados. Para obtener de una vez el momento ejercido por este esfuerzo en el cimiento será necesario encontrar el Brazo de Palanca medido desde el punto de aplicación del mencionado esfuerzo hasta el plano en estudio, y valdrá la suma de la distancia entre el plano en estudio y la base de la superficie proyectada anteriormente (38'6") con la distancia medida desde esta base hacia arriba, de dicha superficie proyectada, que tiene un valor deducido de la manera siguiente:

Proyección de la corona = 6.5x6.5 = 73.78'cuadrados.

Su Brazo de Palanca a la base = 31.5625+1.25 = 32.8125'

Proy. Rectangular del Vástago = 7.5x11.5625 = 386.719'cuadrados.

Su Brazo de Palanca = 11.5625/2 = 15.7813'

Proy. Restante del Vástago, en forma de 2 triángulos:

339.5-(73.78+386.719) = 79.001'cuadrados.

Su Brazo de Palanca: 71.5625/3 = 10.5208'

Brazo de Palanca Buscado:

(25.78x32.8125+386.719x15.7813+79.001x10.5208)/339.5 = 15.749'

Brazo de Palanca total = 23.00+15.749 = 38.749'= 38'9"

Momento del Viento buscado: 20x38.5x38.749 = 2978112'lbs.

prácticamente = 2980000'lbs.

De la corriente en aguas máximas suponiendo a las aguas una velocidad de 10'/seg. y obrando la presión a 1/3 de la altura de la lámina de agua contado hacia abajo del nivel máximo:

0.00x10x2.5(6'7"/8+10'6")65/2 = 68180'lbs.= peñol. 68000'lbs.

El momento debido a la presión del hielo no lo consideramos.

El momento debido al viento obrando perpendicularmente al eje longitudinal de la pila, se encuentra como sigue:

Area proyectada: 2x2.4+(10+37)11.5=91/2 = 1176.40'cuadrados.

Proyección de la Corona: 2'x2.4 = 57.6'cuadrados.

Su brazo de Palancas: 11.5+10.8/2 = 22.15'.

Proyección rectangular del Fústago:2x31.5=63 = 1010'cuadrados.

Su Brazo de Palancas: 11.5+35/2 = 15.75'.

Proyección restante del Fústago en forma de 2 triángulos:

1176.40-(57.6+1010) = 70.80'cuadrados.

Su Brazo de Palanca: 11.5+21/3 = 18.00'.

Brazo de Palanca de la proyección en conjunto:

(57.6x22.8+1010x15.75+70.8x18.0)/1176.40 = 16.09'.

Brazo de Palanca hasta la sección estudiada:

16.09+24.0 = 40.09' = 40'1"/.

Momento del Viento buscado:76x1176.40x40.09 = 3360001'lbs.

Con los datos ya enunciados procederemos a deducir las reacciones unitarias ejercidas en la base del Cimiento.

Por Peso de la Superestructura: 776000/4x27 = 507lbs./cuadrado

" " " " " Subestructura: 3474000/1964 = 4296 " . ✓ ✓

" Carga Viva: 1350000/1964 = 2040 " . ✓ ✓

Para encontrar el Empuje unitario sufrido en la Pila en aguas máximas procederemos como sigue:

Fólumen sumergido:

1x4.0+1x10+1x4.7+{10.5(37-6.25)+0.575(74.150-4.25)}18/2 = 5117'³.

Empuje total a razón de 62.5lbs/'cub.= 5117x62.5 =-319812 lbs.

Empuje unitario: $1x63^2/1000 = -1503$ lbs./'cuadrado.

Empuje sufrido por la pila en aguas bajas:

$(1x44+4x60+1x47)6'.5/1500 = -1234$ lbs./'cuadrado.

Momento de Inercia de la base alrededor del eje longitudinal de la pila que pasa por el Centro de Gravedad de la Sección considerada: $48x27^3/12 = 70756'^4$.

Presión unitaria máxima y mínima debido al esfuerzo de traccción: $1x32000x1'.5/70756 = \pm 2001$ lbs./'cuadrado.

Momento de Inercia de la Base alrededor del eje normal al anterior que pasa a su vez por el mismo Centro de gravedad:

$27x48^3/12 = 82944'^4$.

Presión unitaria máxima y mínima debido al esfuerzo del viento sobre las armaduras: $71000^{\#}x24/248832 = \pm 685$ lbs/'cuadrado.

Presión unitaria máxima y mínima debido al esfuerzo del viento sobre el tren: $4x50000x24/248832 = \pm 400$ lbs/'cuadrado.

Presión unitaria máxima y mínima debido al esfuerzo de' viento sobre la pila: $2x30000x24/248832 = \pm 72$ lbs./'cuadrado.

Presión unitaria máxima y mínima debido al esfuerzo de la corriente sobre la pila: $40000x24/248832 = \pm 68$ lbs./'cuadrado.

Resumen de presiones máximas y mínimas sobre el cimiento, con base de 6000 lbs.

	Sin empuje de las aguas. Máxima.	Mínima.	Con empuje de las aguas. Máxima.	Mínima.
Por superestructura:	+ 0.30	+ 0.30	+ 0.30	+ 0.30
" subestructura:	+ 0.11	+ 0.11	+ 0.11	+ 0.11
" Carga Viva:	+ 0.52	+ 0.52	+ 0.52	+ 0.52
" Empuje agua:	-----	-----	= 0.20	= 0.20
" Traccción:	+ 1.40	- 1.40	+ 1.40	- 1.40
" Viento Armaduras.	+ 0.36	- 0.36	+ 0.36	- 0.36
" " " tren:	+ 0.04	- 0.04	+ 0.04	- 0.04
" " " pila:	+ 0.01	- 0.01	+ 0.01	- 0.01
" Corriente agua.	+ 0.05	- 0.05	-----	- 0.05
Total, ----------	+ 4.04	+ 0.00	+ 4.55	+ 0.35

Del resumen vemos que la presión máxima en el cimiento es + 4.04 lbs./'cuadrado, presión que resiste perfectamente bien el terreno

de áreillas cemento en que descansa, y que la presión mínima es de + 0.15 lbs/pulgada, no habiendo en ningún caso tensión.

Los esfuerzos en cualquiera otra sección horizontal se verifican de la misma manera, y las proporciones del concreto empleado serán 1-3-6 para la Corona y 1-3-6 Ciclópeo para el resto, no habiendo peligro de que el material falle por compresión excesiva. Para la adherencia del cimiento y de toda la mole de concreto, así como para absorber cualquier esfuerzo de tensión que pudiera ocurrir y para evitarlo cualquier grieta superficial que pudiera formarse, colocaremos una malla de varillas de fierro redondo corrugado de 3/4" como reforzamiento lateral de la mole, colocada a 5 centímetros hacia dentro de la superficie, con las varillas horizontales distanciadas 2'0" y con las verticales, sobre las exteriores y exteriormente distanciadas 1'0" amarradas las intersecciones con alambre del No. 18. Además se colocarán una malla con la misma separación de varilla y en cuadro de 1'0" de lado a 6" bajo el lecho superior de la Corona y otra a 6" sobre el lecho inferior del Cimiento y finalmente otra en la parte media de su altura.

Para obtener las probabilidades de giración del Cimiento tomaremos momentos alrededor de una de las aristas extremas de la sección que consideramos, paralela al eje longitudinal de la pila y determinamos el lugar de paso de la componente normal resultante de las presiones ejercidas para ver si no se sale del tercio medio así como para ver el factor de seguridad con que a este respecto queda proyectada la pila.

Momento de la Carga Muerta:	877000x13.5	=	+7395000'	lbs.
Momento por fricción:		=	-1038000	"	"
" " viento en la Pila:		=	- 23300	"	"
" " " " Cimiento:		=	-600000	"	"
" " " " Arcadura:		=	- 71000	"	"
" " Empuje Corriente:		=	- 23000	"	"
Suma de Momentos:		=	-2655300'	lbs.

Negativos

Factor de Seguridad: 75000000/20295500 = 3.69

Suma de Momentos positivos y negativos: 75000000-29295500=45704500 #

Brazo de Palanca buscado: 45705500/3474000 = 5.1' quedando dentro del tercio medio que vale: 27'0"/3 = 9'0", luego, no hay peligro de giración del cimiento.

El deslizamiento en la base no existe, ni en ninguna sección horizontal de la pila, que sería su esfuerzo cortante, pues aquí las cargas verticales son bastante fuertes, y la suma de los empujes horizontales es pequeña.

ESTRIBO.---

Análisis respecto al volteamiento. Consideraremos el estribo sin sus alerones.

Encontraremos el Centro de Gravedad de la sección mostrada en la fig. correspondiente de la lám. 15, tomando los ejes X y Y, como sigue:

Areas en pies cuadrados. Brazos de Palanca para X. Brazos de P. para Y.

				Brazos de P. para X en pies	Brazos de P. para Y en pies
a_1	=15.0 x 30.0	=	450.0	13.00'	9.00'
a_2	=20.00 x 2.0	=	40.0	10.00	21.75
a_3	=14.25 x 6.00	=	85.5	7.375	30.00
a_4	=17.00 x 5.00	=	75.0	9.50	32.00
a_5	=11.75 x 6.00	=	70.5	9.625	37.00
a_6	=10.50 x 6.00	=	63.0	10.25	44.00
a_7	= 5.75 x 6.00	=	34.5	10.875	50.00
a_8	= 5.00 x 2.8125	=	28.5	11.5	54.4062
a_9	= 8.5 X 2.0	=	17.0	11.75	57.8125
a_{10}	= 8.0 x 0.5	=	4.0	11.5	58.0625
a_{11}	= 5.0 x 1.0	=	5.0	9.0	59.8125
a_{12}	= 3.0 x 3.0	=	9.0	8.5	49.8125
a_{13}	=23.0 x 2.5	=	57.5	11.5	19.25
a_{14}	=15.0 x 3.5	=	52.5	17.552	25.00
a_{15}	= 0.5 x 0.250	=	0.125	15.667	57.2750
Area total		=	1044.125' c.		

Multiplicando las áreas por sus respectivos Brazos de Palanca obtenemos los siguientes momentos:

Momentos alrededor del eje de las X. Momentos alrededor del de las Y

m_1	6084.0000		4212.0000
m_2	800.0000		1087.5000

M_3	718.0200	8824.0000
M_4	708.0000	8496.0000
M_5	678.2400	8676.0000
M_6	648.7200	8772.0000
M_7	608.[illegible]	8772.0000
M_8	558.7200	1124.1200
M_9	198.7200	905.9157
M_{10}	41.0800	858.8880
M_{11}	11.0000	858.[illegible]
M_{12}	57.0000	772.8750
M_{13}	1111.8800	1150.8750
M_{14}	718.4875	1537.5000
M_{15}	1.9365[illegible]	7.6[illegible]
Suma	12908.0[illegible]	25877.[illegible]

X para el C. de G. 38809.1/1004.170 = 38.60' = 12'6"

Y " " " " " " 24805.6/1004.170 = 24.7701 = 08'3"1/4

En el punto fijado por las coordenadas así encontradas suponemos que obra el peso del estribo considerado, peso que encontramos como sigue:

V_1	[illegible]	10508.760'
V_2	[illegible]	1071.715
V_3	[illegible]	3100.250
V_4	[illegible]	2936.064
V_5	[illegible]	3896.000
V_6	[illegible]	2644.312
V_7	[illegible]	2171.200
V_8	[illegible]	901.170
V_9	[illegible]	659.986
V_{10}	[illegible]	181.500
V_{11}	[illegible]	574.210
V_{12}	[illegible]	101.025
V_{13}	[illegible]	2214.720
V_{14}	[illegible]	1790.845
V_{15}	[illegible]	[illegible].750
Suma = Volúmen buscado		41095.093'3

Peso a razón de 160 lbs/'cúbico: 41095.093 = 6575215 lbs.

prácticamente 6570000 lbs.

Carga muerta considerada: 2 x 3 x 50000 = 300000 lbs.

Carga Viva Considerada: 75 x [illegible] = 400000 lbs.

Carga Total de Estribo = 7000000 lbs.

Refuerzo de fracción : 0.20 x 400000 = 80000 lbs.

Para obtener el peso del terraplén contenido en la parte pos-

terior del estribo considerado cubicaremos el material comprendido entre la pared de éste y el plano que se supone de fractura ó sea cubicaremos el prisma de presión máxima, el cual y según la lámina 13 es el producto de las distintas Ao. por las ho. y vale:

$V_1 = (20.25 \times 40 \times 40.45)/2$ = 9240.45 ^{p3}.
$V_2 = 20.75 \times 8.5 \times 11.65$ = 881.37 "
$V_3 = 20.70 \times 8.0 \times 15.25$ = 2705.04 "
$V_4 = 21.15 \times 8.0 \times 19.30$ = 3263.52 "
$V_5 = 20.60 \times 8.0 \times 24.10$ = 4713.68 "
$V_6 = 24.85 \times 8.0 \times 28.70$ = 5542.36 "
$V_7 = 25.30 \times 8.0 \times 33.00$ = 7001.60 "
$V_8 = 25.30 \times 8.0 \times 37.0$ = 7853.92 "
$V_9 = 25.70 \times 8.0 \times 37.30$ = 7965.14 "
$V_{10} = 25.10 \times 8.0 \times 37.0$ = 7750.10 "
$V_{11} = 25.30 \times 8.0 \times 39.10$ = 8170.55 "
$V_{12} = 25.30 \times 8.0 \times 40.10$ = 8325.68 "
$V_{13} = 25.25 \times 8.0 \times 19.30$ = 7747.18 "
$V_{16} = 15.30 \times 8.0 \times 40.00$ = 8320.25 "

Volúmen total buscado = 50314.80 ^{p3}.

Peso a razón de 100 lbs/'cúbico: 50314x100 = 5031400 lbs.

prácticamente: 5035000 lbs.

Volúmen del terraplén contenido en la parte delantera:

$52.5 \times 23 \times 23 \times 0.455/2$ = 7567.5 'cúbicos.

Peso = 7567.5 x 100 = 756750 lbs. Prácticamente = 757000 lbs.

Compondremos gráficamente en la fig. de la lámina 13 los esfuerzos hasta aquí encontrados aplicándose el peso de carga propia del estribo en su centro de gravedad encontrado, las Cargas Muerta, Viva y de Fricción en el perno sobre el estribo, y los empujes de tierra en los Centros de Gravedad de los prismas de presión máxima respectivos, previa adición del empuje ocasionado por la fricción del relleno contra las paredes del estribo, y para lo cual tomaremos un coeficiente de fricción de 0.27.

Los Centros de Gravedad de los prismas de empuje máximo se encuentran en el plano que divide en dos mitades iguales al estribo, y las coordenadas para dichos puntos se encuentran como sigue:

Para el prisma mayor se encuentra en el Centro de Gravedad del -

plano ABDEFA aproximadamente, cuyas coordenadas vamos a encontrar.

Area del triángulo:ACF = 45 x 45x 1.35/8x2 = 210.9375'cuadrados.

Brazo de Palanca relacionado al eje X = 9.375/2 = 4.69'

" " " " " " " " Y = (45x2)/3=30 = 30'

Area del triángulo FDE = 60x60x0.5x/2 = 1350.1875'cuadrados.

Su Brazo de Palanca relacionado al eje X = (60x0.375)/2 = 11.25o'

" " " " " " " " Y = 60x2/3 = 40.1'

Respectivamente momentos alrededor del X y momentos alrededor del Y:

	= 632.1797'lbs.	$10540.9750'lbs.
	$13095.4197 "	$49931.0250 "
Sumas	$13727.6000'lbs.	$60517.0000'lbs.

Suma de las 2 áreas anteriores: 210.9375+1350.1875 = 1561.1250'c.

Brazo de Palanca buscado con relación al eje de las X:

13727.600/1561.125 = 8.794' = 8'9.5"/16

Brazo de Palanca buscado con relación al eje de las Y:

60517.000/1561.125 =34.776' =34'9"/16

Para el prisma menor se encuentra en el centro de Gravedad del triángulo CHI, cuyas coordenadas son:

Con relación al eje X: 2Y x 0.375/3 = 4.10'

Para la Y tenemos: 2h/3 = 7.6o'

En las intersecciones de las parabolas a las líneas de presiones máximas que pasan por el Centros de Gravedad encontrados con los paños anterior y posterior límites del estribo se efectuarán las composiciones de las empujes directos con los debidos a fricción siendo dichas intersecciones los puntos de aplicación de los esfuerzos resultantes.

Con todos estos datos y efectuando las composiciones gráficas de los esfuerzos tendremos los resultados siguientes:

Para empotramiento ó estribo descargado:	6370000	lbs.
" estribo y relleno atrás:	9470000	"
" " " " " y delante:	8850000	"
" " " " " " " y Carga Muerta=	8830000	"

Para estribo,rellenos atrás y delante,cargas muerte y viva:
10280000 lbs.

Su componente perfil vertical ó presión normal sobre el cimiento es: 10000000 lbs.

Siendo el área de la base de 1088.88 cuadrados, la presión normal unitaria correspondiente es:10000000/1088.88 = 9184 lbs. ó sean: 9184/2000 = 4.59 toneladas de 2000 lbs.

El eje de excentridad para la base del cimiento estará a:

$$\frac{30.55\times28\times15+[(40.5-28.33)/3]\times40)12\times3.00\times3\times1.33}{1088.88} = 11.82'$$

medidos de la línea II hacia la parte posterior del cimiento, y la excentricidad resultante precisamente es de 1'0"

El momento de Inercia de la base alrededor del eje de dirección encontrado será:

$$30.81\times20^3/3+12.188\times2^3\times2/12+9\times3^3\times2/12+1088\times11.82 = 87100.877'^4.$$

Las presiones debidas a la excentricidad serán:

10000000x1x11.82/87100.87x2000 = + 1.03 toneladas de 2000 lbs. y

10000000x1x11.15/87100.87x2000 = - 1.92 " " " " ".

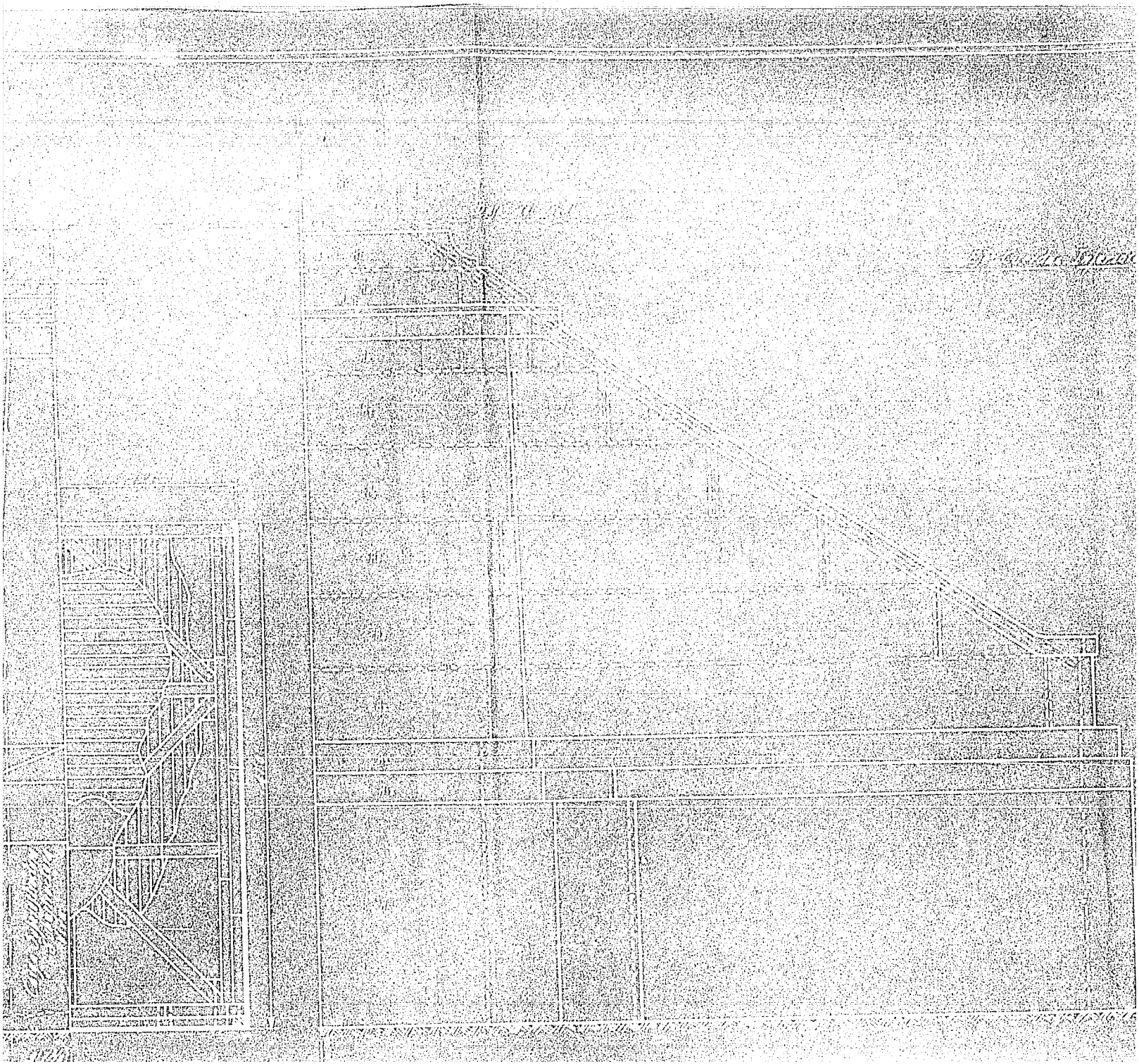
La presión máxima en el cimiento será de: 4.59+1.03 = 5.62 ton. y la presión mínima será de: 4.59-1.24 = 3.35 toneladas de 2000 lbs. resultados que prácticamente no difieren de lo que suponíamos que podía soportar el terreno de Arcillas Compactas.

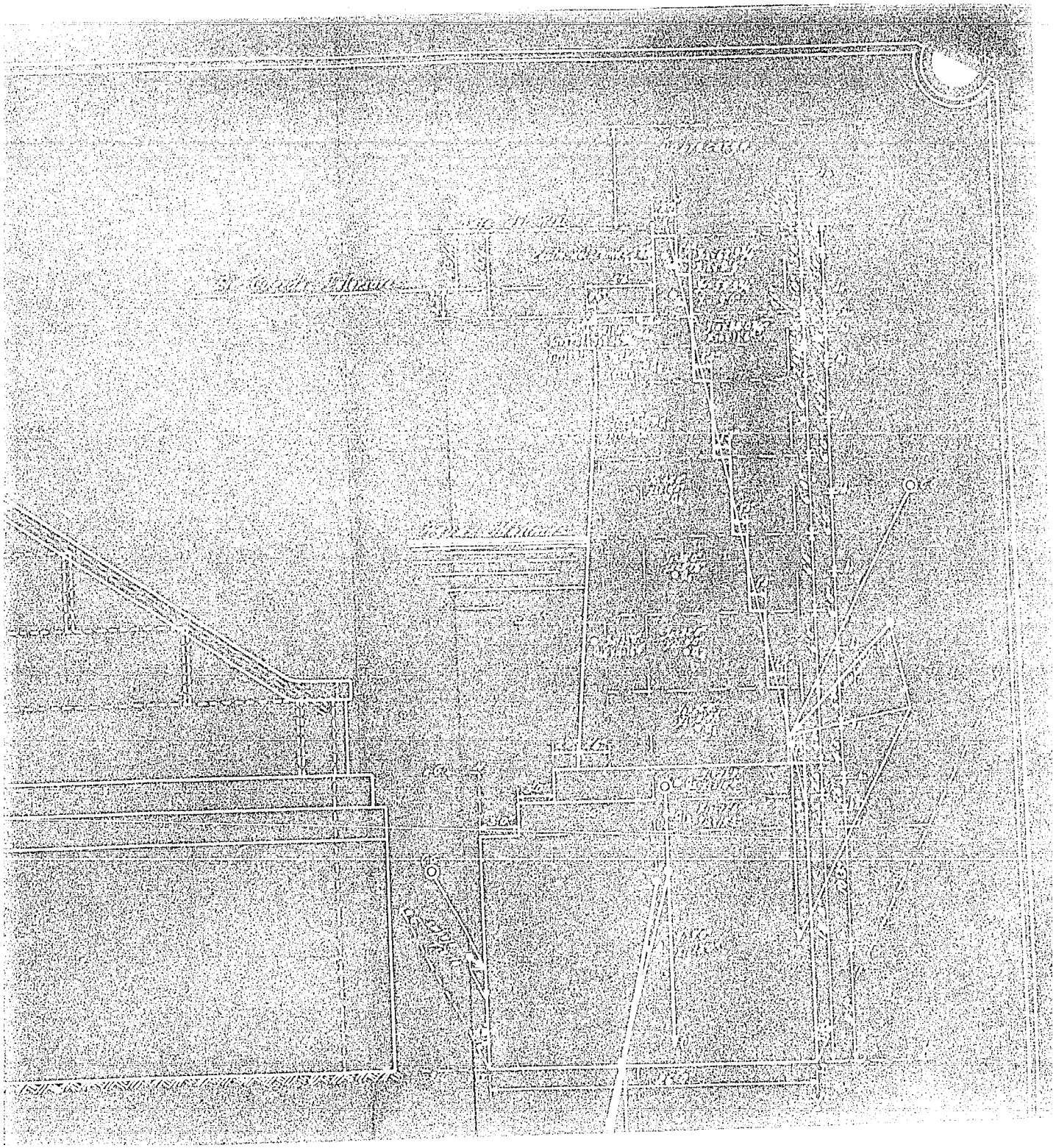
Como en el caso de la Pila el estribo no fallará por deslizamiento debido a la diferencia de presiones verticales con las horizontales. Los claros proyectados según muestra la lámina 17 resistirán perfectamente los empujes que reciban.

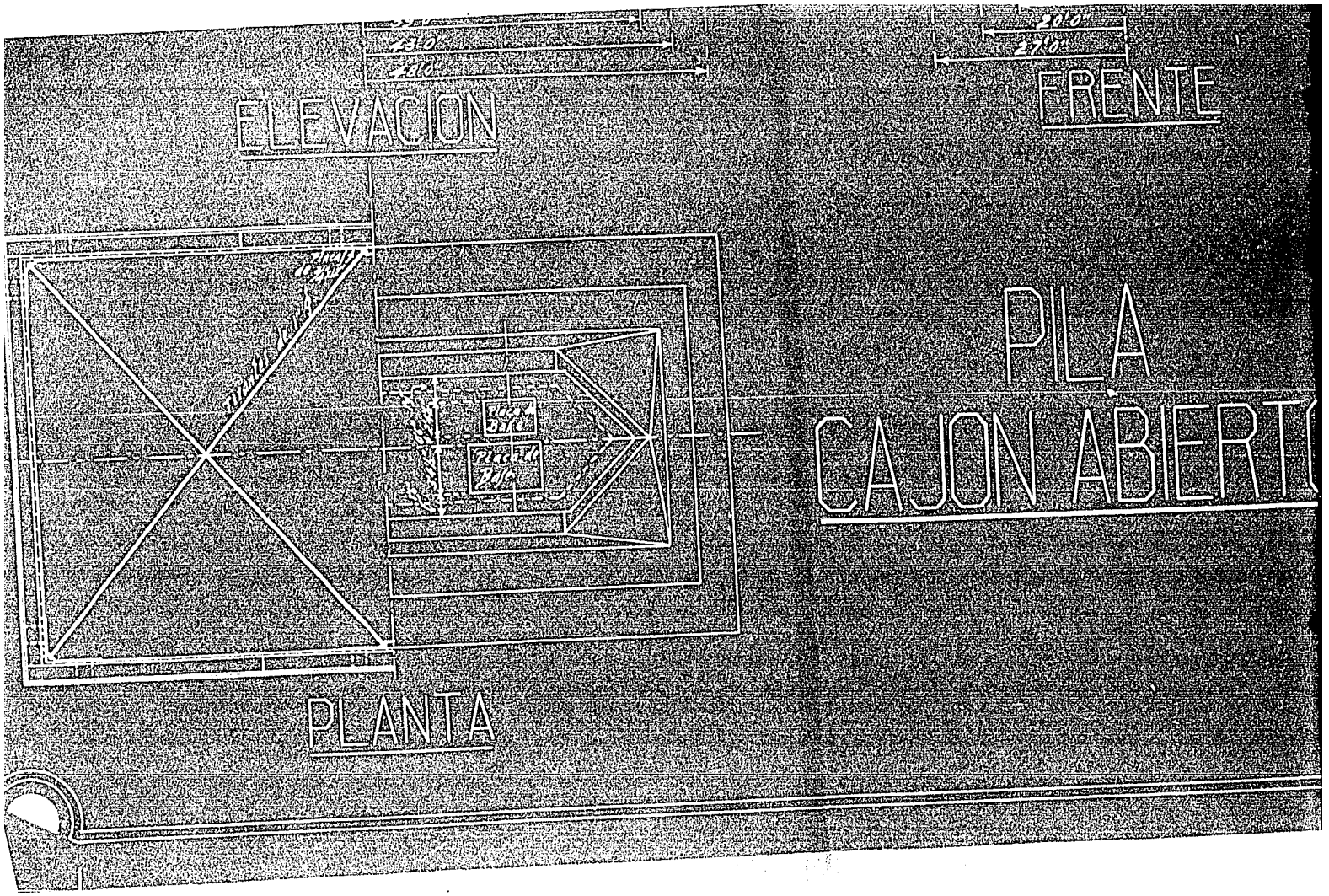
CAJONES ABIERTOS PARA LA CIMENTACION.----

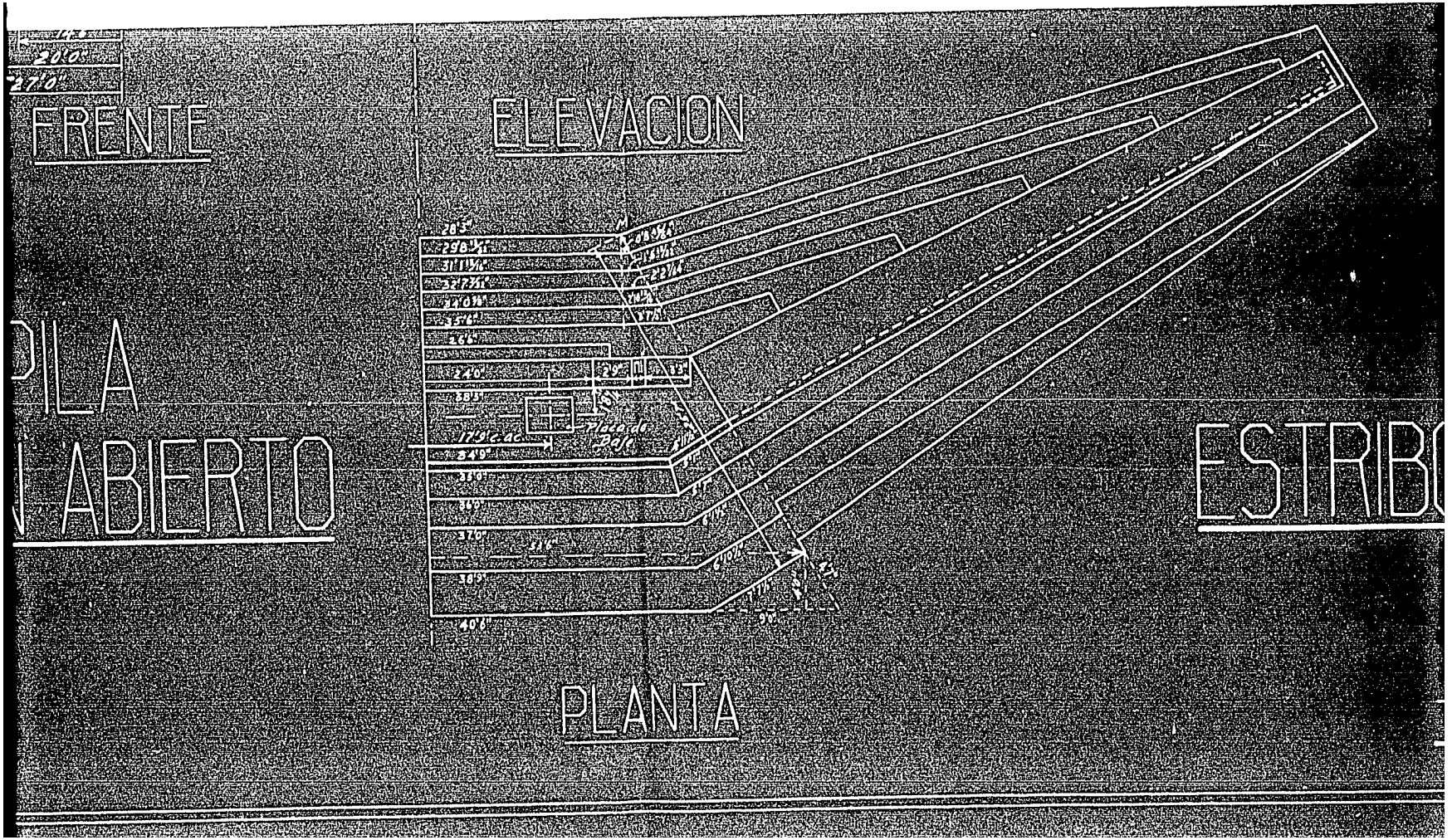
Los cajones abiertos, cuya principal condición es que sean Estancos, sirven para efectuar los trabajos de cimentación de estribos y pilas bajo el nivel de las aguas.

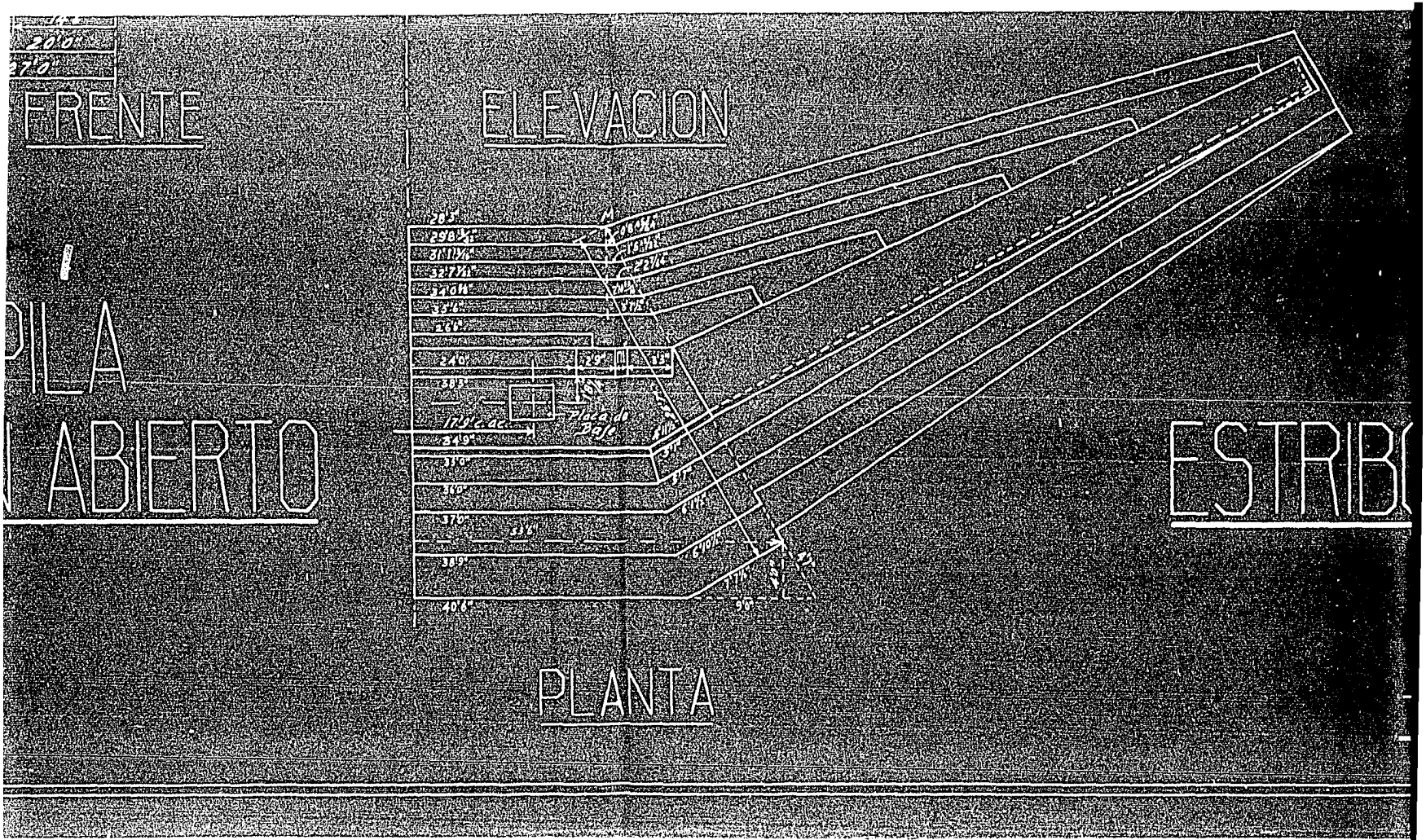
Todos tienen la característica de formar parte integral, permanente, de la Cimentación.

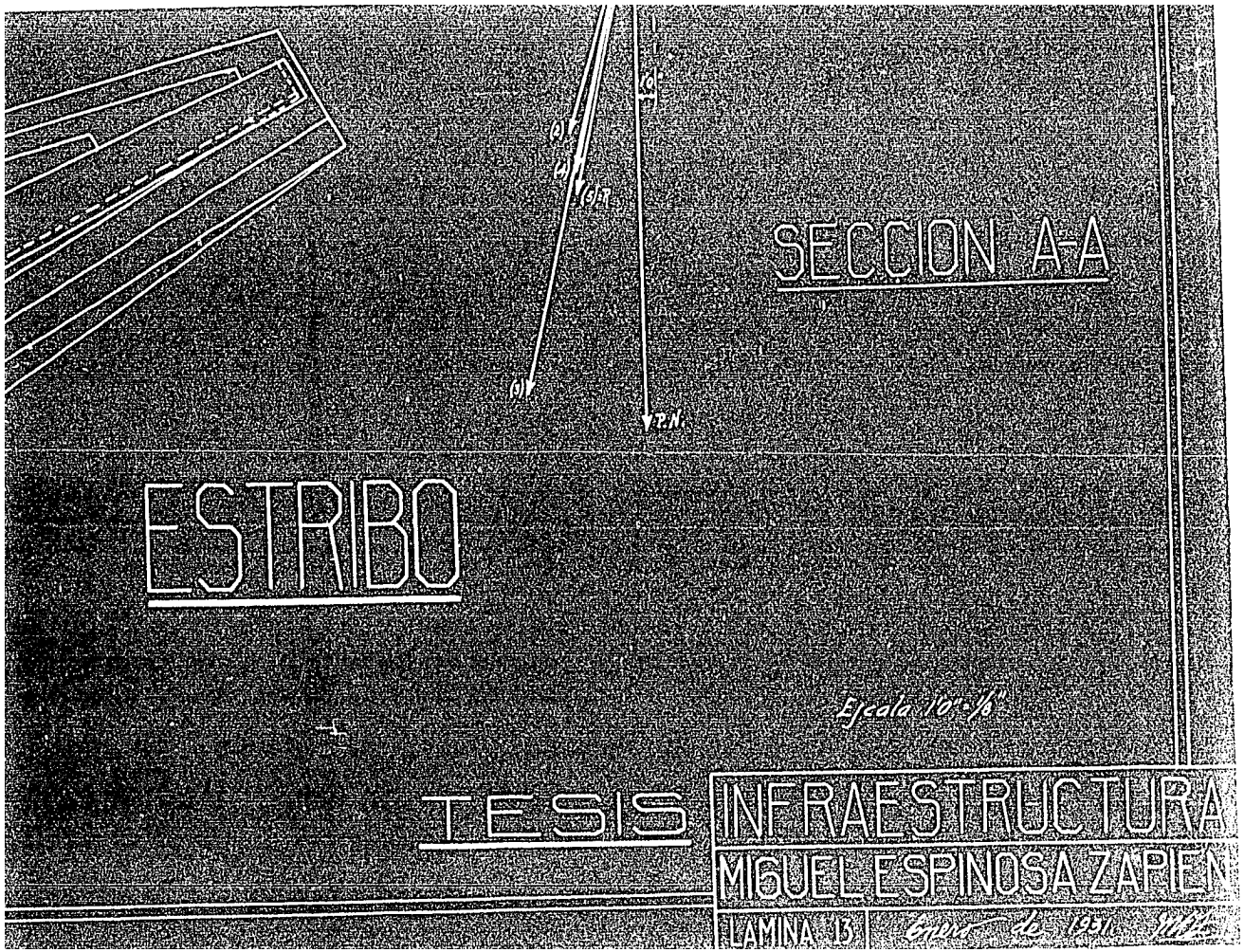


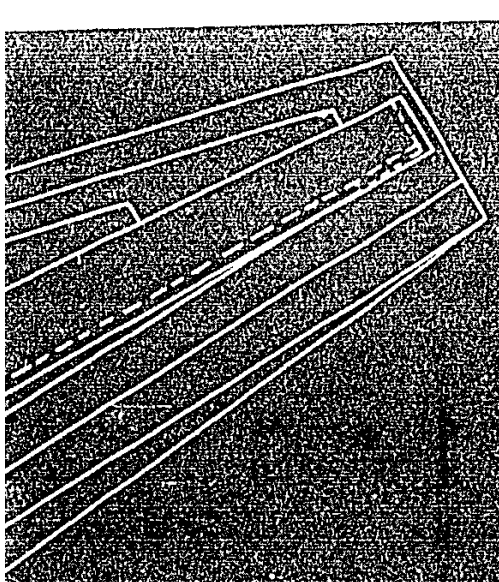



ELEVACION
PLANTA
FRENTE
PILA
CAJON ABIERTO


FRENTE
ELEVACION
PLANTA
ESTRIBO


FRENTE
ELEVACION
PILA
ABIERTO
ESTRIB
PLANTA


SECCION A-A
ESTRIBO
Escala 10:76
TESIS
INFRAESTRUCTURA
MIGUEL ESPINOSA ZAPIEN
LAMINA 13





SECCION A-A

ESTRIBO

Escala 10":1'

TESIS

INFRAESTRUCTURA

MIGUEL ESPINOSA ZAPIEN

LAMINA 13 | Enero de 1981

Sirven para facilitar el trabajo de construcción de la cimentación.

Cuando no se necesita bombeo en los trabajos, con usar un cajón cerrado en el fondo y abierto en la parte superior es suficiente para poder desplantar el cimiento, pero cuando se trata con el caso contrario, se necesitará desde luego que el cajón sea abierto en los 2 extremos cuando se use el sistema de dragado a través del cajón, en tanto que si se va a ejecutar el trabajo de una manera directa, a mano, se usa el tipo de cajones neumáticos con doble tapa superior, los cuales separan el cajón en 3 compartimentos que son: la cámara de trabajo y la esclusa de aire, separadas por válvulas que cierran herméticamente.

Con cajones abiertos se cimenta profundamente, hasta unos 40 mts. bajo el nivel de las aguas. De ellos hay 3 tipos, que son:

Cajones abiertos de pared sencilla, que es un cajón, generalmente de madera, sin tapa, fondo ni cámaras interiores, que se usa cuando nada ó un poco de bombeo se necesita para cimentar;

cajones abiertos cilíndricos, en que los cilindros son de madera ó mampostería; y

los cajones abiertos con pozos para dragado, que son cajones que en parte van cerrados en el fondo y en la tapa, dejando pozos abiertos a través de ellos en toda su longitud y verticalmente.

El segundo tipo se usa cuando las secciones de cimentación son pequeñas y el tercero cuando son grandes.

Cajón para la pila.---Para dicho cajón se usarán unas cimbras formadas con cuadrados de madera de 12" x 12" según lo muestra la lámina 13, contraventeadas a 3 alturas diferentes, también con cuadrados de 12" x 12", teniendo en sus intersecciones pequeñas cuñas de madera para facilitar el apuntalamiento, en el cual se usa un diámetro de 7/8"ϕ.

En seguida he colocado un forro interior clavado, de tablones de madera de 2" x 12" verticalmente, y otro forro exterior horizontal de madera con la misma clase de tablones, calafateando todas las juntas de manera de hacer el cajón perfectamente estanco, lo cual para conseguirlo de una manera más efectiva le he colocado superficialmente un forro de lámina del No. 12, clavada a los tablones horizontales. Se puede reemplazar esta lámina con otra hilada de tablones diagonalmente colocados sobre los anteriores y clavados a ellos, calafateando de nuevo todas las juntas. El molde también se puede hacer con un puro armazón forrado con escuadrías de 12" x 12" unidas entre sí por cepigas en la parte interior del cajón y calafateadas sus juntas, y contravantadas interiormente con escuadrías de la misma naturaleza.

En el fondo y como extremo cortante y de defensa le he colocado alrededor una canal de 18" del tipo liviano, empernada a las vigas de la parte inferior.

En caso de que dada la naturaleza del terreno este clase de extremo cortante no sea suficiente se puede formar un filtro biselado de madera forrado de lámina gruesa y unido a las vigas del fondo ó directamente utilizar un bisel de acero fundido.

Para contraventear la estructura horizontalmente he utilizado tirantes de 1"½, según muestra la figura, unidos al cajón por medio de soleras apernadas directamente sobre las escuadrías horizontales de 12" x 12", dejando especialsuficiente entre ellos para efectuar el dragado.

El sistema para construir el cajón para el estribo es enteramente el mismo, solo que adoptando las dimensiones necesarias para él.

Los cajones se van hundiendo en el terreno por medio de materiales pesados, como rieles viejos, que se colocan en su parte superior y que pueden fácilmente removerse.

Tan pronto como sea efectivo se comienza a efectuar el dragado, para facilitar el descenso de los cajones, dentro de los cuales, y una vez que han alcanzado su posición final, se vacía una primera lámina de concreto para hacerlo estanco por la parte del fondo y así poder colocar el armadillado ó trabajar más cómodamente sin la presencia del agua, colocando también los moldes que se harán necesarios para dar la forma superior de las pilas y efectuar posteriormente un vaciado continuo del concreto.
Una vez endurecida la capa de concreto se procede a quitar la parte del cajón que quede desde el nivel de aguas mínimas hacia arriba, quedando así una vista mejor de los estribos ó pilas en cualquier tiempo.
Las cimentaciones es preferible asentarlas en terrenos duros, para reducir las áreas necesarias de apoyo, pero en caso de que esto sea antieconómico por encontrarse dichos terrenos bastante profundos, la cimentación se hará por fricción usando pilotes.

Indice del Texto. Páginas.

Enunciado del Problema de la Tesis.--- 1.
Puentes-Definición y materiales de construcción--- 2.
Fuerza y sus sistemas.--- 3.
Puentes metálicos de Ferrocarril.-Clasificación y tipos.--- 5.
Partes constitutivas de un puente de armaduras.--- 11.
Cargas que se consideran en el proyecto.--- 13.
Métodos de cálculo de los esfuerzos.--- 14.
Armaduras isostáticas y arriostramientos.--- 14.
Clasificación general de puentes de ferrocarril.--- 16.
Proporciones y longitudes de las armaduras.--- 18.
Datos adoptados para el proyecto.--- 20.
Contorno de las armaduras.--- 23.
Sistema de piso.-Proyecto.--- 23.
Carga muerta adoptada.--- 24.
Cálculo de esfuerzos debidos a la Carga Muerta.-Gráficamente 25.
Los mismos calculados analíticamente.--- 27.
Esfuerzos de Carga Viva e Impacto.-Método Analítico.--- 33.
Los mismos calculados gráficamente.-Líneas de Influencia.--- 37.
Esfuerzos en el sistema lateral superior.--- 69.
Esfuerzos en el sistema lateral inferior.--- 69.
Proyecto de los miembros de tensión.--- 74.
Proyecto de los miembros de Compresión.--- 75.
Proyecto de los Largueros.--- 79.
Proyecto de las Vigas de Apoyo Intermedias.--- 85.
Proyecto de las Vigas extremas de apoyo.--- 91.
Proyecto de las ménsulas extremas.--- 93.
Proyecto de los contraventeos laterales.--- 94.
Proyecto de los pernos y placas de los pernos.--- 97.
Dimensiones y remachado para las placas.--- 110.

Indice del Tomo.-(continúa) Páginas.

Proyecto de los Apoyos Extremos.--- 152.

Detalles menores.--- 156.

Flecha.--- 165.

Fuentes extremas.--- 175.

Estribos y Pilas.---Generalidades.--- 179.

Proyecto de una Pila.--- 186.

Proyecto de un estribo.--- 188.

Cajones abiertos para la Cimentación.--- 190.

Indice del Tomo.--- 145.

Indice de las láminas.--- 149.

No.--Indice de las Láminas---------- entre Páginas.

1.--Fuerza y sus Sistemas.--- 7 y 8.

2.--Tipos de armaduras para puentes.--- 9 - 11.

3.--Contornos para el proyecto.--- 23 - 24.

4.--Influencias máximas de Carga Muerta.---Métodos Gráfico y Analítico.--- 33 - 35.

5.--Tabla de Formulas.-Especificaciones E-60 Cooper 33 - 37.

6.--Influencias de Carga Viva en Postes y Diagonales, Tensiones de Carga.---Método Analítico.--- 59 - 65.

7.--Influencias de Carga Viva en los Cuerdas.-Posiciones de Carga.---Método Analítico.--- 66 - 67.

8.--Influencias de Carga Viva anteriores.-Método Gráfico de las Líneas de Influencia.--- 67 - 69.

9.--Posiciones de Carga para el proyecto de las Vigas de Apoyo y Laterales Inferiores.--- 85 - 96.

10.--Disposición de los miembros en las Juntas.--- 110 - 111.

11.--Influencias máximas en los Pernos ó Pasadores.-Diagonales.--- 110 - 111.

12.--Lámina General de Proyecto, con detalles.--- 137 - 139.

13.--Infraestructura.--Proyecto.--- 139 - 140.